

S.S.291 "Della Nurra"

Lavori di costruzione del Lotto 1 da Alghero ad Olmedo, in località bivio cantoniera di Rudas (completamento collegamento Alghero–Sassari) e del Lotto 4 tra bivio Olmedo e l'aeroporto di Alghero –Fertilia (bretella per l'aeroporto)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. CA29

PROGETTAZIONE: ATI: VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma A27296)

RESPONSABILE D'AREA

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*
 Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. MariaAntonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Salvatore Campione

MANDATARIA:



MANDANTE:



MANDANTE:




MANDANTE:



OPERE DI SOSTEGNO


Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00_OS00_STR_RE01_A			
DPCA0029	E 21	CODICE ELAB.	T00 OS00 STR RE01	A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	Giugno 2021	E. RICCI	G. CAPOGNA	G. PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO


Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

INDICE


1	PREMESSA	4
2	NORME E SPECIFICHE	4
3	MATERIALI	5
	3.1 Calcestruzzo muri gettati in opera e cordolo di fondazione	5
	3.2 Calcestruzzo muri prefabbricati	5
	3.2.1 Elevazione.....	5
	3.2.2 Platea	6
	3.2.3 Zattera di fondazione dei muri prefabbricati	6
	3.3 Miscela cementizia per micropali	7
	3.4 Acciaio per barre di armatura lenta.....	7
	3.5 Acciaio per tubo di armatura dei micropali	7
	3.6 Classe di esposizione e copriferro.....	8
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE	8
5	CRITERI GENERALI DI ANALISI	10
6	DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA.....	12
	6.1 Caratterizzazione sismica del sito	12
	6.2 Caratterizzazione delle strutture	12
7	MURI GETTATI IN OPERA CON FONDAZIONE DIRETTA OS13-OS14	14
	7.1 Verifiche STR del paramento verticale.....	16
	7.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione.....	17
	7.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio	21
	7.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione	23
	7.1 Verifiche STR della fondazione.....	29
	7.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione.....	33
	7.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio	34
	7.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione	35
	7.2 Verifiche GEO della fondazione	38
	7.2.1 Verifica a ribaltamento.....	38
	7.2.2 Verifica a scorrimento.....	40
	7.2.3 Verifica al carico limite.....	41
8	MURI GETTATI IN OPERA CON FONDAZIONI SU MICROPALI	43
	8.1 Verifiche STR del paramento verticale.....	45
	8.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione.....	46

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.1.2	Verifica allo stato limite ultimo per taglio	60
8.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione	67
8.2	Verifiche STR della fondazione.....	83
8.2.1	Verifica allo stato limite ultimo per flessione.....	88
8.2.2	Verifica allo stato limite ultimo per taglio	91
8.2.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione	94
8.3	Verifiche GEO e STR dei micropali di fondazione.....	98
8.3.1.1	Muri OS01-OS02-OS03	101
8.3.1.2	Muri OS07-OS08.....	116
8.3.1.3	Muri OS09	138
9	VERIFICHE STR DEI PARAMENTI VERTICALI DEI MURI PREFABBRICATI	153
10	VERIFICHE STR E GEO DELLE FONDAZIONI DEI MURI PREFABBRICATI	154
10.1	Muri di sostegno con Guard Rail	154
10.1.1	Verifiche STR della zattera di fondazione	154
10.1.1.1	Verifica allo stato limite ultimo per flessione	156
10.1.1.2	Verifica allo stato limite ultimo per taglio	161
10.1.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione	165
10.1.2	Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione.....	168
10.1.2.1	Muri OS01-OS02-OS03-OS04-OS05-OS06-OS21	171
10.1.2.2	Muri OS07-OS08.....	200
10.1.2.3	Muri OS09	229
10.1.2.4	Muri OS11	237
10.1.2.5	Muri OS23-OS24.....	252
10.2	Muri di sostegno con Guard Rail OS15	267
10.2.1	Verifiche STR della zattera di fondazione	267
10.2.1.1	Verifica allo stato limite ultimo per flessione	269
10.2.1.2	Verifica allo stato limite ultimo per taglio	271
10.2.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione	273
10.2.2	Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione.....	276
10.3	Muri di sostegno con barriera integrata OS06-OS25.....	294
10.3.1	Verifiche STR della zattera di fondazione	294
10.3.1.1	Verifica allo stato limite ultimo per flessione	296
10.3.1.2	Verifica allo stato limite ultimo per taglio	299
10.3.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione	302
10.3.2	Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione.....	304
10.4	Muri di sottoscarpa	329

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.4.1	Verifiche STR della zattera di fondazione	329
10.4.1.1	Verifica allo stato limite ultimo per flessione	331
10.4.1.2	Verifica allo stato limite ultimo per taglio.....	333
10.4.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione	335
10.4.2	Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione.....	338
10.4.2.1	Muri OS10	341
10.4.2.2	Muri OS19	356
10.4.2.1	Muri OS20	371
11	CORDOLI DI FONDAZIONE SU UN PALO	386
11.1	Verifica STR del cordolo di fondazione	387
11.1.1	Verifica allo stato limite ultimo per flessione.....	387
11.1.2	Verifica allo stato limite ultimo per taglio e per torsione	389
11.2	Verifica GEO/STR dei micropali del cordolo di fondazione	390
11.2.1	OS25	392
11.2.2	OS26	400
12	ALLEGATO A	408

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche strutturali dei muri di sostegno denominati OS01, OS02, OS03..., OS25, dei muri di sottoscarpa OS10, OS19 e OS20 e dei cordoli di fondazione denominati OS25 e OS26 inseriti nel Progetto Esecutivo della “S.S. N°291 – COLLEGAMENTO SASSARI – ALGHERO – AEROPORTO Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° Lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”.

2 NORME E SPECIFICHE

La redazione dei calcoli avverrà secondo le prescrizioni della seguente normativa ed in particolare:

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M del 14.1.2008;
- Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” approvate con D.M del 14.1.2008” - Circolare 02.2.2009;
- UNI EN 1992-1-1:2005, Eurocodice 2: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- Norma UNI EN 206-1:2006 “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI EN 1998-2:2006, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”
- Legge 5.11.71 n.1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo muri gettati in opera e cordolo di fondazione

Per i muri gettati in opera, sia per le fondazioni che per le elevazioni dei muri, è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** con le seguenti caratteristiche meccaniche:


Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	32 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	40.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.13 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.02 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.12 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	33345.8 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹

3.2 Calcestruzzo muri prefabbricati

3.2.1 Elevazione

Per le elevazioni dei muri prefabbricati è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **C38/45** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	45 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	35 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	43.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	19.80 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.2 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.2 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.5 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	34077 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


3.2.2 Platea

Per le platee dei muri prefabbricati è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	35 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	33 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.6 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1.8 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.2 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	31476 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹

3.2.3 Zattera di fondazione dei muri prefabbricati

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	32 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	40.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.13 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.02 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.12 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	33345.8 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

3.3 Miscela cementizia per micropali

Per la miscela cementizia dei micropali è stata considerata una classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	25 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	33.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.17 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1.80 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	31475.8 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹


3.4 Acciaio per barre di armatura lenta

Per le armature lente delle strutture in cemento armato è stato considerato un acciaio tipo **B450C** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tipologia di acciaio	B450C	
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 N/mm ²
Tensione di sverramento di calcolo ($\gamma_c = 1.15$)	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_s	210000.00 N/mm ²

3.5 Acciaio per tubo di armatura dei micropali

Acciaio in profili a sezione cava	EN 10210-1 S355 JOH+N	
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	510 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_s	210000.00 N/mm ²

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

3.6 Classe di esposizione e copriferro

Per le parti d'opera contro terra (fondazione per i muri gettati in opera e platea e fondazione per i muri prefabbricati) si assume una classe di esposizione XA1, corrispondente a condizioni ambientali "aggressive". Per le parti d'opera fuori terra (elevazione dei muri gettati in opera e dei muri prefabbricati), si assume una classe di esposizione XC3, corrispondente a condizioni ambientali "ordinarie". Si adotta un valore del copriferro pari a 45 mm.

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

I muri gettati in opera con fondazione diretta, da realizzare in cemento armato, hanno una variabilità in altezza da un minimo di 5.91 m, ad un massimo di 6.27 m. Per questa tipologia è prevista l'installazione di una barriera di sicurezza H2BL posizionata a bordo carreggiata in posizione arretrata rispetto alla testa dei muri, dove sarà installato un parapetto sul quale non verrà considerata la spinta del corrimano in quanto poco rilevante al fine delle verifiche.

I muri di sostegno in oggetto presentano una fondazione larga 4.6 m ed alta 1.2 m.

I muri gettati in opera con fondazione su micropali, da realizzare in cemento armato, hanno una variabilità in altezza da un minimo di 4.00 m, ad un massimo di 11.34 m. Per questa tipologia è prevista l'installazione in testa ai muri di una barriera di sicurezza del tipo H3BP o H4BP.


I muri di sostegno in oggetto saranno fondati su micropali di diametro $\phi 300$ con una fondazione di dimensioni in funzione dell'altezza:

- Muri con altezza da 7.01 m a 12.00 m hanno una fondazione larga 4.8 m ed alta 1.50 m;
- Muri con altezza da 4.00 m a 6.00 m hanno una fondazione larga 3.6 ed alta 1.10 m.

I muri di sostegno prefabbricati Tensiter hanno una variabilità in altezza da un minimo di 1.01 m, ad un massimo di 11.00 m. Generalmente in testa ai muri è prevista l'installazione di una barriera di sicurezza del tipo H3BP o H4BP. In altri casi, parte dell'OS06 e OS25, la barriera di sicurezza sarà integrata con barriera antirumore e nell'analisi verrà considerata anche l'azione del vento con una pressione di 2.38 kN/mq.

I muri in oggetto saranno fondati su micropali di diametro $\phi 300$ con una fondazione di dimensioni in funzione dell'altezza:

- Muri con altezza da 9.01 m a 11.00 m hanno una fondazione larga 4.8 m ed alta 1.30 m;
- Muri con altezza da 4.01 m a 9.00 m hanno una fondazione larga 3.6 m ed alta 1.10 m;
- Muri con altezza minore-uguale di 4.00 m hanno una fondazione larga 2.4 m ed alta 0.90 m.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

I muri di sostegno prefabbricati Tensiter OS15 hanno una variabilità in altezza da un minimo di 1.80 m, ad un massimo di 8.00 m. Per i muri in oggetto è prevista l'installazione in testa ai muri di una barriera di sicurezza del tipo H3BP.

Per questa tipologia di muri, per la particolare stratigrafia, è stato necessario utilizzare una fondazione su micropali di diametro $\phi 300$ con la seguente geometria:

- Muri con altezza da 5.01 m a 8.00 m hanno una fondazione larga 4.8 m ed alta 1.30 m;
- Muri con altezza minore di 5.00 hanno una fondazione larga 3.6 m ed alta 1.10 m.

I muri di sostegno prefabbricati Tensiter OS13, OS14 e OS22, invece, hanno una fondazione diretta.

Per questa tipologia è prevista l'installazione di una barriera di sicurezza del tipo H2BL posizionata a bordo carreggiata in posizione arretrata rispetto alla testa dei muri, dove sarà installato un parapetto sul quale non verrà considerata la spinta del corrimano in quanto poco rilevante al fine delle verifiche.


Il muro di sottoscarpa prefabbricato Tensiter OS19 sarà realizzato a sostegno della scarpata della rampa Nord di Alghero in uscita dalla galleria artificiale GA01 (FS Sassari Alghero). Il muro ha una lunghezza complessiva di 30.00 m.

I muri di sottoscarpa prefabbricati Tensiter OS10 e OS20 saranno realizzati a sostegno delle scarpate dell'asse D in entrata e uscita della galleria artificiale GA02 (FS Sassari Alghero). Il muro OS10 ha una lunghezza complessiva di 65.00 m mentre il muro OS20 ha una lunghezza complessiva di 17.50 m.

I muri in oggetto avranno una fondazione su micropali di diametro $\phi 300$ con la seguente geometria:

- Muri con altezza da 1.01 m a 5.00 m hanno una fondazione larga 3.6 m ed alta 1.00 m;
- Muri con altezza da 5.01 m a 9.00 m hanno una fondazione larga 4.8 m ed alta 1.20 m.

I cordoli di fondazione, da realizzare in cemento armato, hanno una base di 80 cm ed un'altezza di 90 cm fondati su micropali di diametro $\phi 300$. Per questa tipologia è prevista l'installazione in testa di una barriera di sicurezza H3BP.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

5 CRITERI GENERALI DI ANALISI

Le analisi e le verifiche delle strutture in oggetto vengono condotte agli stati limite secondo le prescrizioni della vigente normativa italiana (**DM 14/01/2008 e CM 02/02/2009**) facendo riferimento per la definizione dell'azione sismica ai parametri di calcolo prodotto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) e riportati in allegato alla norma in funzione delle coordinate geografiche del sito di progetto.

Si fa presente che per le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) si fa riferimento all'Approccio 2 che considera come coefficienti parziali delle azioni γ_F quelli riportati nella colonna "A1 STR" della tabella 5.1.V del decreto e come coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno valore unitario come risulta dai valori riportati nella colonna "M1" della tabella 6.2.II.

Nello specifico le verifiche sono state svolte in condizioni di stato limite ultimo, analizzando la condizione statica di esercizio SLU, la condizione eccezionale di urto di un veicolo in svio e la condizione sismica allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

In conformità al paragrafo 4.1.2.2 delle NTC 2008, sono state svolte anche le verifiche allo stato limite di fessurazione SLE.


Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

Per le verifiche, per il calcolo della spinta del terreno a tergo dei muri sono stati considerati i seguenti parametri geotecnici:

Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume γ	18,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito φ	35,00	[°]
Coesione efficace c'	0,00	[Mpa]

Sono state considerate condizioni di falda assente.

Per la valutazione delle spinte esercitate dal terreno si è fatto riferimento a condizioni di spinta attiva adottando la teoria di Coulomb in condizioni statiche e la teoria di Mononobe – Okabe in condizioni sismiche. Come sovraccarico accidentale a tergo dei muri di sostegno si è considerato un carico di 20 kN/m² in condizioni statiche, ridotto a 4 kN/m² in condizioni sismiche. Allo stato limite ultimo SLU, le azioni risultano amplificate opportunamente con i coefficienti γ relativi ai pesi propri ($\gamma=1.3$), alle spinte statiche del terreno ($\gamma=1.3$) e al sovraccarico stradale ($\gamma_Q=1.5$).

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Nella combinazione eccezionale relativa all'urto, relativa sempre a condizioni di stato limite ultimo, è stata considerata agente una forza orizzontale di 100 kN applicata a 7 pannelli da 1.25 m a 1.00 m dalla testa del muro:

$$- F(\text{kN/m}) = 100 / (7 \times 1.25)$$


Con riferimento al paragrafo 4.1.4 della NTC 2008, la resistenza di calcolo delle sezioni per la verifica della condizione eccezionale d'urto, è stata calcolata assumendo valori unitari per i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

Nelle combinazioni sismiche allo stato limite ultimo SLV, i carichi non sono stati amplificati adottando coefficienti di combinazione di valore unitario.

Oltre alla spinta sismica del terreno, valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, è stata considerata la forza di inerzia sul volume di terreno massimo tra quello sopra la zattera e quello del cuneo di spinta.

Infine sono state svolte verifiche allo stato limite di esercizio in conformità ai paragrafi 4.1.2.2.4.5 delle NTC2008 nelle combinazioni frequente e quasi permanente.

La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi, il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV(ferrovie) del D.M. 14/01/2008. Queste verifiche sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni verificandone la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

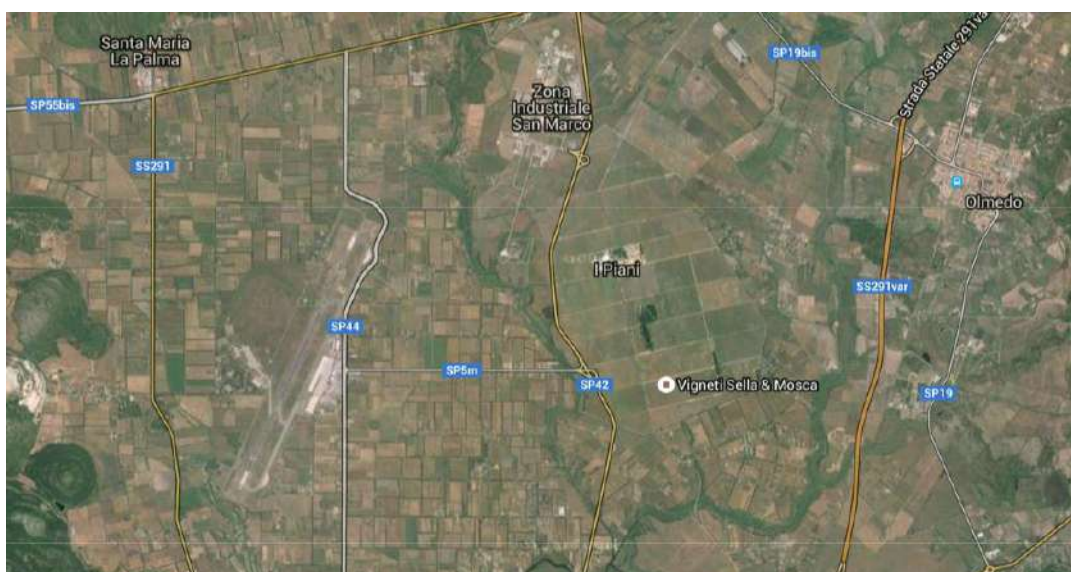
6.1 Caratterizzazione sismica del sito

La sismicità di progetto, può essere descritta sulla base della Tabella 2 dell'allegato B alle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008), dove per la Sardegna si ottengono le seguenti terne dei parametri sismici:

TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c' [s]
30	0,186	2,61	0,273
50	0,235	2,67	0,296
72	0,274	2,70	0,303
101	0,314	2,73	0,307
140	0,351	2,78	0,313
201	0,393	2,82	0,322
475	0,500	2,88	0,340
975	0,603	2,98	0,372
2475	0,747	3,09	0,401

6.2 Caratterizzazione delle strutture

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Alghero.



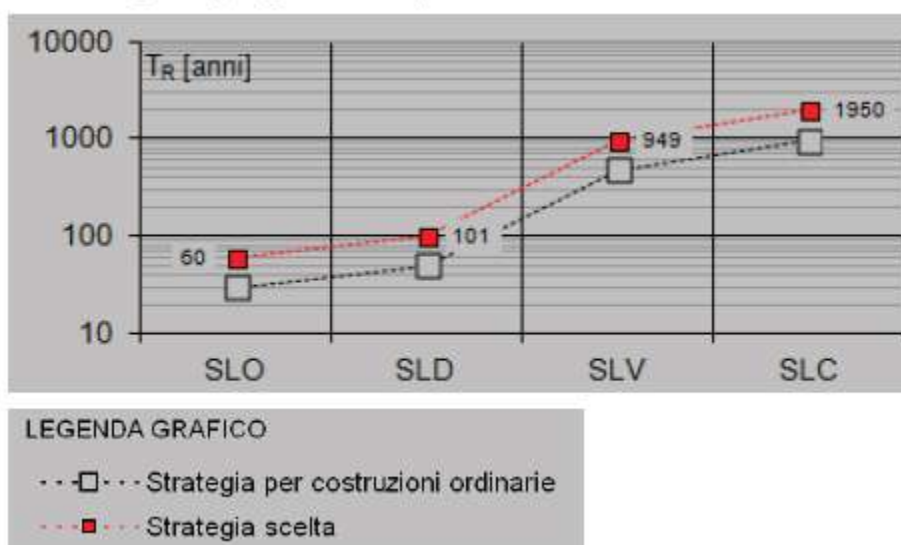
Secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”, par. 2.4, sono stati definiti i seguenti parametri sismici della struttura:

- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso della struttura: **IV**
- Coefficiente d'uso della struttura: $C_U = 2,00$
- Periodo di ritorno per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,00 = 100$ anni

I periodi di ritorno T_R per la definizione dell'azione sismica (in anni) risultano pari a:

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R	
Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$ 60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$ 101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$ 949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$ 1950

La strategia di progettazione può essere sintetizzata attraverso il seguente grafico



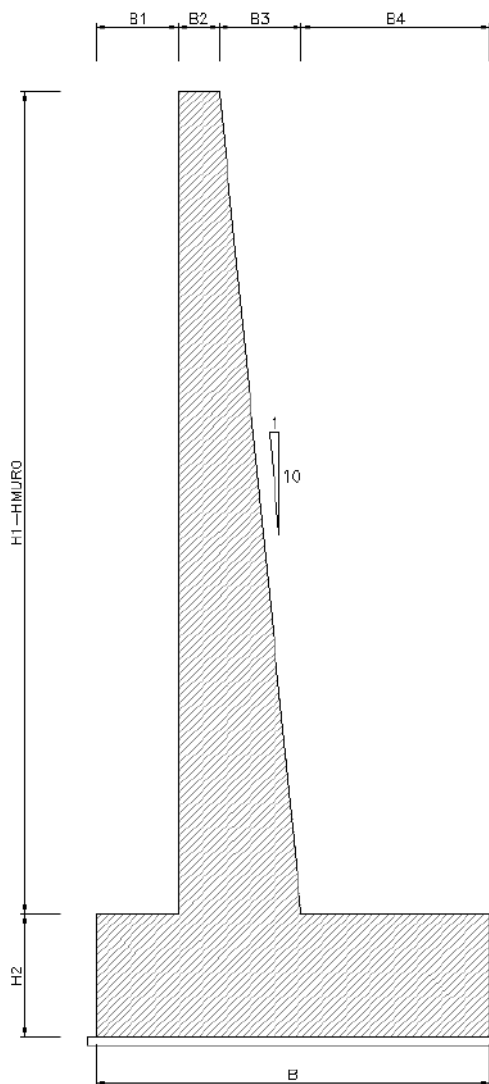
Sulla base delle categorie di sottosuolo presenti in corrispondenza delle varie opere (categoria A,B o C) e della categoria topografica (T1) si hanno diverse accelerazioni massime di progetto. A vantaggio di sicurezza la verifica sismica su tutte quante le opere in oggetto è stata effettuata con la massima accelerazione attesa pari a:

- $a_{max}/g = 0.090$

Si ipotizza un comportamento elastico della struttura, cioè un comportamento non dissipativo, che non richiede i particolari costruttivi di cui al capitolo 7 delle NTC 2008; per le verifiche strutturali vengono, di conseguenza, utilizzate le regole espresse nel capitolo 4 delle NTC 2008.

7 MURI GETTATI IN OPERA CON FONDAZIONE DIRETTA OS13-OS14

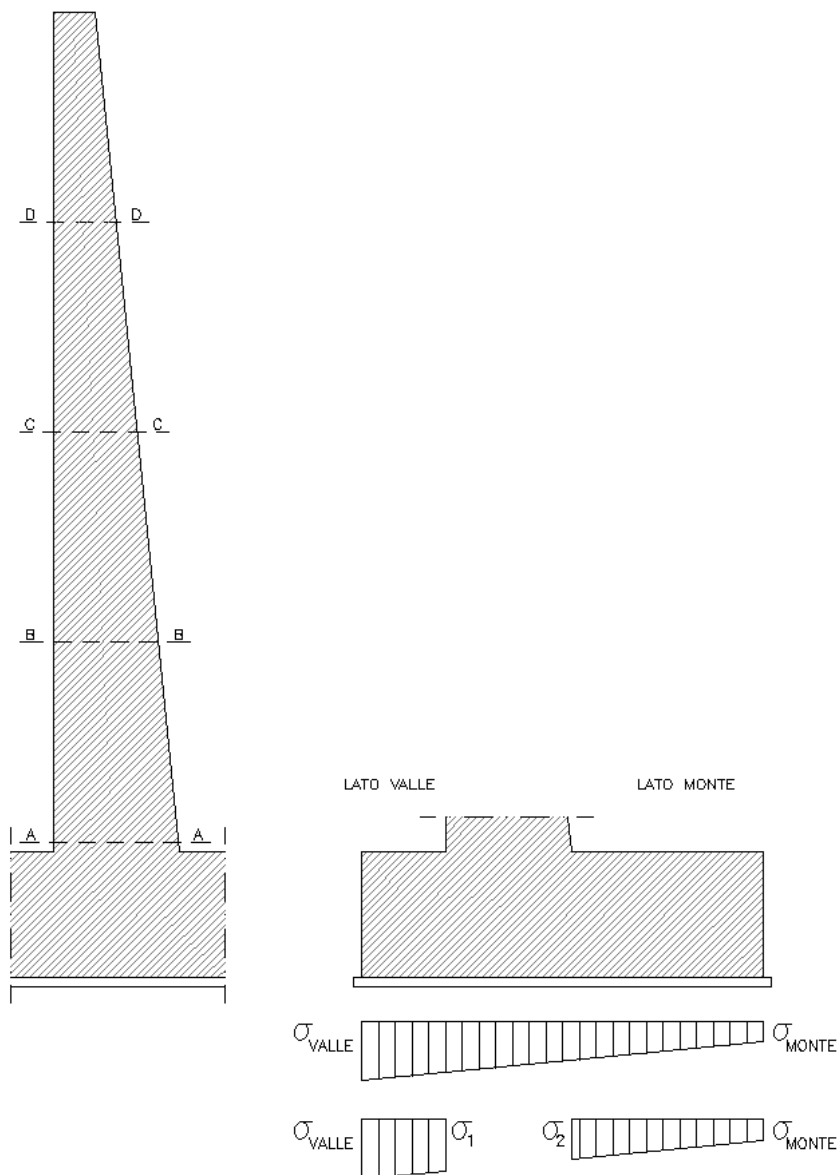
Viene riportata una sezione allo scopo di consentire una migliore comprensione delle opere in oggetto.




$H_1 - H_{MURO}$ [m]	H_2 [m]	B [m]	B_1 [m]	B_2 [m]	B_3 [m]	B_4 [m]
7.0	1.2	4.6	1.0	0.5	0.7	2.4
6.0	1.2	4.6	1.0	0.5	0.6	2.5

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio le sezioni oggetto di verifica:

- Paramento: attacco con la fondazione, a mezza altezza ed a ogni variazione non continua di sezione;
- Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra): la sezione di attacco con il paramento verticale;
- Mensola di fondazione a monte (mensola destra): la sezione di attacco con il paramento verticale.



Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

7.1 Verifiche STR del paramento verticale

		SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE					
		SLU			SLV		
		N	V	M	N	V	M
H_{MURO} [m]	Sezione	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
7.0	A-A	148.8	212.3	561.7	152.6	150.8	366.8
	B-B	100.1	130.1	264.9	102.6	87.2	161.1
	C-C	59.1	67.3	95.1	60.6	40.9	51.5
	D-D	25.7	23.9	18.1	26.4	11.8	7.8
6.0	A-A	120.0	162.9	374.6	123.1	112.4	235.8
	B-B	81.6	100.8	178.6	83.6	65.3	104.1
	C-C	48.8	52.9	65.1	50.0	30.8	33.6
	D-D	21.6	19.3	12.7	22.1	9.1	5.2

Come si evince dalla tabella la sezione A-A risulta ovviamente la più sollecitata e per brevità verranno riportate le verifiche solo di quest'ultima sezione.

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza che varia in funzione del paramento verticale.

7.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

- $H_{MURO} = 6.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
B-B	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
C-C	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
D-D	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 148.8 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 561.7 \text{ kN*m/m}$.

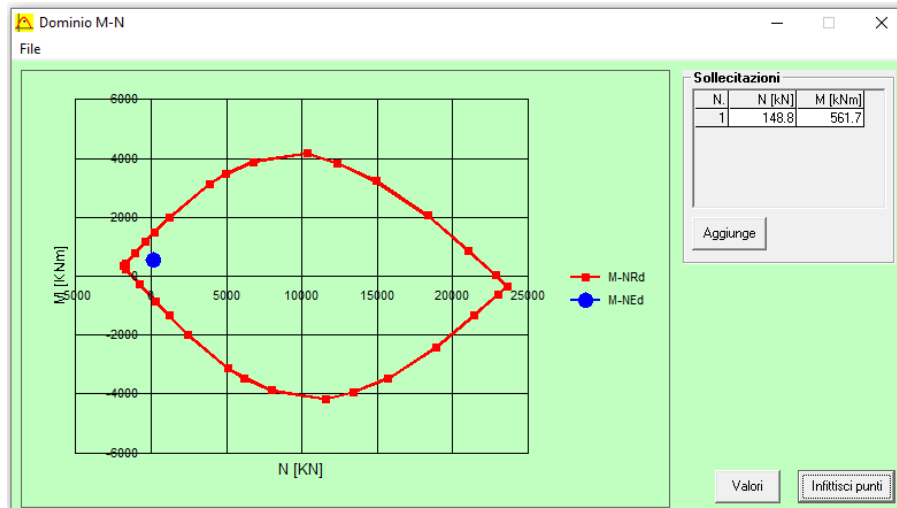
The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

- Titolo:** H=6.01-7.01
- Materiali:** B450C (steel), C32/40 (concrete)
- Proprietà materiali:**
 - E_{su} : 67.5%
 - f_{yd} : 391.3 N/mm²
 - E_s : 210'000 N/mm²
 - E_s/E_c : 10
 - E_{syd} : 1.863%
 - $G_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - E_{c2} : 2%
 - E_{cu} : 3.5
 - f_{cd} : 18.13
 - f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 - $G_{c,adm}$: 12.25
 - T_{co} : 0.7333
 - T_{c1} : 2.114
- Carichi e Sollecitazioni:**
 - N_{Ed} : 148.8 kN
 - M_{Ed} : 561.7 kNm
 - M_{yEd} : 0
- Proprietà della Sezione:**
 - N^* : 1, 15.71 cm²; 2, 31.42 cm²
 - d : 5.5 cm; 114.5 cm
 - x/d : 7.366
 - x/d : 0.06433
 - δ : 0.7
- Calcoli e Risultati:**
 - M_{Rd} : 1'447 kN m
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5 ‰
 - ϵ_s : 50.91 ‰
 - d : 114.5 cm
 - N^* rett.: 100
 - L_0 : 0 cm
 - δ : 0.7
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1447 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 2.58$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
B-B	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
C-C	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
D-D	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6

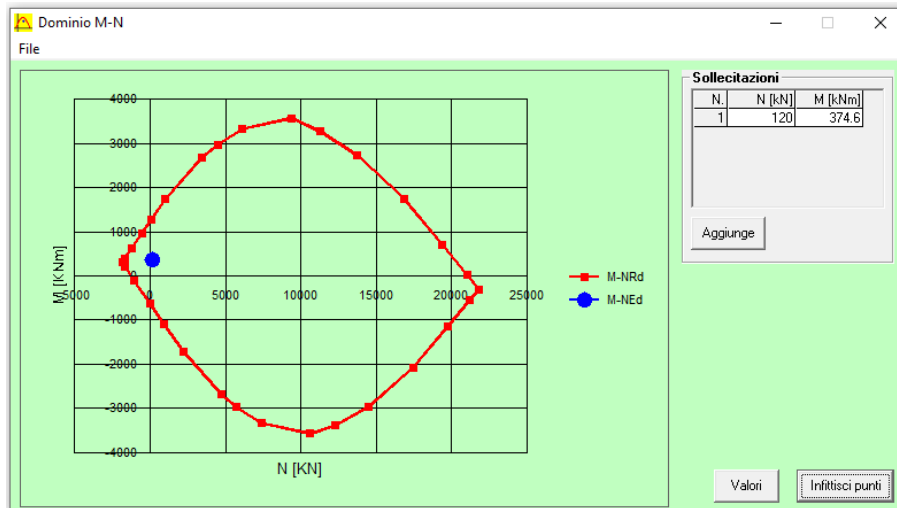
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 120.0 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 374.6 \text{ kN*m/m}$.


Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1303 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 3.48$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

- $H_{MURO} = 6.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 212.3 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1200
altezza utile sezione	d	[mm]	1145
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	845
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3222
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	845
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	212.3

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 162.9 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1045.0
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	771
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2940
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	771
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	162.9

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali ordinarie ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.


Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:


- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.

Le verifiche a fessurazione sono state effettuate con il calcolo diretto come indicato nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC08.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Si riportano nelle tabelle seguenti le sollecitazioni allo SLE in condizioni quasi permanente e frequente nelle sezioni del paramento verticale, usate nelle verifiche a fessurazione.

		SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE			
		SLE QP		SLE FQ	
		N	M	N	M
H _{MURO} [m]	Sezione	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
7.0	A-A	148.8	278.8	148.8	378.4
	B-B	100.1	117.6	100.1	173.7
	C-C	59.1	34.9	59.1	59.8
	D-D	25.7	4.4	25.7	10.6
6.0	A-A	120.0	175.6	120.0	248.8
	B-B	81.6	74.1	81.6	115.2
	C-C	48.8	21.9	48.8	40.4
	D-D	21.6	2.7	21.6	7.3

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 6.01 m – 7.00 m

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	148.8 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	278.8 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0228
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	3142 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	138 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00018
0.6 σ_s / E_s =	0.00018
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	63.2 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.06 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	148.8 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	378.4 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0228
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	3142 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00027
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00027
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	92.9 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.08 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 5.01 m – 6.00 m

Stato limite di apertura delle fessure - SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	120.0 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	175.6 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0228
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	3142 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	138 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00012
0.6 σ_s / E_s =	0.00012
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	41.5 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.04 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	120.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	248.8 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0228
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	3142 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00019
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00019
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	65.5 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.06 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.1 Verifiche STR della fondazione

Nel calcolo delle sollecitazioni si considera la presenza o meno del sovraccarico accidentale sulla fondazione in quanto nelle verifiche a carico limite può risultare più gravosa la presenza del sovraccarico. Le due condizioni sono indicate rispettivamente con N_{MIN} e N_{MAX} .

- Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

La mensola di fondazione a valle è caricata dal basso dalla reazione del terreno e dall'alto dal peso proprio della mensola stessa.


	N_{MIN}					
	SLU			SLV		
	$W_{ZATTERA}$	σ_{VALLE}	σ_1	$W_{ZATTERA}$	σ_{VALLE}	σ_1
H_{MURO} [m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
7.0	30.0	337.6	247.6	30.8	274.8	216.8
6.0	30.0	246.7	192.4	30.8	209.6	172.8

	N_{MAX}					
	SLU			SLV		
	$W_{ZATTERA}$	σ_{VALLE}	σ_1	$W_{ZATTERA}$	σ_{VALLE}	σ_1
H_{MURO} [m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
7.0	30.0	326.9	253.4	30.8	274.9	217.9
6.0	30.0	247.1	201.5	30.8	209.6	173.9

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime nella sezione di incastro della mensola.

	N_{MIN}			
	SLU		SLV	
	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
7.0	138.8	262.6	112.4	215.0
6.0	99.3	189.6	83.3	160.4

	N_{MAX}			
	SLU		SLV	
	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
7.0	136.2	260.2	112.9	215.7
6.0	100.9	194.3	83.9	161.0

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

La mensola di fondazione a monte è caricata dal basso dalla reazione del terreno e dall'alto dal peso proprio della mensola stessa, dal peso del terrapieno e eventualmente dal sovraccarico (caso N_{MAX})

	N_{MIN}							
	SLU				SLV			
	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	σ_{MONTE}	σ_2	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	σ_{MONTE}	σ_2
H_{MURO} [m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
7.0	30.0	126.0	0	139.6	30.8	129.2	7.5	147.0
6.0	30.0	108.0	0	132.7	30.8	110.8	40.3	132.3

	N_{MAX}							
	SLU				SLV			
	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	σ_{MONTE}	σ_2	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	σ_{MONTE}	σ_2
H_{MURO} [m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
7.0	30.0	156.0	0	165.0	30.8	133.3	12.8	149.6
6.0	30.0	138.0	36.9	151.2	30.8	114.9	45.7	134.8

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime nella sezione di incastro della mensola.

	N_{MIN}			
	SLU		SLV	
	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
7.0	393.3	266.1	305.3	198.6
6.0	299.3	182.9	220.4	138.0

	N_{MAX}			
	SLU		SLV	
	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
7.0	397.4	261.4	304.4	198.9
6.0	290.5	184.8	219.6	138.5

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza pari a 120 cm.

Dato che la fondazione sia di geometria che di armatura risulta uguale si prende in considerazione la sollecitazione più grande.

7.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare della fondazione.

	ϕ	n/metro	A'_s	A_s
H_{MURO} [m]	[mm]	-	[mm ²]	[mm ²]
7.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8
6.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m} / 6.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 397.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H=6.01-7.01

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	15.71	5.5
			2	15.71	114.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 397.4 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd}: 694.6 kNm

Materiali: B450C C32/40


ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 210'000 N/mm² f_{cd}: 18.13 ‰
 E_s/E_c: 10 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.863 ‰ σ_{c,adm}: 12.25
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
 τ_{c1}: 2.114

σ_c: -18.13 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.081 ‰
 ε_s: 67.5 ‰
 d: 114.5 cm
 x: 4.999 x/d: 0.04366
 δ: 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 694.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.75$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m} / 6.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 266.1 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1200
altezza utile sezione	d	[mm]	1145
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1267
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3222
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1267
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	266.1

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.


Le verifiche a fessurazione sono state effettuate senza calcolo diretto e può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C.4.1.III.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


- Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

Nelle tabelle seguenti si riportano la tensione massime dell'acciaio e la spaziatura delle barre.

	N_{MIN}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_s	s	M_{MAX}	σ_s	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
7.0	84.9	50.0	200.0	101.5	59.8	200.0
6.0	62.7	36.9	200.0	75.5	44.4	200.0

	N_{MAX}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_s	s	M_{MAX}	σ_s	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
7.0	84.9	50.0	200.0	102.4	60.3	200.0
6.0	62.7	36.9	200.0	76.3	44.9	200.0

Le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


- Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

Nella tabella seguente si riportano la tensione massime dell'acciaio e la spaziatura delle barre.

	N_{MIN}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_S	s	M_{MAX}	σ_S	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
7.0	189.6	111.6	200.0	262.4	154.5	200.0
6.0	128.9	75.9	200.0	188.4	110.9	200.0

	N_{MAX}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_S	s	M_{MAX}	σ_S	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
7.0	189.6	111.6	200.0	257.9	151.8	200.0
6.0	128.9	75.9	200.0	184.0	108.3	200.0

Le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.2 Verifiche GEO della fondazione

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da imposta fondazione	Litotipo	γ	φ	c'	E'
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]
Da 0 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930

7.2.1 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_R) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_S) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_S/M_R sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza FS.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_S}{M_R} \geq FS$$


Il momento ribaltante M_R è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci.

Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.


Nelle verifiche SLV lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quello utilizzato nelle verifiche SLU.

- $\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU)
- $\beta_m = 0.57$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Si riporta nella tabella seguente l'esito delle verifiche.

VERIFICA A RIBALTAMENTO						
SLU			SLV			
	M _R	M _S	FS	M _R	M _S	FS
H _{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN*m/m]	[-]	[kN*m/m]	[kN*m/m]	[-]
7.0	971.3	1483.1	1.5	841.5	1647.8	1.9
6.0	690.1	1308.3	1.9	663.1	1453.7	2.19

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.2.2 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza.

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_R e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_S risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza FS .

$$\frac{F_R}{F_S} \geq FS$$

Le forze che intervengono nella F_S sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.


La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_R = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Si riporta nella tabella seguente l'esito delle verifiche.

	VERIFICA A SCORRIMENTO					
	SLU			SLV		
	F_R	F_S	FS	F_R	F_S	FS
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN*m/m]	[-]	[kN*m/m]	[kN*m/m]	[-]
7.0	753.6	279.9	2.7	782.5	255.0	3.1
6.0	660.9	222.9	3.0	692.5	203.3	3.4

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

7.2.3 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a FS. Cioè, detto Q, il carico limite ed N la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q}{N} \geq FS$$

L'espressione del carico ultimo è data dalla formula generale di Brinch-Hansen, 1970:

$$q = cN_c i_c + qN_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- i fattori di inclinazione del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Bowles propone di moltiplicare la capacità portante ultima) per i termini B' ed L' (area ridotta della fondazione) al posto di B ed L dove:

$$B' = B - 2.0 e_x \quad L' = L - 2.0 e_y$$

essendo e_x ed e_y le eccentricità del carico

I coefficienti di capacità portante N_c, N_q sono espressi attraverso le formule ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Per quanto riguarda N_γ , invece, si fa riferimento alla soluzione proposta da Caquot e Kérisel e approssimata da Vesic:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi)$$


I valori di $i_c, i_q,$ e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic:

$$i_q = \left(1 - \frac{T}{N + B'c' \cot \phi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{T}{N + B'c' \cot \phi} \right)^{m+1}$$

Per una fondazione nastroforme si assume $m=2$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

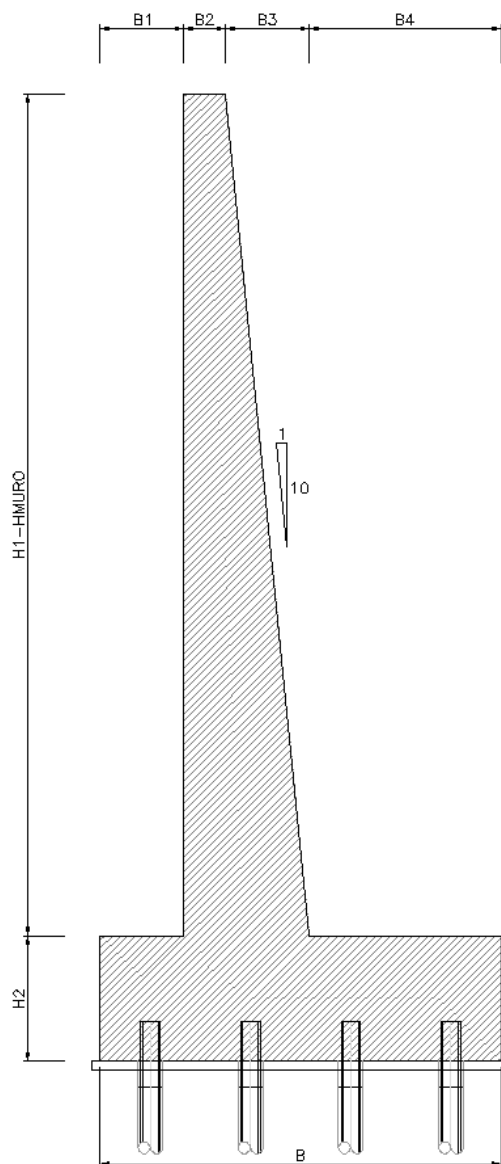
Si riporta nella tabella seguente l'esito delle verifiche.

	VERIFICA AL CARICO LIMITE- N_{MIN}					
	SLU			SLV		
	Q	N	FS	Q	N	FS
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[[kN/m]	[-]	[kN/m]	[[kN/m]	[-]
7.0	59934.3	633.2	94.7	105923.6	649.5	163.0
6.0	93331.3	560.4	166.5	142728.9	574.8	248.5

	VERIFICA AL CARICO LIMITE- N_{MAX}					
	SLU			SLV		
	Q	N	FS	Q	N	FS
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[[kN/m]	[-]	[kN/m]	[[kN/m]	[-]
7.0	70962.0	726.3	101.8	107604.9	661.88	165.3
6.0	110335.5	653.4	168.6	147059.9	587.2	250.1

8 MURI GETTATI IN OPERA CON FONDAZIONI SU MICROPALI

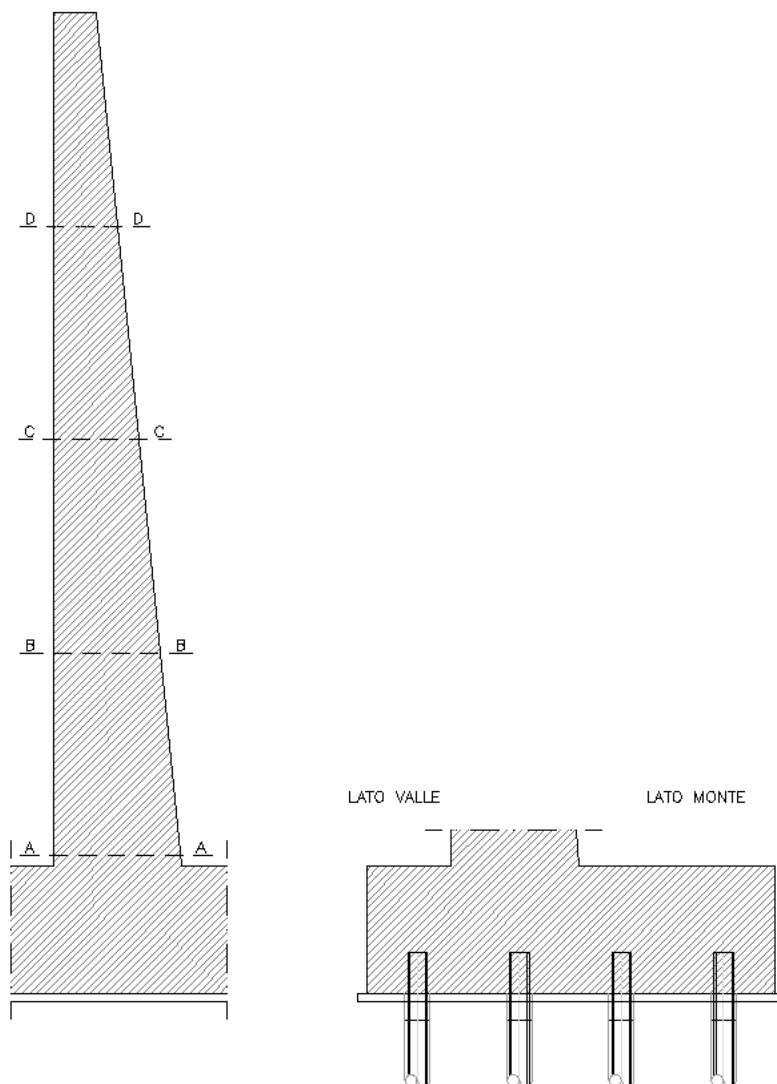
Viene riportata una sezione allo scopo di consentire una migliore comprensione delle opere in oggetto.




$H_1 - H_{MURO}$ [m]	H_2 [m]	B [m]	B_1 [m]	B_2 [m]	B_3 [m]	B_4 [m]
12.0	1.5	4.8	1.0	0.5	1.2	2.1
11.0	1.5	4.8	1.0	0.5	1.1	2.0
10.0	1.5	4.8	1.0	0.5	1.0	1.9
9.0	1.5	4.8	1.0	0.5	0.9	1.8
8.0	1.5	4.8	1.0	0.5	0.8	1.7
6.0	1.1	3.6	1.0	0.5	0.6	1.5
4.0	1.1	3.6	1.0	0.5	0.4	1.7

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio le sezioni oggetto di verifica:

- Paramento: attacco con la fondazione, a mezza altezza ed a ogni variazione non continua di sezione;
- Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra): la sezione di attacco con il paramento verticale;
- Mensola di fondazione a monte (mensola destra): la sezione di attacco con il paramento verticale.



Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

8.1 Verifiche STR del paramento verticale

		SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE								
		SLU			SLV			URTO		
		N	V	M	N	V	M	N	V	M
H _{MURO} [m]	Sezione	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
12.0	A-A	330.0	554.1	2411.6	338.5	427.5	1753.9	330.0	427.7	1943.6
	B-B	213.8	329.9	1099.7	219.2	244.6	758.5	213.8	257.8	926.5
	C-C	120.0	162.9	374.6	123.1	112.4	235.8	120.0	131.8	353.3
	D-D	48.8	52.9	65.1	50.0	30.8	33.6	48.8	49.6	92.1
11.0	A-A	288.8	473.1	1898.5	296.2	360.9	1360.7	288.8	366.2	1547.1
	B-B	188.2	282.8	870.1	193.0	206.8	589.5	188.2	222.1	746.7
	C-C	106.6	140.6	298.8	109.3	95.3	183.9	106.6	115.0	291.5
	D-D	43.8	46.3	52.7	44.9	26.3	26.5	43.8	44.8	80.3
10.0	A-A	250.0	398.4	1463.4	256.4	299.9	1030.3	250.0	309.5	1209.7
	B-B	164.1	239.3	674.5	168.3	172.2	447.6	164.1	189.3	592.6
	C-C	93.8	119.9	233.7	96.2	79.6	140.3	93.8	99.5	238.0
	D-D	39.1	40.1	41.9	40.1	22.2	20.4	39.1	40.2	69.6
9.0	A-A	213.8	330.0	1099.7	219.2	244.6	758.5	213.8	257.8	926.5
	B-B	141.3	199.3	510.2	145.0	140.7	330.4	141.3	159.1	462.1
	C-C	81.6	100.8	178.6	83.7	65.3	104.1	81.6	85.2	191.8
	D-D	34.5	34.3	32.6	35.3	18.4	15.3	34.5	36.0	60.1
8.0	A-A	180.0	268.0	801.3	184.6	194.9	539.3	180.0	210.9	692.5
	B-B	120.0	162.9	374.6	123.1	112.4	235.8	120.0	131.8	353.2
	C-C	70.0	83.3	132.7	71.8	52.4	74.7	70.0	72.1	152.5
	D-D	30.0	28.9	24.7	30.8	14.9	11.2	30.0	32.0	51.6
6.0	A-A	120.0	162.9	374.6	123.1	112.4	235.8	-	-	-
	B-B	81.6	100.8	178.6	83.7	65.3	104.1	-	-	-
	C-C	48.8	52.9	65.1	50.0	30.8	33.6	-	-	-
	D-D	21.6	19.3	12.7	22.1	9.1	5.2	-	-	-
4.0	A-A	70.0	83.2	132.7	71.8	52.4	74.7	-	-	-
	B-B	48.8	52.9	65.1	50.0	30.8	33.6	-	-	-
	C-C	30.0	28.9	24.7	30.8	14.9	11.2	-	-	-
	D-D	13.8	11.3	5.1	14.1	4.7	1.9	-	-	-

Come si evince dalla tabella la sezione A-A risulta ovviamente la più sollecitata e per brevità verranno riportate le verifiche solo di quest'ultima sezione.

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza che varia in funzione del paramento verticale.

8.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

- $H_{MURO} = 11.01 \text{ m} - 12.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
B-B	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
C-C	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
D-D	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 330 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 2411.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

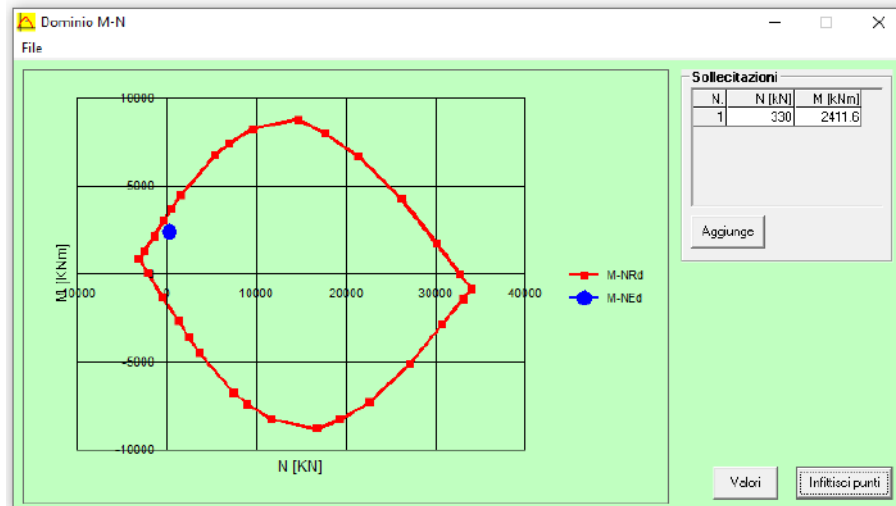
The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points visible include:

- Section Properties:** $b = 100 \text{ cm}$, $h = 170 \text{ cm}$, $d = 164.2 \text{ cm}$.
- Design Actions:** $N_{Ed} = 330 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 2411.6 \text{ kNm}$.
- Design Moment:** $M_{Rd} = 3574 \text{ kNm}$.
- Material Properties:**
 - Steel (B450C): $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $f_{td} = 18.13 \text{ N/mm}^2$.
 - Concrete (C32/40): $E_{c2} = 2 \text{ ‰}$, $f_{cd} = 3.5 \text{ N/mm}^2$, $f_{cc} / f_{cd} = 0.8$.
- Design Parameters:** $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$, $\epsilon_s = 51.52 \text{ ‰}$.
- Other Values:** $x = 10.44$, $x/d = 0.06361$, $\delta = 0.7$.

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 3574 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 1.48$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

- $H_{MURO} = 10.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
B-B	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
C-C	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
D-D	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 288.8 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 1898.5 \text{ kN*m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H=10.01-11.00

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	160	1	26.55	5.8
			2	53.09	154.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 288.8 kN M_{Ed}: 1898.5 kNm

P.to applicazione N: Centro Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 3320 kNm

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 210000 N/mm² f_{cd} : 18.13 N/mm²
 E_s / E_c : 10 f_{cc} / f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333 τ_{c1} : 2.114

σ_c : -18.13 N/mm² σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰ ϵ_s : 48.97 ‰
 d : 154.2 cm x : 10.29 x/d : 0.0667
 δ : 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + Tipo flessione: Fletta

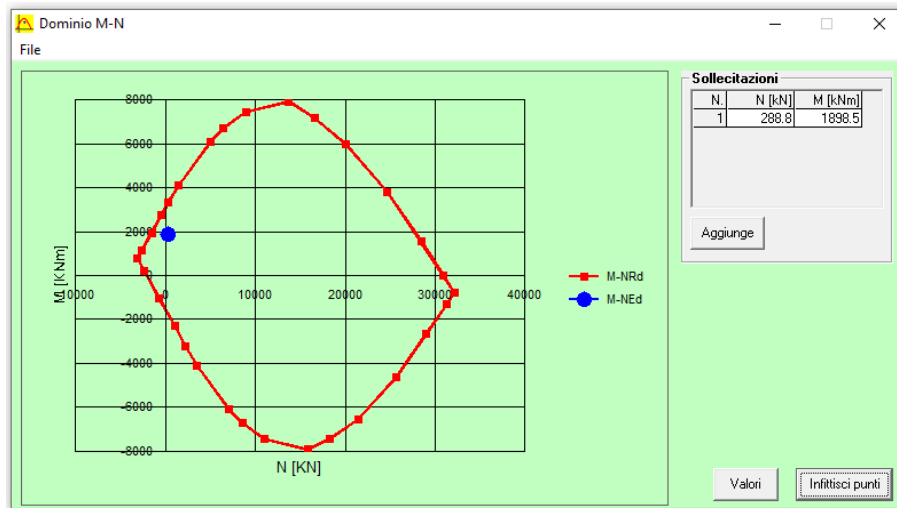
N° rett.: 100 Calcola MRd Dominio M-N L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 3320 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 1.75$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

- $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 10.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
B-B	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
C-C	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3
D-D	26.0	5.0	2654.6	10.0	5309.3

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 250 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 1463.4 \text{ kN*m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H=9.01-10.00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	26.55	5.8
			2	53.09	144.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 250 0 kN
M_{Ed} 1463.4 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 10 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

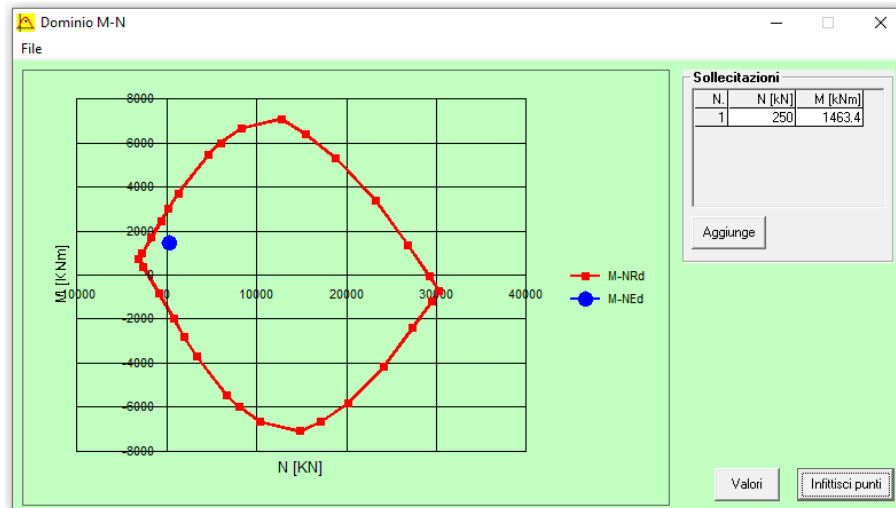
M_{xRd} 3'071 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 46.3 ‰
 d 144.2 cm
 x 10.14 x/d 0.07028
 δ 0.7

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 3071 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 2.09$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

- $H_{MURO} = 8.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ZONA COMPRESSA			ZONA TESA	
	ϕ	n/metro	A'_s	n/metro	A_s
	[mm]	-	[mm ²]	-	[mm ²]
A-A	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8
B-B	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8
C-C	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8
D-D	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8

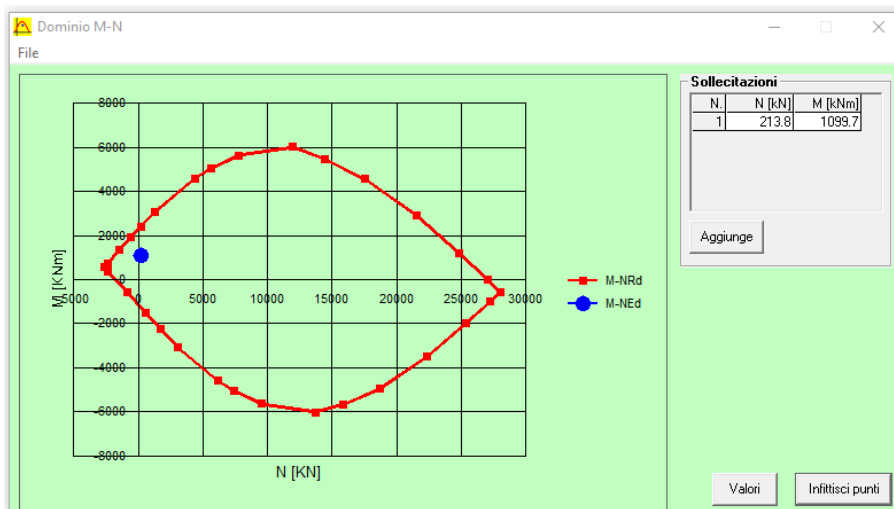
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 213.8 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 1099.7 \text{ kN*m/m}$.

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 2439 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 2.22$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8
B-B	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8
C-C	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8
D-D	24.0	5.0	2261.9	10.0	4523.8

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 180 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 801.3 \text{ kN*m/m}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Verifica C.A. S.L.U. - File: H=7.01-8.00
- Menu:** File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- Table 1 (N* figure elementari):**

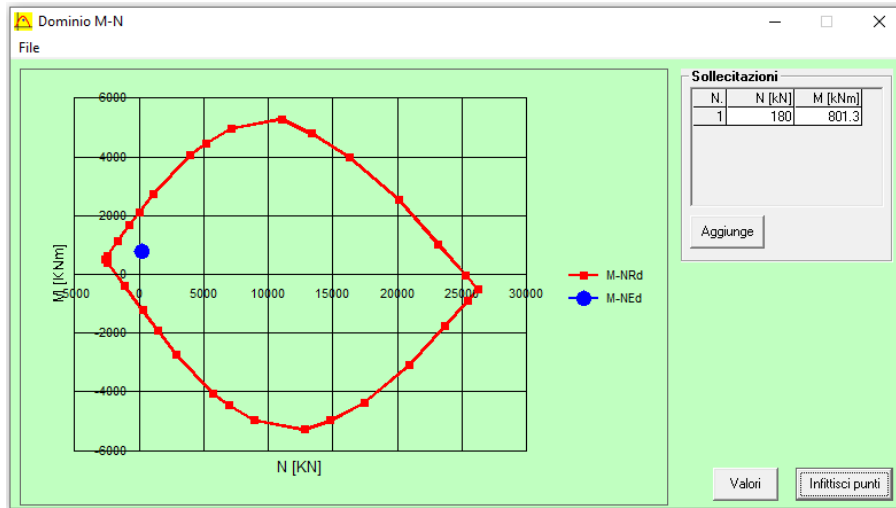
N*	b [cm]	h [cm]
1	100	130
- Table 2 (N* strati barre):**

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	22.62	5.7
2	45.24	124.3
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. $N_{Ed} = 180$, $M_{Ed} = 801.3$.
- P.to applicazione N:** Centro.
- Materiali:** B450C, C32/40. Properties: $f_{yd} = 391.3$, $f_{cd} = 18.13$, $\sigma_c = -18.13$, $\sigma_s = 391.3$, $\epsilon_c = 3.5$, $\epsilon_s = 44.54$, $d = 124.3$, $x = 9.057$, $x/d = 0.07286$.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. Metodo n.
- Calcolo MRd:** $M_{Rd} = 2232$ kN m.

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 2232 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 2.78$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione.



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
B-B	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
C-C	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
D-D	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 120 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 374.6 \text{ kN*m/m}$.

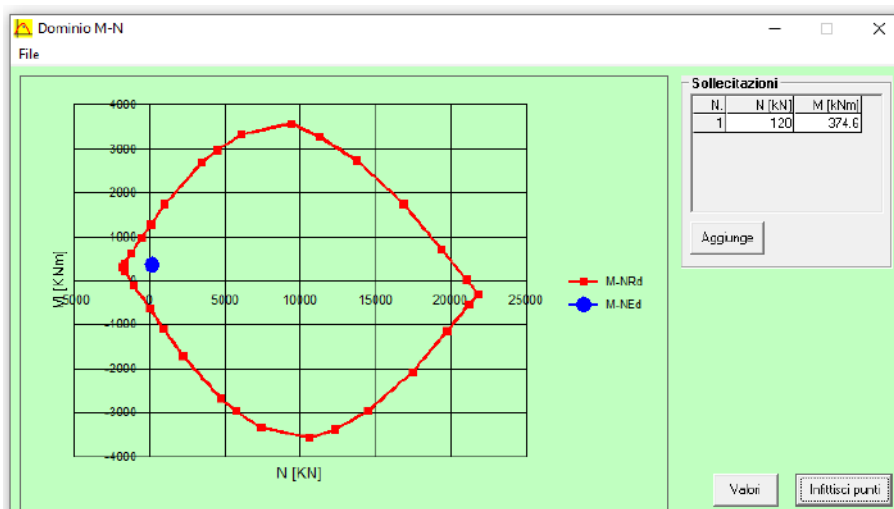
The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Verifica C.A. S.L.U. - File: H=5.01-6.00
- Menu:** File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- Input Fields:**
 - N° figure elementari: 1
 - N° strati barre: 2
 - Materiali: B450C, C32/40
 - Design loads: $N_{Ed} = 120$ kN, $M_{Ed} = 374.6$ kNm
 - Design parameters: $\sigma_c = -18.13$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm², $\epsilon_s = 46.87$ ‰, $d = 104.5$ cm
 - Resistance results: $M_{Rd} = 1303$ kNm
- Material Properties (B450C):** $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 210000$ N/mm², $\epsilon_s / \epsilon_c = 10$, $\epsilon_{syd} = 1.863$ ‰, $G_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$
- Material Properties (C32/40):** $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰, $f_{cd} = 18.13$ N/mm², $f_{cc} / f_{cd} = 0.8$
- Design Parameters:** $\sigma_c = -18.13$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm², $\epsilon_c = 3.5$ ‰, $\epsilon_s = 46.87$ ‰, $d = 104.5$ cm, $x/d = 7.261$, $x/d = 0.06948$, $\delta = 0.7$
- Resistance Results:** $M_{Rd} = 1303$ kNm
- Other Settings:** Tipo Sezione: Rettan.re, Metodo di calcolo: S.L.U., Tipo flessione: Fletta, N° rett. 100, Calcola MRd, Dominio M-N, L₀ 0 cm, Col. modello, Precompresso (unchecked).

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1303 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 3.5$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione.



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

- $H_{MURO} = 3.01 \text{ m} - 4.00 \text{ m}$

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

Sezione	ϕ [mm]	ZONA COMPRESSA		ZONA TESA	
		n/metro	A'_s [mm ²]	n/metro	A_s [mm ²]
A-A	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
B-B	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
C-C	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6
D-D	20.0	5.0	1570.8	10.0	3141.6

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Ed} = 70 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 132.68 \text{ kN*m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H=3.01-4.00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N* figure elementari 1 Zoom N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	90	1	15.71	5.5
			2	31.42	84.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Fletta Deviata

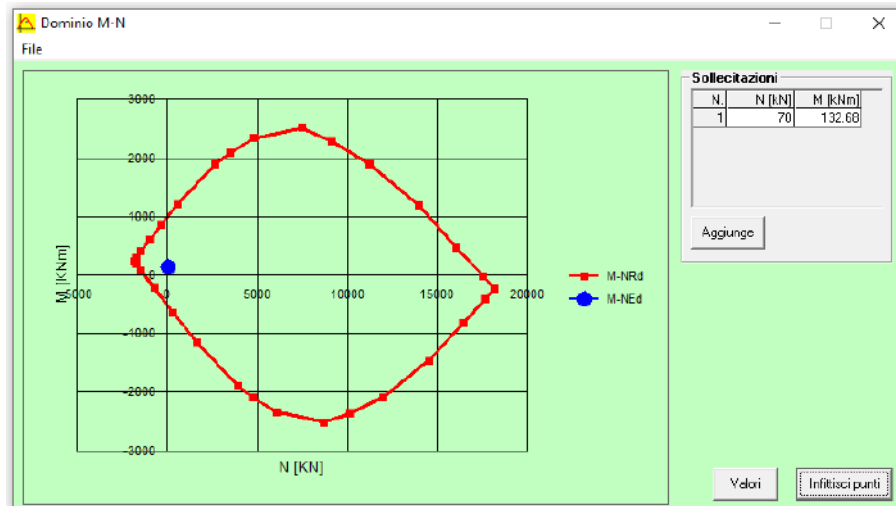
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso


Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1025 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 7.73$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione.



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

- $H_{MURO} = 11.01 \text{ m} - 12.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 554.1 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1700
altezza utile sezione	d	[mm]	1642
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.19
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.01
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1211
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	4669
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1211
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	554.1

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 10.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 473.1 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1600
altezza utile sezione	d	[mm]	1542
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1137
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	4339
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1137
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	473.1

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 10.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 398.4 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1500
altezza utile sezione	d	[mm]	1442
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1064
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	4057
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1064
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	398.4

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 8.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 330 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1400
altezza utile sezione	d	[mm]	1343
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	991
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3779
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	991
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	330.0

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 268 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1300
altezza utile sezione	d	[mm]	1243
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	917
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3497
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	917
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	268.0

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 192.9 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1045
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	771
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2940
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	771
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	192.9

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 3.01 \text{ m} - 4.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 83.3 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	900
altezza utile sezione	d	[mm]	845.0
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		1.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	335
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	623
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2378
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	623
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	83.3

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **spille $\phi 16/40 \times 60$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$


I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.

Le verifiche a fessurazione sono state effettuate con il calcolo diretto come indicato nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC08.

Si riportano nelle tabelle seguenti le sollecitazioni allo SLE in condizioni quasi permanente e frequente nelle sezioni del paramento verticale, usate nelle verifiche a fessurazione.

		SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE			
		SLE QP		SLE FQ	
		N	M	N	M
H _{MURO} [m]	Sezione	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
12.0	A-A	330.0	1404.8	330.0	1697.5
	B-B	213.8	592.7	213.8	757.3
	C-C	120.0	175.6	120.0	248.8
	D-D	48.8	22.0	48.8	40.2
11.0	A-A	288.8	1082.1	288.8	1328.0
	B-B	188.2	456.5	188.2	594.8
	C-C	106.6	135.3	106.6	196.7
	D-D	43.8	16.9	43.8	32.3
10.0	A-A	250.0	813.0	250.0	1016.2
	B-B	164.1	343.0	164.1	457.3
	C-C	93.8	101.6	93.8	152.4
	D-D	39.1	12.7	39.1	25.4
9.0	A-A	213.8	592.7	213.8	757.3
	B-B	141.3	250.0	141.3	342.6
	C-C	81.6	74.1	81.6	115.2
	D-D	34.5	9.3	34.5	19.6
8.0	A-A	180.0	416.2	180.0	546.3
	B-B	120.0	175.6	120.0	248.8
	C-C	70.0	52.0	70.0	84.6
	D-D	30.0	6.5	30.0	14.6
6.0	A-A	120.0	175.6	120.0	248.8
	B-B	81.6	74.1	81.6	115.2
	C-C	48.8	21.9	48.8	40.2
	D-D	21.6	2.7	21.6	7.3
4.0	A-A	70.0	52.0	70.0	84.5
	B-B	48.8	21.9	48.8	40.2
	C-C	30.0	6.5	30.0	14.6
	D-D	13.8	0.8	13.8	2.9

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 11.01 m – 12.00 m

Stato limite di apertura delle fessure - SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	330.0 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	1404.8 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0366
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	5309 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	145 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00052
0.6 σ_s / E_s =	0.00043
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	147.7 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.14 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Stato limite di apertura delle fessure -SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	330.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	1697.5 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0366
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	5309 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff})/\rho_{eff}]/E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s/E_s$)	0.00069
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00054
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	184.0 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.19 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 10.01 m – 11.00 m

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	288.8 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	1082.1 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0366
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	5309 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	145 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00038
0.6 σ_s / E_s =	0.00035
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	120.1 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.10 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	288.8 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	1328.0 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0366
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	5309 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00054
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00044
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	152.5 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.15 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 9.01 m – 10.00 m

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	250.0 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	813.0 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff} =$ distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0366
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	5309 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	145 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00028
0.6 $\sigma_s / E_s =$	0.00028
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	95.4 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
$\alpha_e =$ rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.08 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	250.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	1016.2 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0366
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	5309 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00040
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00036
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	124.1 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.11 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 8.01 m – 9.00 m

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	213.8 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	592.7 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	282 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	24 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0317
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	4524 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	142500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	143 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00025
0.6 σ_s / E_s =	0.00025
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	85.6 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.07 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	213.8 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	757.3 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	282 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	24 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0317
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	4524 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	142500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	143 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00033
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00033
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	114.8 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.09 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 7.01 m – 8.00 m

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	180.0 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	416.2 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	282 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	24 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0317
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	4524 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	142500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	143 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00019
0.6 σ_s / E_s =	0.00019
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	63.6 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.05 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	180.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	546.3 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	282 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	24 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0317
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	4524 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	142500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	143 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00026
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00026
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	88.6 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.07 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 5.01 m – 6.00 m

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	120.0 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	175.6 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0228
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	3142 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	138 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00012
0.6 σ_s / E_s =	0.00012
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	41.5 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.04 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	120.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	248.8 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0228
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	3142 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00019
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00019
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	65.5 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.06 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- H_{MURO} – 3.01 m – 4.00 m

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N _{Ed} = sforzo normale	70.0 [kN]
M _{Ed} = momento flettente	52.0 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k ₁ = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k ₂ = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k ₃ =	3.4
k ₄ =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0228
A _s = area della sezione di acciaio nell'area A _{c,eff}	3142 [mm ²]
A _{c,eff} = b h _{c,eff}	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
h _{c,eff} =	138 [mm]


Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00004
0.6 σ_s / E_s =	0.00004
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	12.2 [MPa]
f _{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E _s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E _{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E _s /E _{cm}	6.1
k _t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

w _d = $\varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.01 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Stato limite di apertura delle fessure – SLE FQ

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	70.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	84.5 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	302 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0228
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	3142 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00007
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00007
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	25.2 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.02 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta essere verificata.


Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

8.2 Verifiche STR della fondazione

Nel calcolo delle sollecitazioni si considera la presenza o meno del sovraccarico accidentale sulla fondazione e le due condizioni sono indicate rispettivamente con N_{MIN} e N_{MAX} .

SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA- N_{MIN}									
	SLU			SLV			URTO		
	N	V	M	N	V	M	N	V	M
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
12.0	1093.2	687.6	3004.2	1121.2	573.7	2369.5	1093.2	529.1	2322.9
11.0	1013.3	597.0	2390.0	1039.2	496.8	1866.8	1013.3	460.2	1856.2
10.0	934.0	512.8	1863.0	957.9	425.5	1438.0	934.0	396.3	1455.8
9.0	855.5	434.9	1417.0	877.4	359.8	1077.6	855.5	337.2	1298.8
8.0	777.6	363.4	1045.8	797.5	299.5	780.1	777.6	283.0	834.4
6.0	413.4	217.6	455.6	423.9	168.4	295.3	-	-	-
4.0	305.8	123.9	160.9	313.6	93.3	85.4	-	-	-

SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA- N_{MAX}									
	SLU			SLV			URTO		
	N	V	M	N	V	M	N	V	M
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
12.0	1192.2	687.6	2929.9	1134.4	573.7	2359.6	1159.2	529.1	2273.4
11.0	1112.3	597.0	2315.7	1052.4	496.8	1856.9	1079.3	460.2	1806.7
10.0	1033.0	512.8	1788.8	971.1	425.5	1428.1	1000.0	396.3	1406.3
9.0	954.5	434.9	1342.8	890.6	359.8	1067.7	921.5	337.2	1067.3
8.0	876.6	363.4	971.5	810.7	299.5	770.2	843.6	283.0	784.9
6.0	476.4	217.6	408.3	432.39	168.4	289.0	-	-	-
4.0	368.8	123.9	113.7	322.0	93.3	79.1	-	-	-


Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

La mensola di fondazione a valle è caricata dal basso dalla reazione del palo N_{PALO} e dall'alto dal peso proprio della mensola stessa.

	N_{MIN}					
	SLU		SLV		URTO	
	N_{PALO}	$W_{ZATTERA}$	N_{PALO}	$W_{ZATTERA}$	N_{PALO}	$W_{ZATTERA}$
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]
12.0	1024.3	37.5	872.7	38.5	854.0	37.5
11.0	850.8	37.5	726.5	38.5	717.4	37.5
10.0	699.3	37.5	599.0	38.5	597.4	37.5
9.0	568.1	37.5	488.7	38.5	538.6	37.5
8.0	455.8	37.5	394.4	38.5	403.0	37.5
6.0	327.6	27.5	264.4	28.2	-	-
4.0	169.0	27.5	140.1	28.2	-	-

	N_{MAX}					
	SLU		SLV		URTO	
	N_{PALO}	$W_{ZATTERA}$	N_{PALO}	$W_{ZATTERA}$	N_{PALO}	$W_{ZATTERA}$
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]
12.0	1030.5	37.5	873.5	38.5	858.2	37.5
11.0	857.0	37.5	727.3	38.5	721.5	37.5
10.0	705.4	37.5	599.8	38.5	601.6	37.5
9.0	574.3	37.5	489.6	38.5	497.2	37.5
8.0	462.0	37.5	395.2	38.5	407.1	37.5
6.0	328.9	27.5	264.5	28.2	-	-
4.0	170.3	27.5	140.3	28.2	-	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime nella sezione di incastro della mensola.

H MURO [m]	N _{MIN}					
	SLU		SLV		URTO	
	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}
	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
12.0	391.0	986.8	329.8	834.2	322.9	816.5
11.0	321.6	813.3	271.4	688.0	268.2	679.9
10.0	261.0	661.8	220.4	560.5	220.2	559.9
9.0	208.5	530.6	176.3	450.3	196.7	501.1
8.0	163.6	418.3	138.5	355.9	142.4	365.5
6.0	117.3	300.1	91.7	236.2	-	-
4.0	53.9	141.5	41.9	111.9	-	-


H MURO [m]	N _{MAX}					
	SLU		SLV		URTO	
	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}
	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
12.0	393.5	993.0	330.2	835.0	324.5	820.7
11.0	324.0	819.5	271.7	688.9	269.8	684.0
10.0	263.4	667.9	220.7	561.3	221.9	564.1
9.0	211.0	536.8	176.6	451.1	180.1	459.7
8.0	166.1	424.5	138.9	356.8	144.1	369.6
6.0	117.8	301.4	91.7	236.3	-	-
4.0	54.4	142.8	42.0	112.1	-	-

- Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

La mensola di fondazione a monte è caricata dal basso dalle reazioni dei pali N_{PALO1} e N_{PALO2} (il segno negativo indica una spinta verso il basso della reazione del palo mentre il segno positivo indica una spinta verso l'alto della reazione del palo) e dall'alto dal peso proprio della mensola stessa e dal peso del terrapieno e da un'eventuale sovraccarico (caso N_{MAX}).

	N_{MIN}											
	SLU				SLV				URTO			
	N_{PALO1}	N_{PALO2}	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	N_{PALO1}	N_{PALO2}	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	N_{PALO1}	N_{PALO2}	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
12.0	-477.7	23.0	37.5	216.0	-312.1	82.8	38.5	221.5	-307.43	79.7	37.5	216.0
11.0	-344.2	54.1	37.5	198.0	-206.9	104.2	38.5	203.1	-210.74	98.6	37.5	198.0
10.0	-232.3	78.2	37.5	180.0	-120.0	119.6	38.5	184.6	-130.44	112.2	37.5	180.0
9.0	-140.4	95.8	37.5	162.0	-50.1	129.5	38.5	166.1	-110.83	105.6	37.5	162.0
8.0	-67.0	107.3	37.5	144.0	4.4	134.4	38.5	147.7	-14.20	124.9	37.5	144.0
6.0	-52.0	-	27.5	108.0	18.3	-	28.2	110.8	-	-	-	-
4.0	34.9	-	27.5	72.0	69.0	-	28.2	73.8	-	-	-	-

	N_{MAX}											
	SLU				SLV				URTO			
	N_{PALO1}	N_{PALO2}	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	N_{PALO1}	N_{PALO2}	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$	N_{PALO1}	N_{PALO2}	$W_{ZATTERA}$	$W_{TERRAPIENO}$
H_{MURO} [m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
12.0	-434.4	53.9	37.5	246.0	-306.3	87.0	38.5	225.6	-278.56	100.3	37.5	246.0
11.0	-300.9	85.1	37.5	228.0	-201.1	108.4	38.5	207.2	-181.87	119.3	37.5	228.0
10.0	-188.9	109.2	37.5	210.0	-114.2	123.8	38.5	188.7	-101.57	132.8	37.5	210.0
9.0	-97.1	126.7	37.5	192.0	-44.3	133.7	38.5	170.2	-36.45	141.4	37.5	192.0
8.0	-23.7	138.2	37.5	174.0	10.1	138.5	38.5	151.8	14.68	145.5	37.5	174.0
6.0	-11.33	-	27.5	138.0	23.7	-	28.2	114.9	-	-	-	-
4.0	75.6	-	27.5	102.0	74.4	-	28.2	77.9	-	-	-	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime nella sezione di incastro della mensola.

	N_{MIN}					
	SLU		SLV		URTO	
	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
12.0	1268.7	987.1	1016.5	775.2	996.2	760.1
11.0	1098.9	808.1	873.9	634.0	867.6	630.2
10.0	931.0	654.3	734.2	513.4	740.9	518.5
9.0	769.8	523.4	601.6	411.6	710.7	484.0
8.0	619.5	413.5	479.4	326.6	506.8	343.1
6.0	199.2	255.3	139.9	190.2		
4.0	105.4	134.3	71.6	104.5		

	N_{MAX}					
	SLU		SLV		URTO	
	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}	M_{MAX}	V_{MAX}
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
12.0	1260.6	975.9	1015.7	773.9	1012.8	773.6
11.0	1089.9	799.9	872.9	633.2	885.8	646.7
10.0	921.2	649.0	733.2	513.0	760.9	538.0
9.0	759.7	521.2	600.6	411.5	641.7	445.8
8.0	609.3	414.3	478.3	327.0	531.2	368.6
6.0	196.4	259.6	139.6	190.9		
4.0	104.0	144.6	71.5	106.1		

8.2.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza che varia in funzione del paramento verticale considerando le sollecitazioni massime per tipologia di fondazione.

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare della fondazione.

	ϕ	n/metro	A'_s	A_s
H_{MURO} [m]	[mm]	-	[mm ²]	[mm ²]
12.0	26.0	10.0	5309.3	5309.3
11.0	26.0	10.0	5309.3	5309.3
10.0	26.0	10.0	5309.3	5309.3
9.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
8.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
6.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8
4.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8

- $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 12.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 1268.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

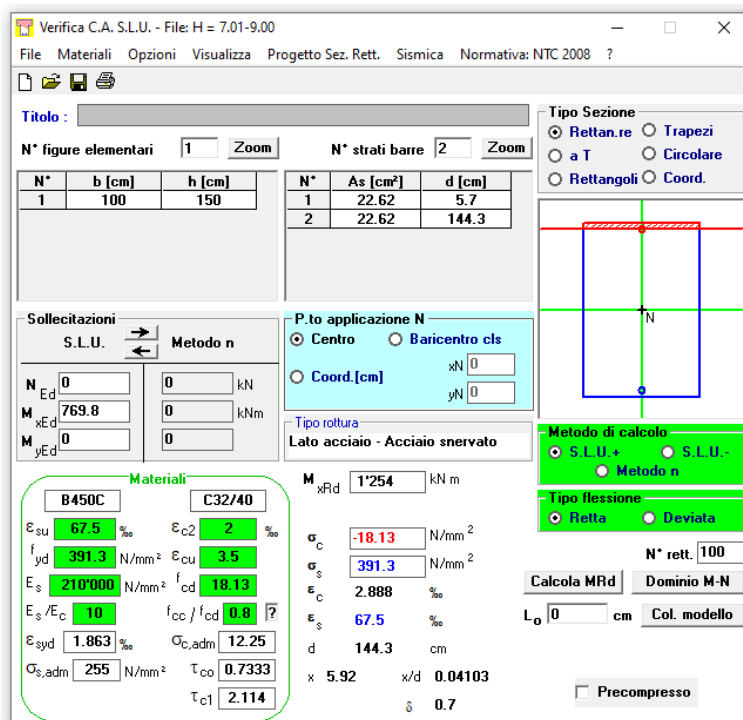
- Section Properties:** $b = 100 \text{ cm}$, $h = 150 \text{ cm}$. Reinforcement: 2 bars, $A_s = 53.09 \text{ cm}^2$, $d = 5.8 \text{ cm}$ (effective depth).
- Applied Loads:** $N = 0 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 1268.7 \text{ kNm}$.
- Material Properties:**
 - Steel (B450C): $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{su} = 67.5\%$.
 - Concrete (C32/40): $E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$, $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{c2} = 2\%$.
- Calculated Results:**
 - Resisting Moment: $M_{Rd} = 2904 \text{ kNm}$.
 - Concrete Stress: $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$.
 - Steel Stress: $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$.
 - Steel Strain: $\epsilon_s = 62.42\%$.
 - Effective Depth: $d = 144.2 \text{ cm}$.
 - Relative Slenderness: $\lambda = 7.656$, $\lambda/d = 0.05309$.
 - Slenderness Ratio: $\delta = 0.7$.

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 2904 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 2.29$.

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 769.8 \text{ kN*m/m}$.



Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 7.01-9.00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	22.62	5.7
			2	22.62	144.3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 769.8 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210'000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	10	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} 1254 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.888 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 144.3 cm
 x 5.92 x/d 0.04103
 δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello

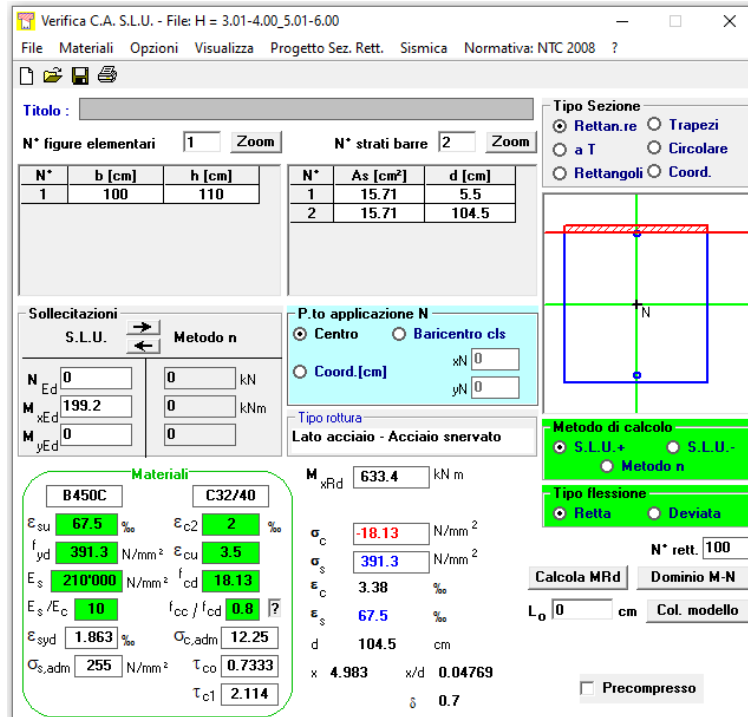
Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1254 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.63$.

- $H_{MURO} = 3.01 \text{ m} - 4.00 \text{ m} / 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 199.2 \text{ kN*m/m}$.




The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points are highlighted in green:

- Materials:** B450C and C32/40. Properties include $\epsilon_{su} = 67.5\%$, $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 210'000 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s / \epsilon_c = 10$, $\epsilon_{syd} = 1.863\%$, $G_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{c2} = 2\%$, $\epsilon_{cu} = 3.5$, $f_{cd} = 18.13$, $f_{cc} / f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$.
- Section Data:** $b = 100 \text{ cm}$, $h = 110 \text{ cm}$, $N^* = 1$, $As = 15.71 \text{ cm}^2$, $d = 104.5 \text{ cm}$.
- Applied Forces:** $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $M_{xEd} = 199.2 \text{ kNm}$, $M_{yEd} = 0 \text{ kNm}$.
- Results:** $M_{xRd} = 633.4 \text{ kNm}$, $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 3.38\%$, $\epsilon_s = 67.5\%$, $x = 4.983$, $x/d = 0.04769$, $\delta = 0.7$.

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 633.4 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 3.17$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.2.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente per ogni tipologia di fondazione. La sezione resistente è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza che varia in funzione del paramento verticale.

- $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 12.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 993 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1500
altezza utile sezione	d	[mm]	1442
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1596
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	4057
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1596
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	993.0

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 536.8 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1500
altezza utile sezione	d	[mm]	1443
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1597
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	4060
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1597
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	536.8

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 3.01 \text{ m} - 4.00 \text{ m} / 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 301.4 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1045
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1156
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2940
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1156
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	301.4

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.2.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.


Le verifiche a fessurazione sono state effettuate senza calcolo diretto e può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C.4.1.III.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione


Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Si riportano nelle tabelle seguenti le sollecitazioni allo SLE in condizioni quasi permanente e frequente rispetto al baricentro della palificata, usate nelle verifiche a fessurazione

SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA-N_{MIN}						
H [m]	SLE QP			SLE FQ		
	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
12.0	1093.2	444.5	1663.3	1093.2	499.4	2033.7
11.0	1013.3	381.1	1278.5	1013.3	431.9	1596.1
10.0	934.0	322.6	954.5	934.0	369.3	1223.3
9.0	855.5	268.9	686.6	855.5	311.6	910.6
8.0	777.6	220.1	469.8	777.6	258.7	653.2
6.0	413.4	122.9	163.3	413.4	151.8	265.8
4.0	305.8	63.4	22.9	305.8	84.2	75.73

SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA-N_{MAX}						
H [m]	SLE QP			SLE FQ		
	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
12.0	1093.2	444.5	1663.3	1142.5	499.4	1448.8
11.0	1013.3	381.1	1278.5	1062.8	431.9	1116.9
10.0	934.0	322.6	954.5	983.5	369.3	841.7
9.0	855.5	268.9	686.6	905.0	311.6	618.4
8.0	777.6	220.1	469.8	827.1	258.7	442.3
6.0	413.4	122.9	163.4	444.9	151.8	141.3
4.0	305.8	63.4	22.9	337.3	84.2	50.3

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


- Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

Nelle tabelle seguenti si riportano la tensione massime dell'acciaio e la spaziatura delle barre.

	N_{MIN}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_S	s	M_{MAX}	σ_S	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
12.0	256.9	36.1	100.0	293.9	41.3	100.0
11.0	210.4	29.6	100.0	242.2	34.0	100.0
10.0	170.1	23.9	100.0	197.0	27.7	100.0
9.0	135.5	52.1	200.0	157.9	60.7	200.0
8.0	106.0	40.8	200.0	124.3	47.8	200.0
6.0	68.6	44.4	200.0	85.7	55.5	200.0
4.0	30.8	20.0	200.0	39.6	25.7	200.0

	N_{MAX}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_S	s	M_{MAX}	σ_S	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
12.0	256.9	36.1	100.0	240.4	33.8	100.0
11.0	210.4	29.6	100.0	199.2	28.0	100.0
10.0	170.1	23.9	100.0	163.8	23.0	100.0
9.0	135.5	52.1	200.0	133.6	51.4	200.0
8.0	106.0	40.8	200.0	108.2	41.6	200.0
6.0	68.6	44.4	200.0	69.1	44.7	200.0
4.0	30.8	19.9	200.0	39.6	25.6	200.0

Le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


- Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

Nella tabella seguente si riportano la tensione massime dell'acciaio e la spaziatura delle barre.

	N_{MIN}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_S	s	M_{MAX}	σ_S	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
12.0	732.4	102.9	100.0	880.5	123.7	100.0
11.0	617.3	86.8	100.0	754.9	106.1	100.0
10.0	507.0	71.3	100.0	632.5	88.9	100.0
9.0	404.6	131.3	200.0	516.6	167.7	200.0
8.0	312.3	101.4	200.0	410.1	133.1	200.0
6.0	89.7	58.0	200.0	128.1	82.9	200.0
4.0	42.1	27.3	200.0	66.4	42.9	200.0

	N_{MAX}					
	SLE QP			SLE FQ		
	M_{MAX}	σ_S	s	M_{MAX}	σ_S	s
H_{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
12.0	765.4	107.6	100.0	585.0	82.2	100.0
11.0	653.6	91.9	100.0	484.3	68.1	100.0
10.0	546.7	76.8	100.0	396.7	55.7	100.0
9.0	447.8	145.4	200.0	322.2	104.6	200.0
8.0	359.2	116.6	200.0	260.7	84.6	200.0
6.0	106.6	68.9	200.0	88.8	57.4	200.0
4.0	63.8	41.3	200.0	64.8	42.0	200.0

Le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.3 Verifiche GEO e STR dei micropali di fondazione


Le fondazioni dei muri in oggetto sono realizzate su micropali (IRS), $\phi 300$ con interasse longitudinale di 0.9 m e interasse trasversale di 1.20 m. La geometria della zattera di fondazione, lunghezza e armatura dei micropali saranno in funzione dell'altezza del singolo muro e delle stratigrafie di progetto.

H _{MURO} [m]	B _{ZATTERA} [m]	H _{ZATTERA} [m]	N _{PALI} [/]	i _{TRASV} [m]	i _{LONG} [m]	Armatura tubolare [mm]
12.0	4.8	1.5	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 21.2$
11.0	4.8	1.5	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 21.2$
10.0	4.8	1.5	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 21.2$
9.0	4.8	1.5	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
8.0	4.8	1.5	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
6.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
4.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$

Le massime sollecitazioni risultanti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente:

H _{MURO} [m]	SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO-N _{MIN}								
	SLU			SLV			URTO		
	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]
12.0	-430.0	921.9	154.7	-280.9	785.4	129.1	-276.7	768.6	119.0
11.0	-309.8	765.7	134.3	-186.2	653.9	111.8	-189.7	645.6	103.6
10.0	-209.0	629.3	115.4	-108.0	539.1	95.7	-117.4	537.7	89.2
9.0	-126.4	511.3	97.9	-45.0	439.9	80.9	-99.7	484.7	75.9
8.0	-60.3	410.3	81.8	3.9	355.0	67.4	-12.8	362.7	63.7
6.0	-46.8	294.9	65.3	16.5	237.9	47.8			
4.0	31.4	152.1	37.2	62.1	66.9	27.1			

H _{MURO} [m]	SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO-N _{MAX}								
	SLU			SLV			URTO		
	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]
12.0	-391.0	927.5	154.7	-275.7	786.2	129.1	-250.7	772.3	119.0
11.0	-270.8	771.3	134.3	-181.0	654.6	111.8	-163.7	649.3	103.6
10.0	-170.0	634.9	115.4	-102.8	539.8	95.7	-91.4	541.4	89.2
9.0	-87.4	516.9	97.9	-39.8	440.6	80.9	-32.8	447.5	75.9
8.0	-21.4	415.8	81.8	9.1	355.7	67.4	13.2	366.4	63.7
6.0	-10.2	296.0	65.3	21.3	238.1	47.8			
4.0	68.0	153.3	37.2	66.9	126.3	27.1			

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Le verifiche GEO e STR che sono state effettuate sono le seguenti:

- **VERIFICA A CARICO LIMITE**

Il valore caratteristico di calcolo ($R_{k,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando la resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L), utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985) e cautelativamente la resistenza alla punta assunta pari al 10% della resistenza laterale:

$$Q_L + Q_P = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat,i} \times L_i) + 10\% Q_L$$

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del micropalo:

- $D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;
- D_p = diametro del micropalo (*diametro del foro*);
- α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;
- L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;
- $q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

Ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 (A1+M1+R3) del NTC08. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

- **CAPACITÀ PORTANTE PER INSTABILITÀ DELL'EQUILIBRIO LIMITE**


Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $\beta = k \cdot D$ esprime la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto, per questa tipologia di fenomenologia, pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10$$

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- **VERIFICHE ALLE FORZE ORIZZONTALI E VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO**

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M = T \cdot l / (2b)$$

Con

$$b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

in modo da poter determinare

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 T/A_{arm}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita della normativa vigente.


Come previsto da Eurocodice, si riportano anche le verifiche precedentemente elencate considerando un tubolare con una riduzione di 1.2 mm per lato.

- **VERIFICA PER FORZE ORIZZONTALI**

Nel caso di pali verticali sottoposti ad azioni orizzontali, si fa riferimento alla teoria di Broms, la quale si basa sulle seguenti ipotesi:

- Comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido plastico perfetto, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane poi costante al crescere dello spostamento;
- La forma della sezione trasversale del palo non influisce sulla distribuzione delle tensioni di contatto all'interfaccia palo-terreno ed il valore di quest'ultime sia funzione solamente della dimensione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento;
- Il comportamento flessione del palo viene schematizzato come un comportamento rigido-plastico perfetto, ovvero si trascurano le rotazioni elastiche fin quando non si raggiunge un valore del momento pari a quello di plasticizzazione del palo; da qui in poi si forma una cerniera plastica, ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

In particolare si fa riferimento al caso di pali a rotazione in testa impedita, in terreni incoerenti ed è stato considerato anche il contributo del sovraccarico per una profondità di 1.00 m.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Si possono avere tre meccanismi differenti di rottura, ovvero:

- Palo corto (traslazione orizzontale rigida del palo);
- Palo intermedio (formazione di una cerniera plastica in testa al palo);
- Palo lungo (formazione di una seconda cerniera plastica nel fusto del palo).

Di seguito sono riportate i risultati di calcolo di tutte le verifiche per ogni tipologia di fondazione in funzione della stratigrafia di progetto.

8.3.1.1 Muri OS01-OS02-OS03

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -7.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -7.0 m a -10 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.200	0.250	1.1
Da -10 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
10.0	13.0	φ219.1x21.2
9.0	12.0	φ219.1x12.5

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

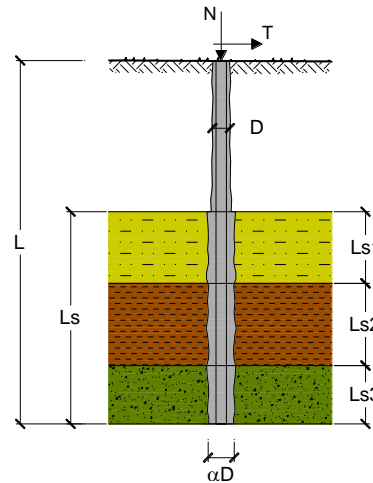
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 9.01 m - 10.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	634.90		634.90
T (kN)	115.40		115.40



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 13180.49
 Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 13180.49
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 6.53E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 595766.7
 Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.24$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 28092.33$ (MN) $\eta = 44.25$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.774$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 74.52$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 173.24$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -76.91$ (N/mm²)

$\tau = 8.76$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 173.91$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

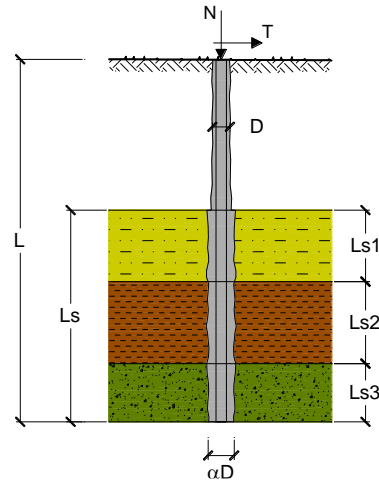
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 9.01 m - 10.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	634.90		634.90
T (kN)	115.40		115.40



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **13.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	11830.11
Area a taglio (A _{taglio})	(mm ²)	11830.11
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	5.99E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	546332.9
Dimensione Armatura (D _{arm})	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.24$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 26901.62$ (MN) $\eta = 42.37$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.791$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 72.92$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 187.14$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -79.80$ (N/mm²)

$\tau = 9.75$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

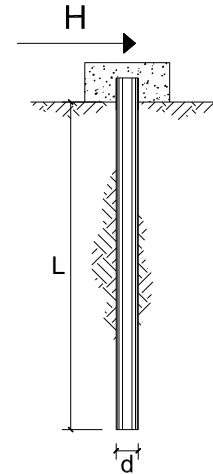
$\sigma_{id} = 187.90$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MUR0} = 9.01 \text{ m} - 10.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	13.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	265.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	115.4	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 11385.53 \quad (\text{kN}) \qquad \qquad H1_{min} = 11385.53 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 3815.64 \quad (\text{kN}) \qquad \qquad H2_{min} = 3815.64 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 350.18 \quad (\text{kN}) \qquad \qquad H3_{min} = 350.18 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 350.18 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad \qquad H_{min} = 350.18 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 205.99 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 158.45 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 115.40 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.37$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

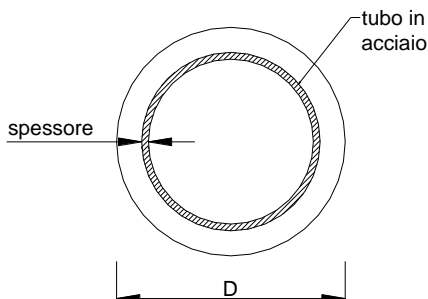
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 21.2 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 266.0 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

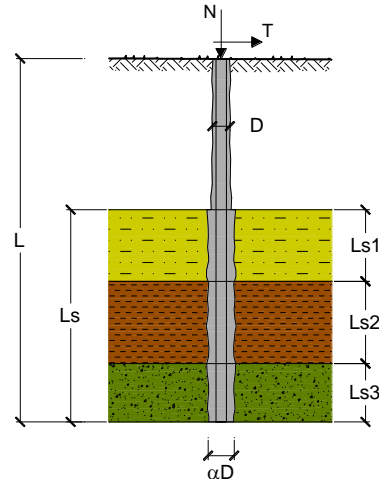
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 8.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	516.90		516.90
T (kN)	97.90		97.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz	
			γ_G	γ_Q			
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163
 Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2
 Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 12.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 10% $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.24$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 44.34$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 57.10$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 207.69$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -80.27$ (N/mm²)

$\tau = 12.07$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 208.74$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

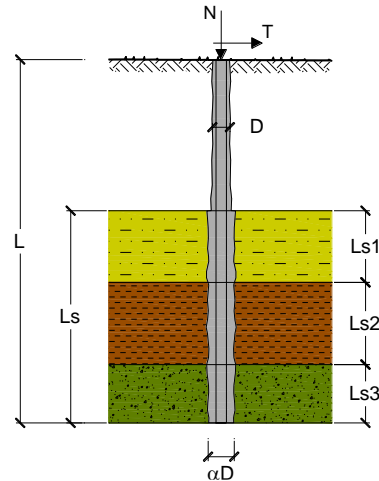
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MUR0} = 8.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	516.90		516.90
T (kN)	97.90		97.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **12.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): **(mm²) 6631.588**

Area a taglio (A_{taglio}): **(mm²) 6631.588**

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): **(mm⁴) 3.63E+07**

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): **(mm³) 331299.5**

Dimensione Armatura (D_{arm}): **(mm) 219.1**

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **355 (N/mm²)**

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : **1.05**

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **338 (N/mm²)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210'000 (N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 12.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.24$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 40.53$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 54.59$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 242.72$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -86.83$ (N/mm²)

$\tau = 14.76$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

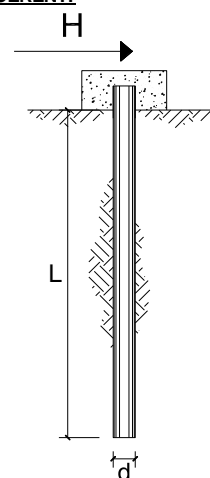
$\sigma_{id} = 244.06$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 8.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	12.00 (m)		
Diametro del palo	d =	0.30 (m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99 (kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	32.00 (°)	ϕ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	32.00 (°)	$\phi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88 (-)	$k_{p\ min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00 (kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	97.9 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	(kN)		

Palo corto:

H1_{med} =	9701.28 (kN)	H1_{min} =	9701.28 (kN)
---------------------------	--------------	---------------------------	--------------

Palo intermedio:

H2_{med} =	3248.76 (kN)	H2_{min} =	3248.76 (kN)
---------------------------	--------------	---------------------------	--------------

Palo lungo:

H3_{med} =	269.90 (kN)	H3_{min} =	269.90 (kN)
---------------------------	-------------	---------------------------	-------------

H_{med} =	269.90 (kN)	palo lungo	H_{min} =	269.90 (kN)	palo lungo
--------------------------	-------------	------------	--------------------------	-------------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 158.77 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 122.13 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 97.90 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.25$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

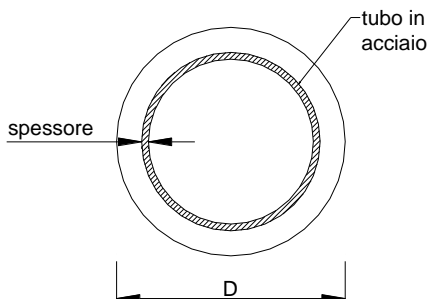
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.3.1.2 Muri OS07-OS08

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m a -8 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.200	0.250	1.1
Da -8 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
12.0	14	φ219.1x21.2
11.0	13	φ219.1x21.2
10.0	13	φ219.1x21.2
9.0	10	φ219.1x12.5
8.0	10	φ219.1x12.5

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

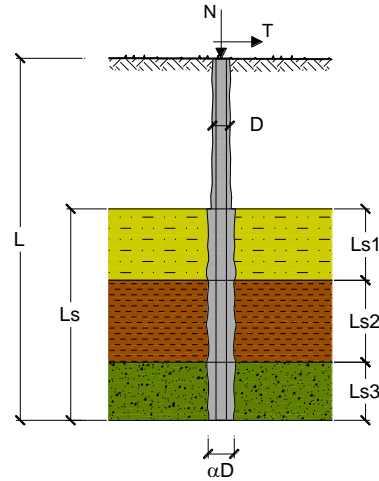
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 11.01 m - 12.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	927.50		927.50
T (kN)	154.70		154.70



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 14.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 13180.49
 Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 13180.49
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 6.53E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 595766.7
 Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio:

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	6.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	795.44

$Ls = 14.00$ (m) $Ql = 1113.62$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 111.36$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1224.98$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.32$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 28092.33$ (MN) $\eta = 30.29$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.774$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 99.89$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 238.04$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -97.30$ (N/mm²)

$\tau = 11.74$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 238.91$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

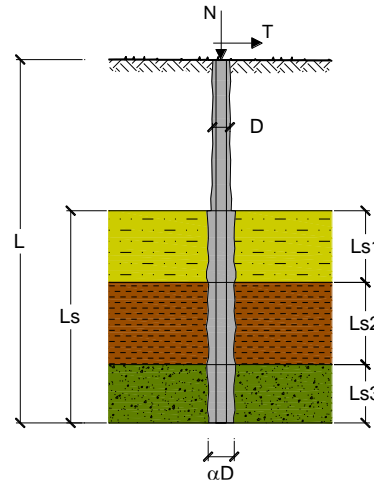
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} = 11.01 \text{ m} - 12.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	927.50		927.50
T (kN)	154.70		154.70



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **14.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	11830.11
Area a taglio (A _{taglio})	(mm ²)	11830.11
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	5.99E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	546332.9
Dimensione Armatura (D _{arm})	(mm)	219.1
Tipo di acciaio	<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>	
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	6.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	795.44

$Ls = 14.00$ (m) $Ql = 1113.62$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 111.36$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1224.98$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.32$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 26901.62$ (MN) $\eta = 29.00$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.791$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 97.75$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 257.33$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -100.52$ (N/mm²)

$\tau = 13.08$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

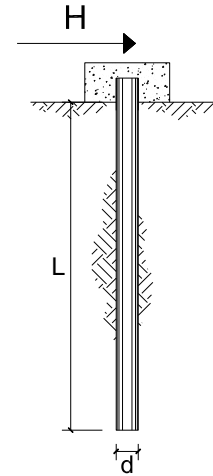
$\sigma_{id} = 258.32$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 11.01 \text{ m} - 12.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	14.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	265.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88	(-)	$k_{p\ min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	154.7	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 13204.52 (kN) **H1_{min}** = 13204.52 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 4420.50 (kN) **H2_{min}** = 4420.50 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 350.18 (kN) **H3_{min}** = 350.18 (kN)

H_{med} = 350.18 (kN) palo lungo **H_{min}** = 350.18 (kN) palo lungo

H_k = Min(**H_{med}**/ ξ_3 ; **R_{min}**/ ξ_4) = 205.99 (kN)

H_d = **H_k**/ γ_T = **158.45 (kN)**

F_d = **G** · γ_G + **Q** · γ_Q = **154.70 (kN)**

FS = **H_d** / **F_d** = **1.02**

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

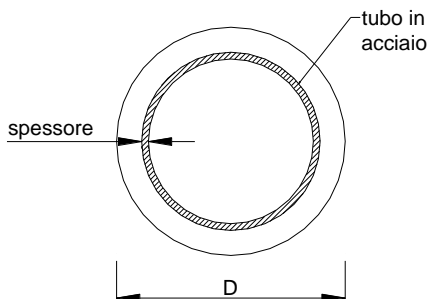
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 21.2 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 266.0 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

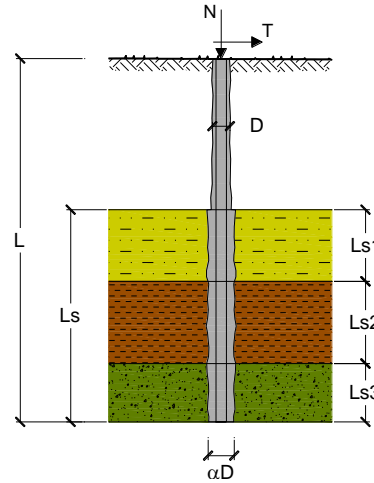
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 9.01 m - 11.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	771.30		771.30
T (kN)	134.30		134.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 13180.49
 Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 13180.49
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 6.53E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 595766.7
 Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	5.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	662.87

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 981.04$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 98.10$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1079.15$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.40$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 28092.33$ (MN) $\eta = 36.42$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.774$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 86.72$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 204.08$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -87.04$ (N/mm²)

$\tau = 10.19$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 204.84$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

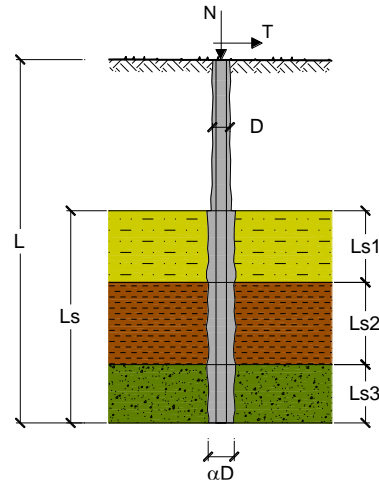
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MUR0} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	771.30		771.30
T (kN)	134.30		134.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **13.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	11830.11
Area a taglio (A _{taglio})	(mm ²)	11830.11
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	5.99E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	546332.9
Dimensione Armatura (D _{arm})	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	5.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	662.87

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 981.04$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

% Punta 10% $Qp = 98.10$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1079.15$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.40$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 26901.62$ (MN) $\eta = 34.88$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.791$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 84.86$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 220.53$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -90.13$ (N/mm²)

$\tau = 11.35$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

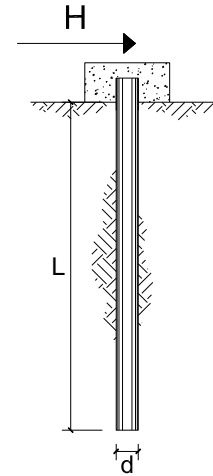
$\sigma_{id} = 221.40$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MUR0} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	13.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	265.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	32.00	(°)	ϕ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88	(-)	$k_{p\ min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	134.3	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 11385.53 (kN) **H1_{min}** = 11385.53 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 3815.64 (kN) **H2_{min}** = 3815.64 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 350.18 (kN) **H3_{min}** = 350.18 (kN)

H_{med} = 350.18 (kN) palo lungo **H_{min}** = 350.18 (kN) palo lungo

H_k = $\text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ = 205.99 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 158.45 (kN)

F_d = $G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 134.30 (kN)

FS = H_d / F_d = 1.18

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

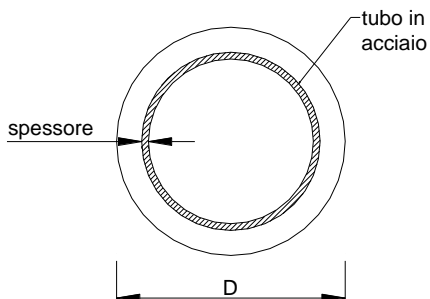
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 21.2 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 266.0 (kN m)

Inserisci

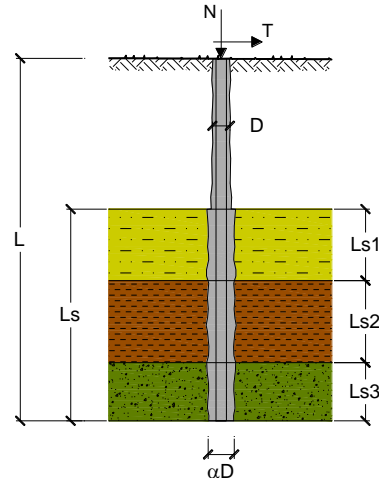
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 7.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	516.90		516.90
T (kN)	97.90		97.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163
 Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2
 Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio
 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 10.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.24$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 44.34$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 57.10$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 207.69$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -80.27$ (N/mm²)

$\tau = 12.07$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 208.74$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

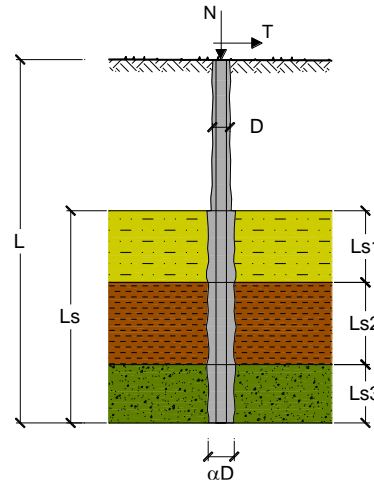
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MUR0} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	516.90		516.90
T (kN)	97.90		97.90



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **10.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): **(mm²) 6631.588**

Area a taglio (A_{taglio}): **(mm²) 6631.588**

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): **(mm⁴) 3.63E+07**

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): **(mm³) 331299.5**

Dimensione Armatura (D_{arm}): **(mm) 219.1**

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **355 (N/mm²)**

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : **1.05**

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **338 (N/mm²)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210'000 (N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 10.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.24$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 40.53$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 54.59$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 242.72$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -86.83$ (N/mm²)

$\tau = 14.76$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

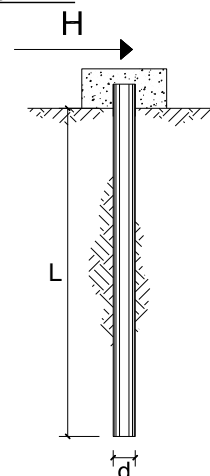
$\sigma_{id} = 244.06$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T	
		γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	10.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med} =$	7.88	(-)	$k_{p\ min} =$	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	97.9	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 6737.00 (kN) **H1_{min} =** 6737.00 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 2263.67 (kN) **H2_{min} =** 2263.67 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 269.90 (kN) **H3_{min} =** 269.90 (kN)

H_{med} = 269.90 (kN) palo lungo **H_{min} =** 269.90 (kN) palo lungo

H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) = 158.77 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 122.13 (kN)

F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = 97.90 (kN)

FS = H_d / F_d = 1.25

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

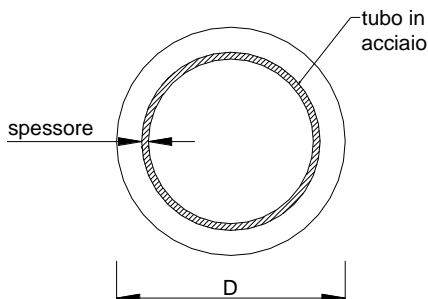
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

8.3.1.3 Muri OS09

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m a -13 m	Ug5	17	35	0	20	0.150	0.150	1.1
Da -13 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
6.0	9	φ193.7x10.0
4.0	9	φ193.7x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

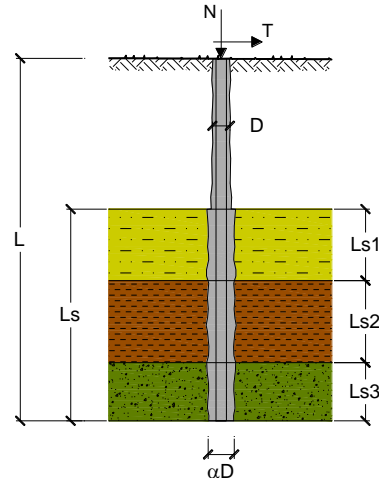
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 6.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	296.00		296.00
T (kN)	65.30		65.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (K): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	4.00	1.10	0.33	0.150	0.150	0.077	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$ $Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Qlim = 349.99$ (kN) $Fs = 1.18$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16156.84$ (MN) $\eta = 54.58$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.990$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 32.97$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 182.09$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -79.51$ (N/mm²)

$\tau = 22.63$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 186.26$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

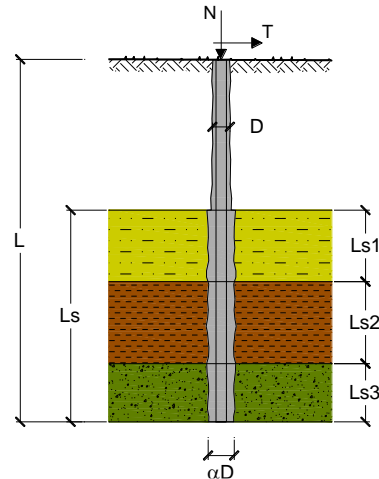
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 6.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	296.00		296.00
T (kN)	65.30		65.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **9.00 (m)**

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (K): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	4.00	1.10	0.33	0.150	0.150	0.077	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.18$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 14352.86$ (MN) $\eta = 48.49$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.051$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 31.08$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 222.84$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -89.60$ (N/mm²)

$\tau = 14.70$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

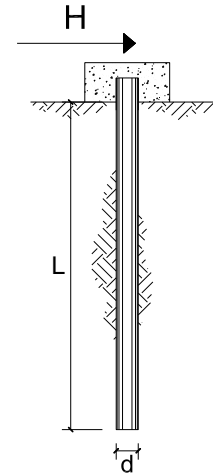
$\sigma_{id} = 224.29$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 6.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	120.39	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	65.3	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 5456.97 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 5456.97 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 1832.37 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 1832.37 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 206.42 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 206.42 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 206.42 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 206.42 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 121.43 \quad (kN)$$

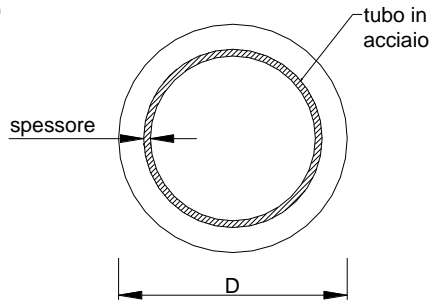
$$H_d = H_k/\gamma_T = 93.40 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 65.30 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.43$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)
Tubo
 Diametro esterno = 193.7 (mm)
 Spessore = 10.0 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta
 Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 355$ (Mpa)

$\gamma_m = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

$E_s = 210000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.147\%$

$\epsilon_{uk} = 1.000\%$

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

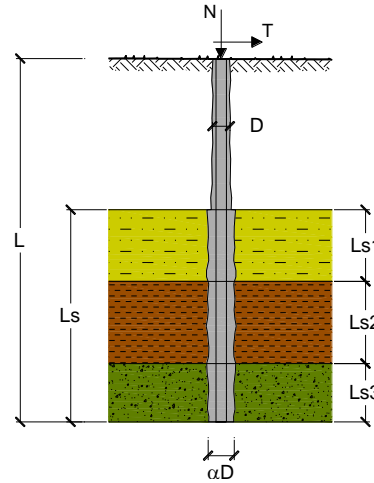
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 3.01 m - 4.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	153.30		153.30
T (kN)	37.20		37.20



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	4.00	1.10	0.33	0.150	0.150	0.077	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.28$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16156.84$ (MN) $\eta = 105.39$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.990$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 18.79$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 101.08$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -47.95$ (N/mm²)

$\tau = 12.89$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 103.51$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

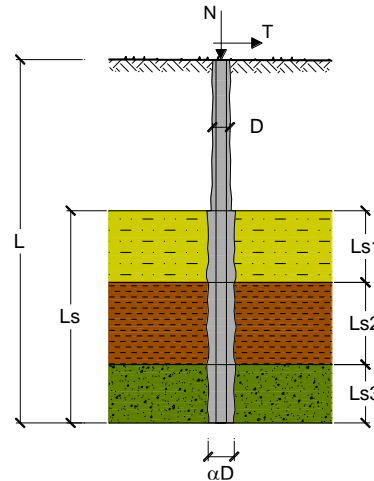
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} = 3.01 \text{ m} - 4.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	153.30		153.30
T (kN)	37.20		37.20



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **9.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio})	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm})	(mm)	193.7
Tipo di acciaio	<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>	
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	4.00	1.10	0.33	0.150	0.150	0.077	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.28$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 14352.86$ (MN) $\eta = 93.63$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.051$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 17.71$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 123.50$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -54.49$ (N/mm²)

$\tau = 8.37$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

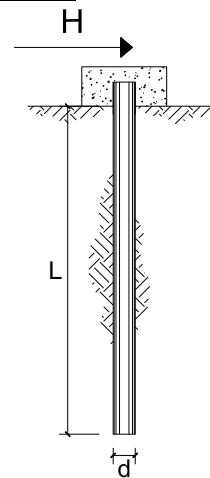
$\sigma_{id} = 124.34$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 3.01 \text{ m} - 4.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

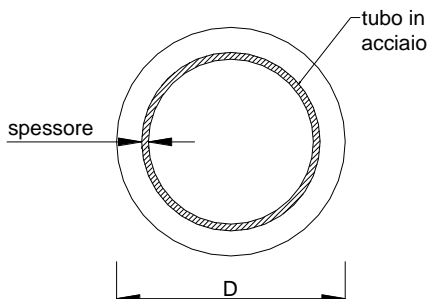
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	


9 VERIFICHE STR DEI PARAMENTI VERTICALI DEI MURI PREFABBRICATI

Il paramento dei muri prefabbricati Tensiter è stato calcolato dal produttore stesso, in base alla geometria di ogni tipologia e alle condizioni reali del posizionamento plano-altimetrico nell'ambito del progetto.

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato è stata effettuata con soluzioni esatte basate su distribuzioni a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE e per la fessurazione.

Per l'analisi è stato utilizzato il programma di calcolo Muri 2008 ver. 2.6.3. realizzato dai tecnici della Tensiter. I risultati di tutte le verifiche sono riportati nelle schede allegate alla presente relazione (vedi allegato A).

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

10 VERIFICHE STR E GEO DELLE FONDAZIONI DEI MURI PREFABBRICATI

10.1 Muri di sostegno con Guard Rail

Le fondazioni dei muri in oggetto sono realizzate su micropali (IRS), $\phi 300$ con interasse longitudinale di 0.9 m e interasse trasversale di 1.20 m. La geometria della zattera di fondazione, lunghezza e armatura dei micropali saranno in funzione dell'altezza del singolo muro e delle stratigrafie di progetto.


H _{MURO} [m]	B _{ZATTERA} [m]	H _{ZATTERA} [m]	N _{PALI} [/]	i _{TRASV} [m]	i _{LONG} [m]	Armatura tubolare [mm]
11.0	4.8	1.3	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
10.0	4.8	1.3	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
9.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 10.0$
8.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 10.0$
7.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
6.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
5.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
4.0	2.4	0.9	2.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
3.0	2.4	0.9	2.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
2.0	2.4	0.9	2.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$

10.1.1 Verifiche STR della zattera di fondazione

Per lo sforzo normale ed il momento flettente rispetto al baricentro della palificata si è ipotizzato che il comportamento della zattera di fondazione si comporta come una trave appoggiata su più appoggi. A vantaggio di sicurezza per tutte quante le tipologie di fondazioni il M_{MAX} e il V_{MAX} sono stati calcolati considerando una trave appoggiata su due appoggi:

- $M_{MAX} = (NL)/4 + M/2$
- $V_{MAX} = N/2 + M/L$ (interasse pali)


Per le zattere di larghezza 3.6 m il baricentro della palificata coincide con l'asse del palo e per questo motivo per il calcolo delle sollecitazioni è stata effettuata la traslazione delle sollecitazioni dal baricentro della palificata di una distanza pari alla metà dell'interasse dei pali, coerente con lo schema statico reale in quanto la risultante di tutti quanti i carichi risulta essere più vicina al bordo della zattera al di sotto del muro che all'altro bordo in corrispondenza della mensola di 1.00 m.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

H _{MURO} [m]	SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
	SLU			SLV			URTO		
	N	V	M	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
11.0	1843.8	478.0	309.4	1324.2	429.3	509.6	1401.2	370.0	351.1
10.0	1587.0	407.1	431.7	1132.9	364.9	520.2	1205.1	316.2	438.2
9.0	1279.2	333.4	260.9	903.2	288.2	42.2	969.7	260.4	94.0
8.0	1067.6	271.4	100.1	747.0	231.6	25.7	808.3	213.5	21.2
7.0	908.4	216.4	82.0	628.2	183.0	6.8	686.7	172.1	27.9
6.0	726.9	174.1	30.8	496.9	146.6	59.0	548.7	140.3	105.3
5.0	569.5	152.6	99.6	384.1	123.8	87.9	429.1	124.6	148.5
4.0	377.3	86.2	93.4	245.4	65.2	51.7	282.8	74.4	6.7
3.0	267.8	62.7	30.3	170.0	46.8	15.0	200.1	57.2	30.9
2.0	202.7	43.8	25.7	124.0	30.2	11.5	150.8	43.4	24.9

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni massime ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi.

H _{MURO} [m]	SLU		SLV		URTO	
	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}
	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
11.0	707.9	1179.8	652.1	1086.8	595.9	993.2
10.0	692.0	1153.3	600.0	999.9	580.7	967.8
9.0	637.1	1061.8	520.8	868.0	534.8	891.3
8.0	590.5	984.2	461.1	768.4	495.6	826.0
7.0	504.1	840.1	380.3	633.8	426.0	709.9
6.0	451.6	752.6	327.7	546.1	381.9	636.4
5.0	391.5	652.5	274.4	457.3	331.7	552.8
4.0	159.9	266.5	99.5	165.8	88.2	147.0
3.0	95.5	159.2	58.5	97.5	75.5	125.8
2.0	73.6	122.7	43.0	71.6	57.7	96.1

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione del muro considerando le sollecitazioni massime per tipologia di fondazione.

Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

	ϕ	n/metro	A's	A _s
H _{MURO} [m]	[mm]	-	[mm ²]	[mm ²]
11.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
10.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
9.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
8.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
7.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
6.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
5.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
4.0	18.0	5.0	1272.3	1272.3
3.0	18.0	5.0	1272.3	1272.3
2.0	18.0	5.0	1272.3	1272.3

- $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 707.9 \text{ kN*m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 9,01-11

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	22.62	5.7
			2	22.62	124.3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 707.9 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro
 Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5 ‰
E_s	210'000 N/mm²	18.13 ‰
E_s/E_c	10	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.7333
τ_{c1}		2.114

M_{xRd}: 1'077 kNm

σ_c : -18.13 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.321 ‰
 ϵ_s : 67.5 ‰
 d: 124.3 cm
 x : 5.828 x/d : 0.04689
 δ : 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
 Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1077 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.52$.

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 637.1 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 7.01-9

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	22.62	5.7
			2	22.62	104.3

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210'000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	10	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 900.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.41$.

- $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 504.1 \text{ kN*m/m}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The title bar indicates the file name 'H = 4.01-7'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The main window is divided into several panels:

- Titolo:** A text field for the section title.
- N° figure elementari:** Set to 1.
- N° strati barre:** Set to 2.
- Table of Section Properties:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	19.01	5.6
			2	19.01	104.4
- Table of Applied Forces (S.L.U.):**

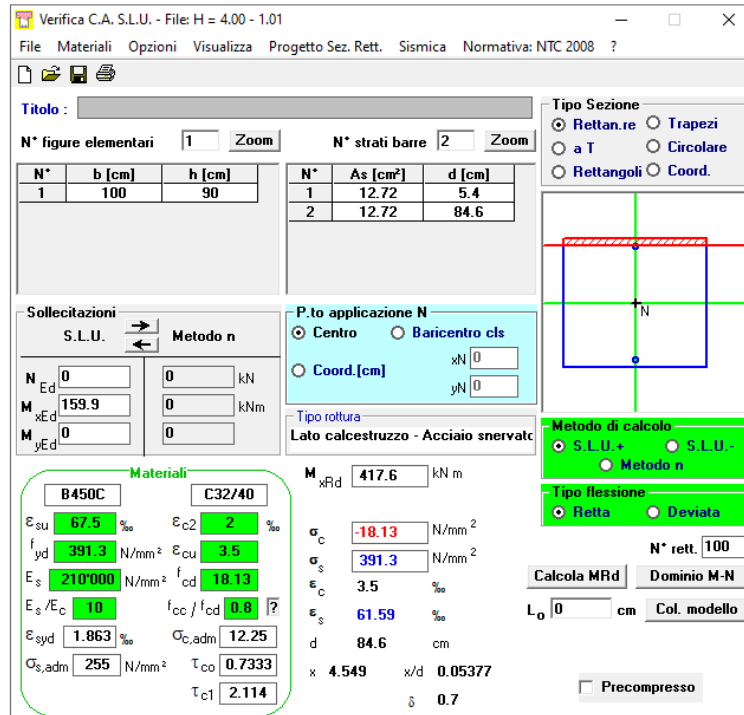
Force	Value	Unit
N_{Ed}	0	kN
M_{xEd}	504.1	kNm
M_{yEd}	0	kNm
- Materials:**
 - B450C:** $\epsilon_{su} = 67.5\%$, $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 210'000 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s / E_c = 10$, $\epsilon_{syd} = 1.863\%$, $G_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$.
 - C32/40:** $\epsilon_{c2} = 2\%$, $\epsilon_{cu} = 3.5$, $f_{cd} = 18.13$.
- Design Results:**
 - $M_{xRd} = 761.4 \text{ kN m}$
 - $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
 - $\epsilon_c = 3.5\%$
 - $\epsilon_s = 64.25\%$
 - $d = 104.4 \text{ cm}$
 - $x = 5.393$, $x/d = 0.05166$
 - $\delta = 0.7$
- Calculation Parameters:**
 - Metodo di calcolo: S.L.U. +
 - Tipo flessione: Fletta
 - N° rett.: 100
 - Col. modello: 0

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 761.4 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 1.51$.

- $H_{MURO} \leq 4.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 159.9 \text{ kN*m/m}$.



Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 4.00 - 1.01

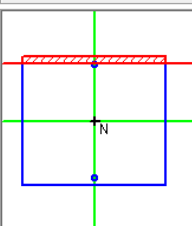
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	12.72	5.4
			2	12.72	84.6

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione: 

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 159.9 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

Materiali	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s	210'000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c	10	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
		τ_{c1} 2.114


M_{xRd} 417.6 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 61.59 ‰
 d 84.6 cm
 x 4.549 x/d 0.05377
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 417.6 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 2.61$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente per ogni tipologia di fondazione. La sezione resistente è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione del muro.

- $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 1179.8 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1300
altezza utile sezione	d	[mm]	1243
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1375
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3497
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1375
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	1179.8

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 1061.8 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1043
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1154
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2935
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1154
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	1061.8

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 840.1 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1044
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1155
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2937
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1155
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	840.1

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} \leq 4.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 266.5 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	900
altezza utile sezione	d	[mm]	846
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	936
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2380
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	936
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	266.5

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_{lk}	Poco sensibile Stato limite	w_{lk}
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.


Le verifiche a fessurazione sono state effettuate senza calcolo diretto e può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C.4.1.III.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-


Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni allo SLE in condizioni quasi permanente e frequente rispetto al baricentro della palificata, usate nelle verifiche a fessurazione.


H [m]	SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA					
	SLE QP			SLE FQ		
	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
11.0	1290.2	298.9	53.7	1373.5	343.6	-135.9
10.0	1103.1	250.3	73.5	1179.6	291.2	241.6
9.0	876.7	200.2	352.2	946.5	236.8	253.7
8.0	724.3	158.8	206.2	787.3	191.3	122.3
7.0	608.7	122.7	161.0	667.2	151.2	97.4
6.0	480.7	95.6	59.6	531.7	120.6	5.4
5.0	371.1	82.3	6.1	414.6	105.5	52.1
4.0	234.8	41.2	89.0	270.8	57.6	77.8
3.0	162.1	28.1	35.8	190.6	41.3	27.7
2.0	117.8	18.1	20.6	142.6	28.5	19.9

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Nella tabella seguente si riportano la tensione massime dell'acciaio, ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi, e la spaziatura delle barre.

	SLE QP			SLE FQ		
	M _{MAX}	σ _s	s	M _{MAX}	σ _s	s
H _{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
11.0	413.9	156.7	200.0	480.0	181.7	200.0
10.0	367.7	139.2	200.0	474.7	179.7	200.0
9.0	349.9	158.7	200.0	441.0	200.1	200.0
8.0	331.5	150.4	200.0	411.2	186.6	200.0
7.0	284.8	153.0	200.0	351.7	189.0	200.0
6.0	258.6	139.0	200.0	316.3	170.0	200.0
5.0	225.8	121.3	200.0	274.8	147.7	200.0
4.0	115.0	113.6	200.0	120.2	118.8	200.0
3.0	66.5	65.8	200.0	71.0	70.2	200.0
2.0	45.6	45.1	200.0	52.7	52.1	200.0

Le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.2 Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione

Le massime sollecitazioni risultanti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente:

H _{MURO} [m]	SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO								
	SLU			SLV			URTO		
	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]
11.0	337.5	492.2	107.6	170.6	489.0	96.6	227.5	446.9	83.3
10.0	249.2	465.0	91.6	124.9	450.0	82.1	161.6	435.5	71.1
9.0	285.9	481.6	100.0	255.1	286.8	86.5	255.6	326.2	78.1
8.0	282.7	357.8	81.4	214.5	233.7	69.5	234.5	250.5	64.1
7.0	241.8	303.3	64.9	185.9	191.0	54.9	195.6	216.5	51.6
6.0	206.5	229.6	52.2	126.9	171.2	44.0	125.1	204.1	42.1
5.0	133.5	208.2	45.8	82.3	148.2	37.1	73.1	184.4	37.4
4.0	99.7	239.9	38.8	91.0	149.2	29.3	124.7	132.3	33.5
3.0	97.8	143.3	28.2	70.9	87.8	21.1	66.9	101.6	25.7
2.0	72.0	110.5	19.7	51.5	64.4	13.6	49.2	77.2	19.5

Le verifiche GEO e STR che sono state effettuate sono le seguenti:

- **VERIFICA A CARICO LIMITE**


Il valore caratteristico di calcolo ($R_{k,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando la resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L), utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985) e cautelativamente la resistenza alla punta assunta pari al 10% della resistenza laterale:

$$Q_L + Q_P = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat,i} \times L_i) + 10\% Q_L$$

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del micropalo:

- $D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;
- D_p = diametro del micropalo (*diametro del foro*);
- α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;
- L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;
- $q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

Ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 (A1+M1+R3) del NTC08. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- **CAPACITÀ PORTANTE PER INSTABILITÀ DELL'EQUILIBRIO LIMITE**

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $\beta = k \cdot D$ esprime la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto, per questa tipologia di fenomenologia, pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10$$

- **VERIFICHE ALLE FORZE ORIZZONTALI E VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO**

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M = T / (2b)$$

Con

$$b = (k \cdot D / 4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

in modo da poter determinare

$$\sigma = N / A_{arm} \pm M / W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 T / A_{arm}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:


$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita della normativa vigente.

Come previsto da Eurocodice, si riportano anche le verifiche precedentemente elencate considerando un tubolare con una riduzione di 1.2 mm per lato.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

- **VERIFICA PER FORZE ORIZZONTALI**


Nel caso di pali verticali sottoposti ad azioni orizzontali, si fa riferimento alla teoria di Broms, la quale si basa sulle seguenti ipotesi:

- Comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido plastico perfetto, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane poi costante al crescere dello spostamento;
- La forma della sezione trasversale del palo non influisce sulla distribuzione delle tensioni di contatto all'interfaccia palo-terreno ed il valore di quest'ultime sia funziona solamente della dimensione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento;
- Il comportamento flessione del palo viene schematizzato come un comportamento rigido-plastico perfetto, ovvero si trascurano le rotazioni elastiche fin quando non si raggiunge un valore del momento pari a quello di plasticizzazione del palo; da qui in poi si forma una cerniera plastica, ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

In particolare si fa riferimento al caso di pali a rotazione in testa impedita, in terreni incoerenti ed è stato considerato anche il contributo del sovraccarico per una profondità di 1.00 m.

Si possono avere tre meccanismi differenti di rottura, ovvero:

- Palo corto (traslazione orizzontale rigida del palo);
- Palo intermedio (formazione di una cerniera plastica in testa al palo);
- Palo lungo (formazione di una seconda cerniera plastica nel fusto del palo).

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Di seguito sono riportate i risultati di calcolo di tutte le verifiche per ogni tipologia di fondazione in funzione della stratigrafia di progetto.

10.1.2.1 Muri OS01-OS02-OS03-OS04-OS05-OS06-OS21

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -7.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -7.0 m a -10 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.200	0.250	1.1
Da -10 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
11.0	13.0	φ219.1x12.5
10.0	13.0	φ219.1x12.5
9.0	12.0	φ219.1x10.0
8.0	12.0	φ219.1x10.0
7.0	11.0	φ193.7x12.5
6.0	11.0	φ193.7x12.5
5.0	11.0	φ193.7x12.5
4.0	10.0	φ193.7x10.0
3.0	10.0	φ193.7x10.0
2.0	10.0	φ193.7x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

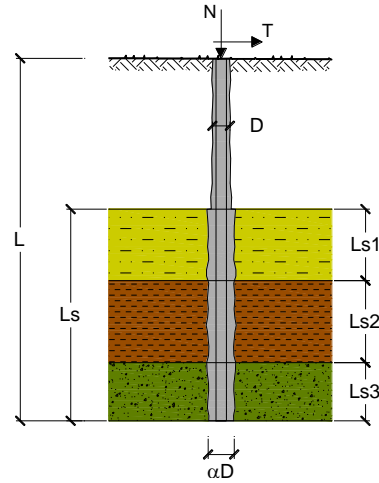
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 9.01 m - 11.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	492.20		492.20
T (kN)	107.60		107.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.60$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 46.57$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 62.76$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 218.91$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -97.58$ (N/mm²)

$\tau = 13.26$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 220.11$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

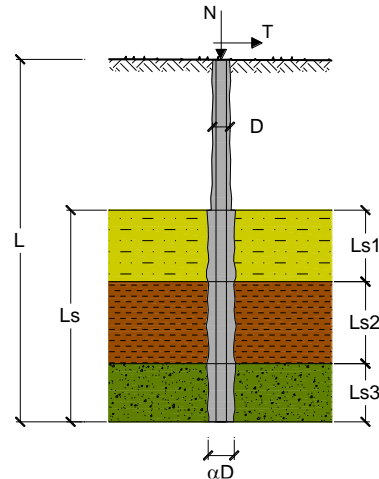
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 9.01 m - 11.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	492.20		492.20
T (kN)	107.60		107.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	6631.588
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	331299.5
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.60$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 42.56$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 60.00$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 255.32$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -106.88$ (N/mm²)

$\tau = 16.23$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

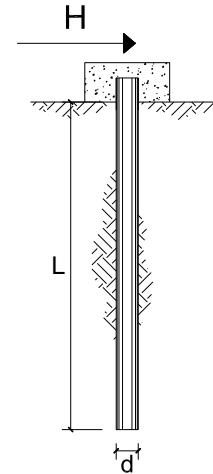
$\sigma_{id} = 256.86$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MUR0} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	13.00	(m)	
Diametro del palo	d =	0.30	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	179.99	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$ 32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$ 32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$)	$k_{p_{med}} =$	7.88	(-)	$k_{p_{min}} =$ 7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	107.6	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)	

Palo corto:

H1_{med} = 11385.53 (kN) H1_{min} = 11385.53 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 3809.02 (kN) H2_{min} = 3809.02 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 269.90 (kN) H3_{min} = 269.90 (kN)

H_{med} = 269.90 (kN) palo lungo H_{min} = 269.90 (kN) palo lungo

H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) = 158.77 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 122.13 (kN)

F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = 107.60 (kN)

FS = H_d / F_d = 1.14

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

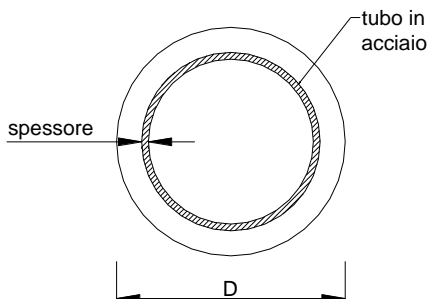
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

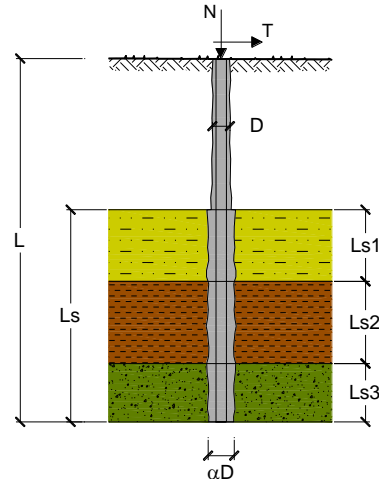
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 7.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	481.60		481.60
T (kN)	100.00		100.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 12.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 10% $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$ $Fs = Qlim / N$ (Fs > 1)

$Qlim = 641.66$ (kN) $Fs = 1.33$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20859.34$ (MN) $\eta = 43.31$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.899$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 55.64$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$\sigma_{max} = 242.71$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -96.08$ (N/mm²)

$\tau = 30.45$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 248.37$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

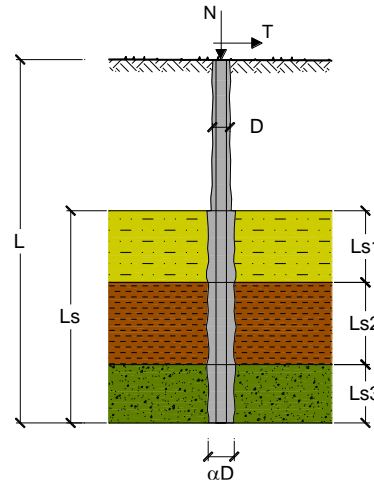
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	481.60		481.60
T (kN)	100.00		100.00



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
		permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **12.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): **(mm²) 5049.796**

Area a taglio (A_{taglio}): **(mm²) 5049.796**

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): **(mm⁴) 2.83E+07**

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): **(mm³) 258079**

Dimensione Armatura (D_{arm}): **(mm) 219.1**

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **355 (N/mm²)**

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : **1.05**

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **338 (N/mm²)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210'000 (N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 12.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

% Punta 10% $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.33$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18489.54$ (MN) $\eta = 38.39$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.954$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 52.39$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 298.35$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -107.61$ (N/mm²)

$\tau = 19.80$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

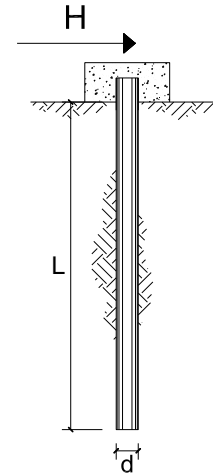
$\sigma_{id} = 300.32$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	12.00 (m)		
Diametro del palo	d =	0.30 (m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	151.33 (kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	32.00 (°)	$\phi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	32.00 (°)	$\phi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$)	$k_{p_{med}} =$	7.88 (-)	$k_{p_{min}} =$	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00 (kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	100 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 9701.28 \text{ (kN)} \qquad H1_{min} = 9701.28 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 3246.37 \text{ (kN)} \qquad H2_{min} = 3246.37 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 240.43 \text{ (kN)} \qquad H3_{min} = 240.43 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 240.43 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 240.43 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 141.43 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 108.79 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 100.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.09$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

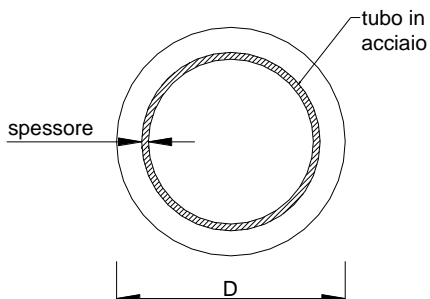
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 151.3 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

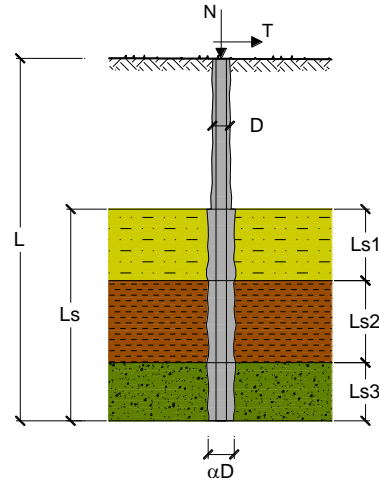
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	303.30		303.30
T (kN)	64.90		64.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 7115.707
 Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 7115.707
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 2.93E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 302974.9
 Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 193.7
 Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.63$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 17710.89$ (MN) $\eta = 58.39$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.946$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 34.32$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 155.89$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -70.64$ (N/mm²)

$\tau = 9.12$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 156.68$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

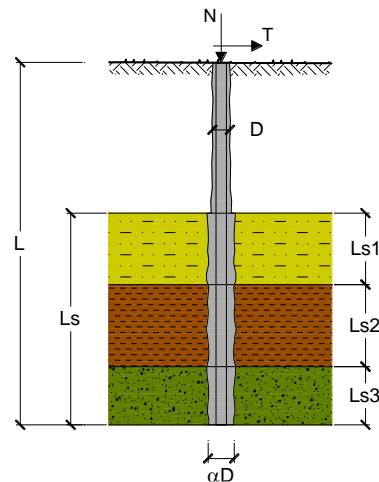
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	303.30		303.30
T (kN)	64.90		64.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5825.644
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5825.644
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.46E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	254221.3
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.63$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16223.44$ (MN) $\eta = 53.49$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.988$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 32.84$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 181.25$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -77.13$ (N/mm²)

$\tau = 11.14$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

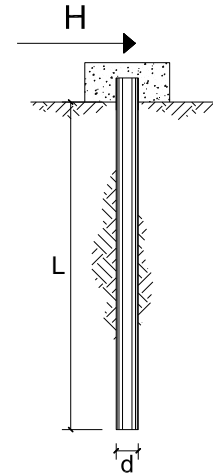
$\sigma_{id} = 182.28$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	141.80	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	32.00	(°)	ϕ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	64.9	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 8151.77 \quad (\text{kN}) \qquad H1_{min} = 8151.77 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 2730.15 \quad (\text{kN}) \qquad H2_{min} = 2730.15 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 230.23 \quad (\text{kN}) \qquad H3_{min} = 230.23 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 230.23 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 230.23 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 135.43 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 104.18 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 64.90 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.61$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

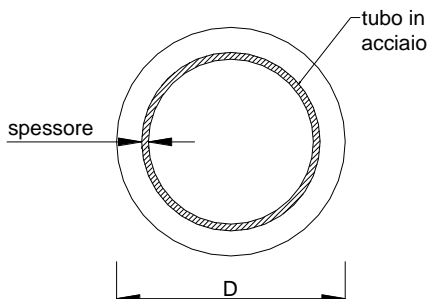
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 141.8 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

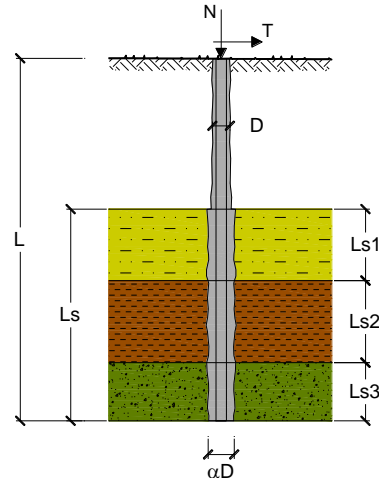
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 10.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.46$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16155.61$ (MN) $\eta = 67.34$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.990$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 19.59$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 119.29$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -36.15$ (N/mm²)

$\tau = 13.45$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 121.54$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

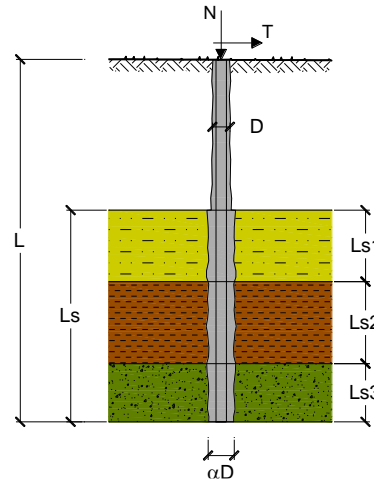
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 10.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

10%

$Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 1.46$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 14351.76$ (MN)

$\eta = 59.82$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.050$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 18.47$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 146.82$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = -38.84$ (N/mm²)

$\tau = 8.73$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 147.59$ (N/mm²)

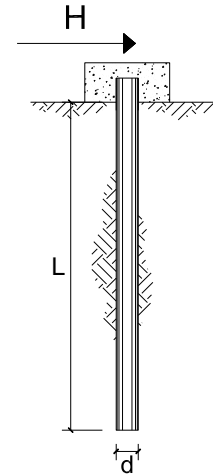
verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	10.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	120.39	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	38.8	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 6737.00 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 6737.00 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 2257.70 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 2257.70 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 206.42 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 206.42 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 206.42 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 206.42 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 121.43 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 93.40 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 38.80 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 2.41$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

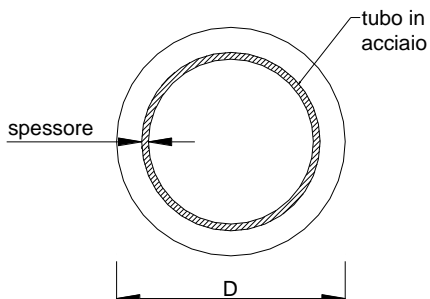
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.2.2 Muri OS07-OS08

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m a -8 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.200	0.250	1.1
Da -8 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
11.0	11	φ219.1x12.5
10.0	11	φ219.1x12.5
9.0	10	φ219.1x10.0
8.0	10	φ219.1x10.0
7.0	9	φ193.7x12.5
6.0	9	φ193.7x12.5
5.0	9	φ193.7x12.5
4.0	8	φ193.7x10.0
3.0	8	φ193.7x10.0
2.0	8	φ193.7x10.0

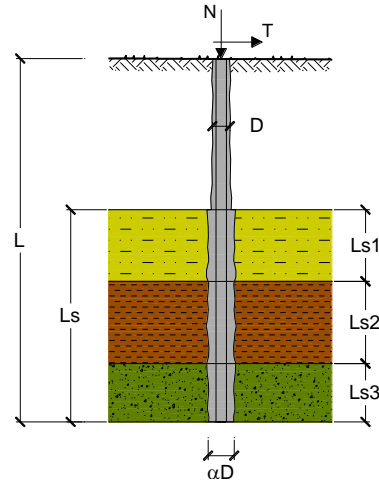
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 9.01 m - 11.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	492.20		492.20
T (kN)	107.60		107.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163
 Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2
 Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.60$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 46.57$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 62.76$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 218.91$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -97.58$ (N/mm²)

$\tau = 13.26$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

$\sigma_{id} = 220.11$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

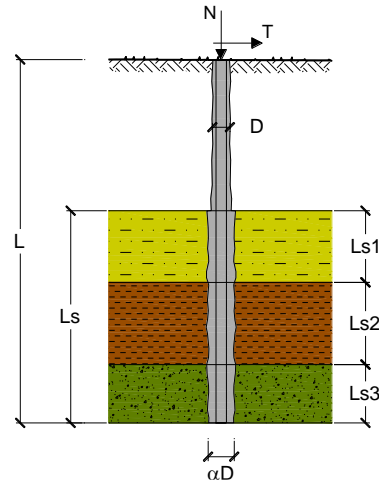
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	492.20		492.20
T (kN)	107.60		107.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **11.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	6631.588
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	331299.5
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.60$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 42.56$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 60.00$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 255.32$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -106.88$ (N/mm²)

$\tau = 16.23$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

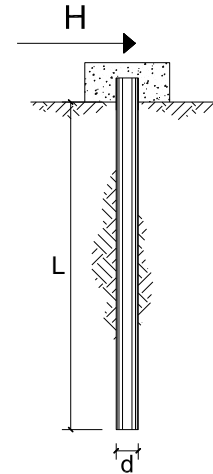
$\sigma_{id} = 256.86$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	107.6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 8151.77 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 8151.77 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 2733.62 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 2733.62 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 269.90 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 269.90 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 269.90 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 269.90 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 158.77 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 122.13 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 107.60 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.14$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

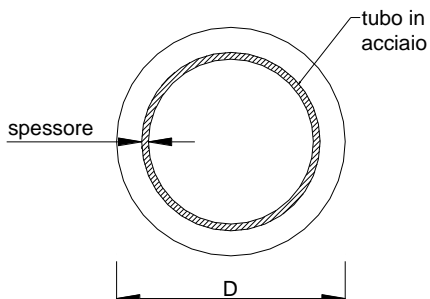
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

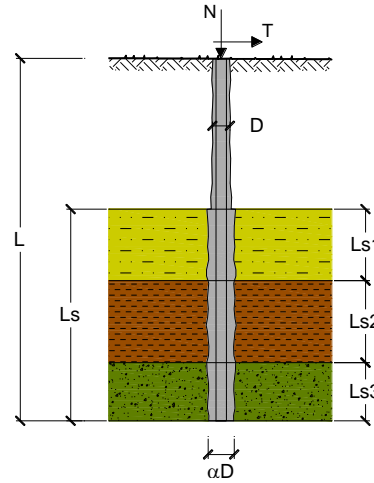
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 7.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	481.60		481.60
T (kN)	100.00		100.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): **65.7 (MN/m³)**

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 10.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.33$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): **14.39 (N/mm²)**

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20859.34$ (MN) $\eta = 43.31$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.899$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 55.64$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$\sigma_{max} = 242.71$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -96.08$ (N/mm²)

$\tau = 30.45$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 248.37$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

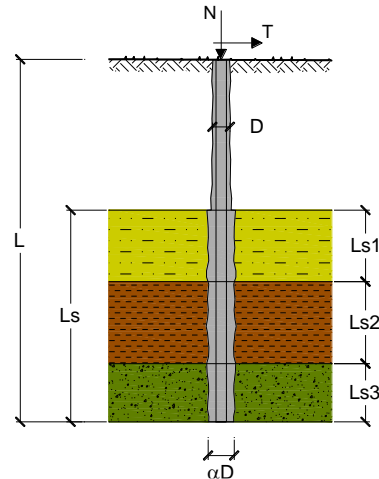
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	481.60		481.60
T (kN)	100.00		100.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **10.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5049.796
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5049.796
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.83E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	258079
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 10.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.33$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18489.54$ (MN) $\eta = 38.39$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.954$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 52.39$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 298.35$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -107.61$ (N/mm²)

$\tau = 19.80$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

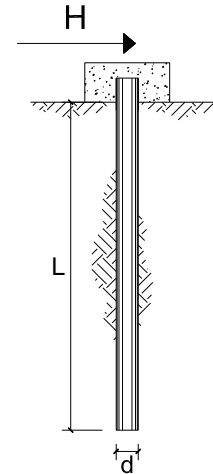
$\sigma_{id} = 300.32$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MUR0} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	10.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	151.33	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	32.00	(°)	ϕ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88	(-)	$k_{p\ min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	100	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 6737.00 (kN) **H1_{min}** = 6737.00 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 2260.80 (kN) **H2_{min}** = 2260.80 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 240.43 (kN) **H3_{min}** = 240.43 (kN)

H_{med} = 240.43 (kN) palo lungo **H_{min}** = 240.43 (kN) palo lungo

H_k = **Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)** = 141.43 (kN)

H_d = **H_k/γ_T** = 108.79 (kN)

F_d = **G · γ_G + Q · γ_Q** = 100.00 (kN)

FS = **H_d / F_d** = 1.09

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

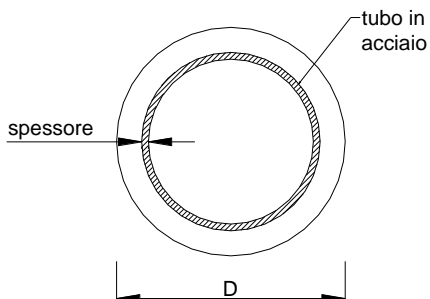
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 151.3 (kN m)

Inserisci

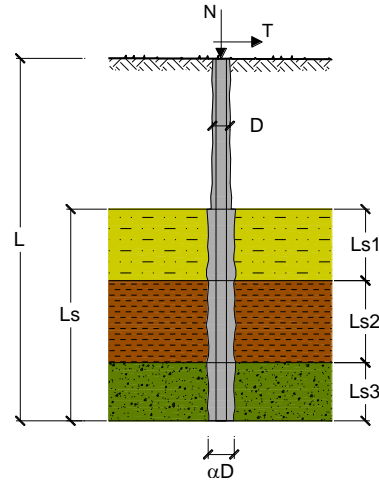
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	303.30		303.30
T (kN)	64.90		64.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **9.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): **(mm²) 7115.707**

Area a taglio (A_{taglio}): **(mm²) 7115.707**

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): **(mm⁴) 2.93E+07**

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): **(mm³) 302974.9**

Dimensione Armatura (D_{arm}): **(mm) 193.7**

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **355 (N/mm²)**

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : **1.05**

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **338 (N/mm²)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210'000 (N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.63$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 17710.89$ (MN) $\eta = 58.39$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.946$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 34.32$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 155.89$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -70.64$ (N/mm²)

$\tau = 9.12$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 156.68$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

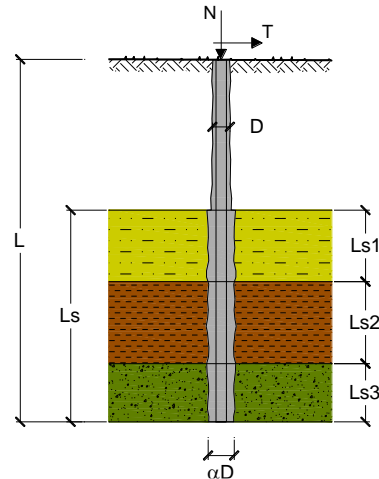
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	303.30		303.30
T (kN)	64.90		64.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5825.644
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5825.644
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.46E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	254221.3
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

10%

$Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 1.63$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 16223.44$ (MN)

$\eta = 53.49$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.988$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 32.84$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 181.25$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = -77.13$ (N/mm²)

$\tau = 11.14$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

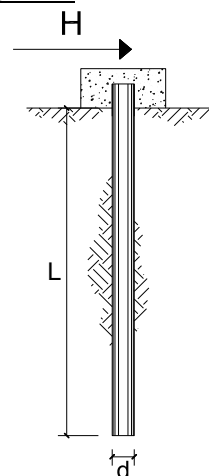
$\sigma_{id} = 182.28$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	141.80	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88	(-)	$k_{p\ min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	64.9	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 5456.97 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 5456.97 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 1834.75 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 1834.75 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 230.23 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 230.23 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 230.23 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 230.23 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 135.43 \quad (kN)$$

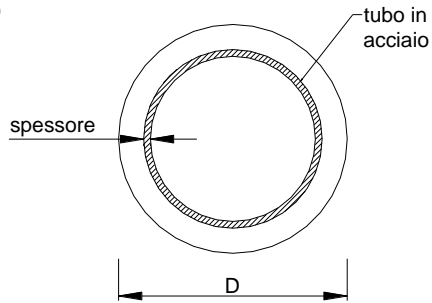
$$H_d = H_k/\gamma_T = 104.18 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 64.90 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.61$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)
Tubo
 Diametro esterno = 193.7 (mm)
 Spessore = 12.5 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta
 Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 355$ (Mpa)

$\gamma_m = 1.15$

$f_{y,d} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

$E_s = 210000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.147\%$

$\epsilon_{uk} = 1.000\%$

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 141.8 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

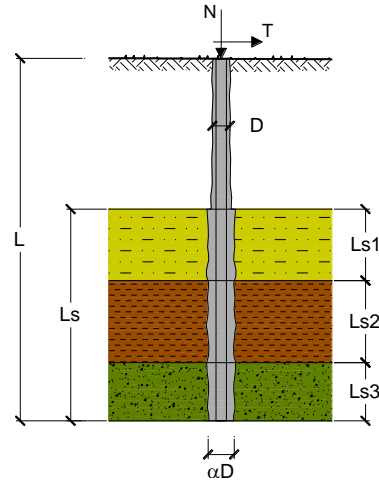
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: MURRO <= 4.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.46$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16155.61$ (MN) $\eta = 67.34$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.990$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 19.59$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$\sigma_{max} = 119.29$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -36.15$ (N/mm²)

$\tau = 13.45$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 121.54$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

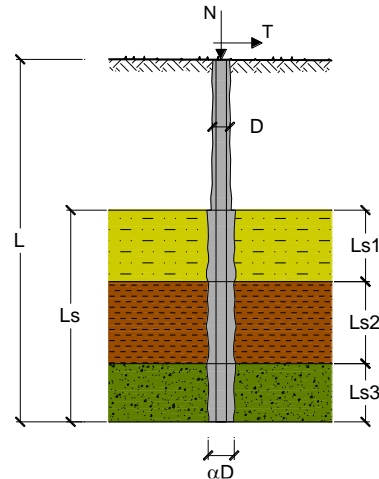
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} ≤ 4.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **8.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.46$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 14351.76$ (MN) $\eta = 59.82$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.050$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 18.47$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 146.82$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -38.84$ (N/mm²)

$\tau = 8.73$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

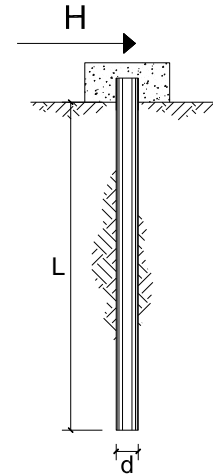
$\sigma_{id} = 147.59$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	8.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	120.39	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi')$)	$k_{p\ med} =$	7.88	(-)	$k_{p\ min} =$	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	38.8	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 4311.68 (kN) **H1_{min} =** 4311.68 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 1452.27 (kN) **H2_{min} =** 1452.27 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 206.42 (kN) **H3_{min} =** 206.42 (kN)

H_{med} = 206.42 (kN) palo lungo **H_{min} =** 206.42 (kN) palo lungo

H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) = 121.43 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 93.40 (kN)

F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = 38.80 (kN)

FS = H_d / F_d = 2.41

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

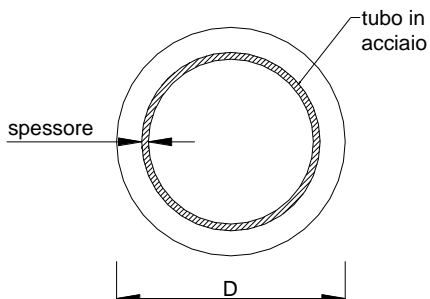
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.2.3 Muri OS09

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m a -13 m	Ug5	17	35	0	20	0.150	0.150	1.1
Da -13 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
4.0	9	φ193.7x10.0
3.0	9	φ193.7x10.0
2.0	9	φ193.7x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

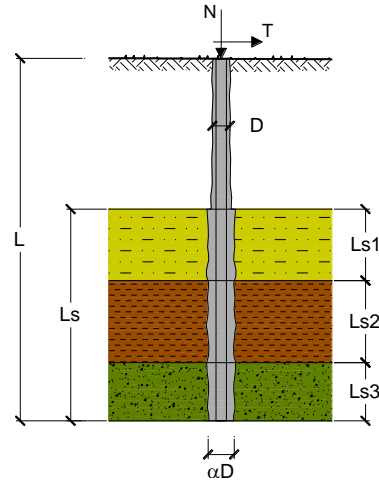
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	4.00	1.10	0.33	0.150	0.150	0.077	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.46$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16156.84$ (MN) $\eta = 67.35$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.990$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 19.59$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 119.29$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -36.15$ (N/mm²)

$\tau = 13.45$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 121.54$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

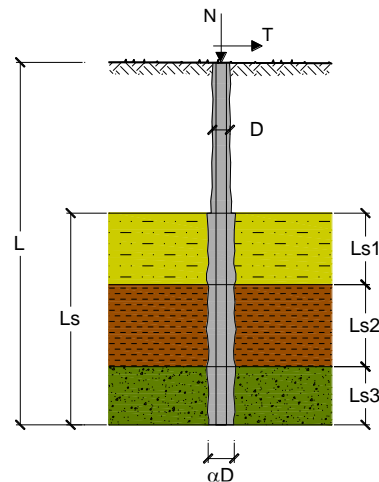
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	4.00	1.10	0.33	0.150	0.150	0.077	318.18
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 318.18$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 31.82$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 349.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.46$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 14352.86$ (MN) $\eta = 59.83$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.051$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 18.47$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 146.81$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -38.83$ (N/mm²)

$\tau = 8.73$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

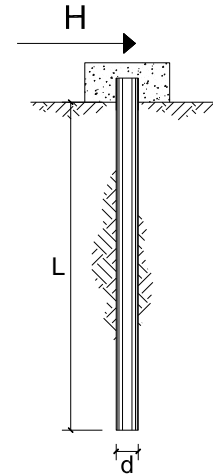
$\sigma_{id} = 147.59$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	120.39	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$)	$k_{p med}$ =	7.88	(-)	$k_{p min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	38.8	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 5456.97$ (kN) $H1_{min} = 5456.97$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 1832.37$ (kN) $H2_{min} = 1832.37$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 206.42$ (kN) $H3_{min} = 206.42$ (kN)

$H_{med} = 206.42$ (kN) palo lungo $H_{min} = 206.42$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 121.43$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 93.40$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 38.80$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 2.41$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

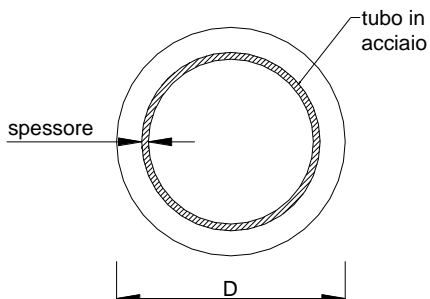
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.2.4 Muri OS11

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m a -11 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.080	0.080	1.1
Da -11 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
11.0	15	φ219.1x12.5
10.0	15	φ219.1x12.5
9.0	14	φ219.1x12.5
8.0	14	φ219.1x12.5

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

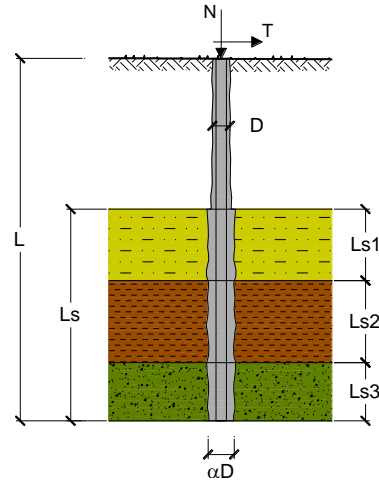
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 9.01 m - 11.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	492.20		492.20
T (kN)	107.60		107.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 32.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	254.54
Ug2-Ug3	4.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	530.29

$Ls = 15.00$ (m) $Ql = 784.84$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 78.48$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 863.32$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.75$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 7.09 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16085.66$ (MN) $\eta = 32.68$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.718$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 74.91$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 249.56$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -128.23$ (N/mm²)

$\tau = 13.26$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

$\sigma_{id} = 250.62$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

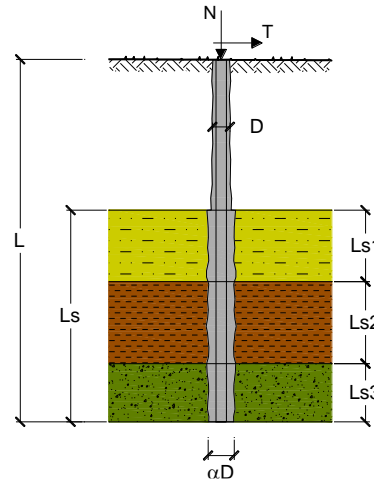
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 9.01 m - 11.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	492.20		492.20
T (kN)	107.60		107.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 ø193,7 x 12,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	6631.588
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	331299.5
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 32.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	254.54
Ug2-Ug3	4.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	530.29

$Ls = 15.00$ (m) $Ql = 784.84$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 78.48$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 863.32$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.75$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 7.09 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 14702.18$ (MN) $\eta = 29.87$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.751$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 71.62$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 290.40$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -141.96$ (N/mm²)

$\tau = 16.23$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

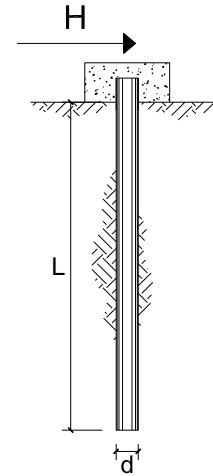
$\sigma_{id} = 291.75$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MUR0} = 9.01 \text{ m} - 11.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	15.00	(m)	
Diametro del palo	d =	0.30	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	32.00	(°)	ϕ'_{min} = 32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ = 32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88	(-)	$k_{p\ min}$ = 7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	107.6	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)	

Palo corto:

H1_{med} = 15158.25 (kN)		H1_{min} = 15158.25 (kN)
---	--	---

Palo intermedio:

H2_{med} = 5064.75 (kN)		H2_{min} = 5064.75 (kN)
--	--	--

Palo lungo:

H3_{med} = 269.90 (kN)		H3_{min} = 269.90 (kN)
---------------------------------------	--	---------------------------------------

H_{med} = 269.90 (kN) palo lungo		H_{min} = 269.90 (kN) palo lungo
---	--	---

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 158.77 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 122.13 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 107.60 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.14$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

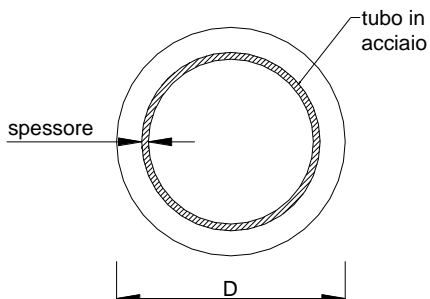
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

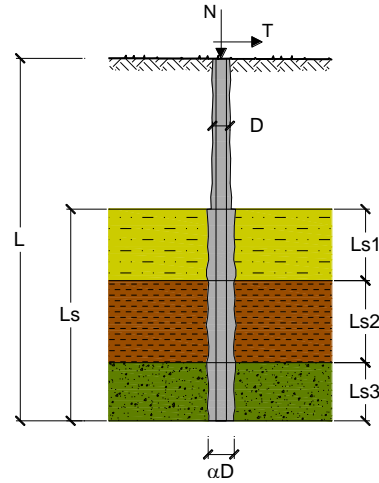
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 7.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	481.60		481.60
T (kN)	100.00		100.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 14.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 32.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	254.54
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 14.00$ (m) $Ql = 652.26$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 65.23$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 717.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.49$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 7.09 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16085.66$ (MN) $\eta = 33.40$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.718$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 69.62$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 234.91$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -116.19$ (N/mm²)

$\tau = 12.33$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

$\sigma_{id} = 235.88$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

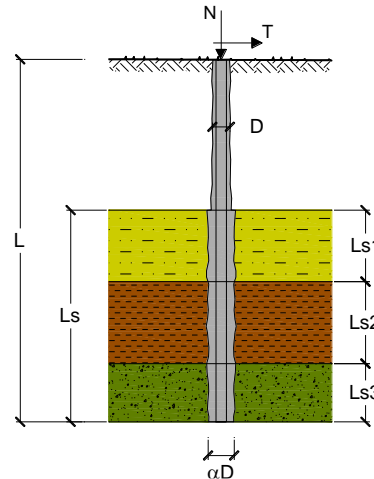
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 7.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	481.60		481.60
T (kN)	100.00		100.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 14.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	6631.588
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	331299.5
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 32.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	254.54
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 14.00$ (m) $Ql = 652.26$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 65.23$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 717.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.49$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 7.09 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 14702.18$ (MN) $\eta = 30.53$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.751$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 66.56$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 273.53$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -128.28$ (N/mm²)

$\tau = 15.08$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

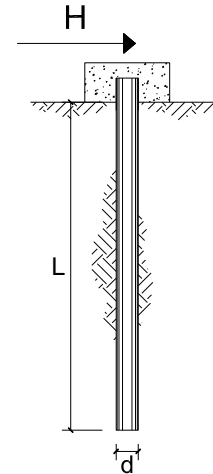
$\sigma_{id} = 274.77$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	14.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	100	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 13204.52 \quad (\text{kN}) \qquad H1_{min} = 13204.52 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 4414.36 \quad (\text{kN}) \qquad H2_{min} = 4414.36 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 269.90 \quad (\text{kN}) \qquad H3_{min} = 269.90 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 269.90 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 269.90 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 158.77 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 122.13 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 100.00 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.22$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

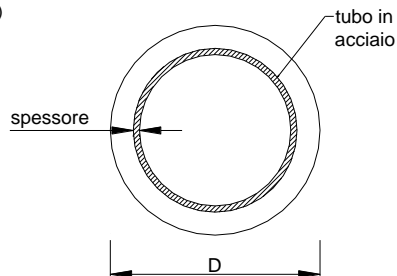
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.1.2.5 Muri OS23-OS24

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -4.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -4.0 m	Ug5	18	35	0	-	0.080	0.080	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
7.0	13	φ193.7x12.5
6.0	13	φ193.7x12.5
5.0	13	φ193.7x12.5
4.0	11	φ193.7x10.0
3.0	11	φ193.7x10.0
2.0	11	φ193.7x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

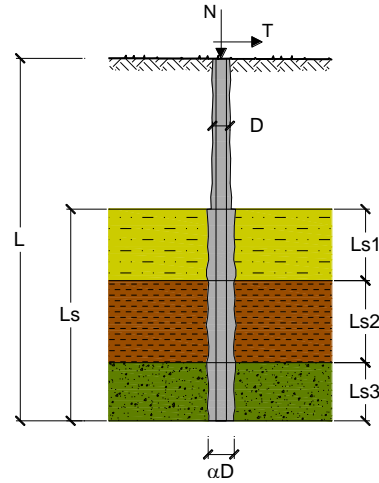
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	303.30		303.30
T (kN)	64.90		64.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 7115.707

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 7115.707

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 2.93E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 302974.9

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 193.7

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 81.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	4.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	9.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	381.81
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 381.81$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 38.18$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 419.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.38$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 15.77 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 19712.57$ (MN) $\eta = 64.99$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.998$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 32.53$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 149.98$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -64.73$ (N/mm²)

$\tau = 9.12$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 150.81$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

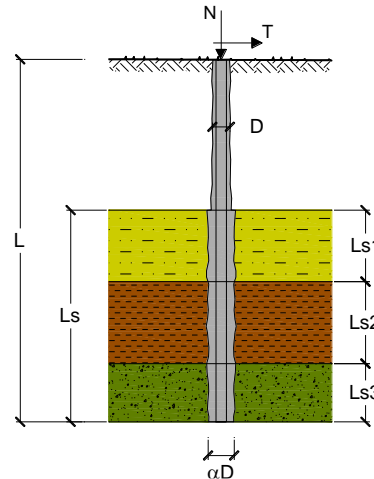
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	303.30		303.30
T (kN)	64.90		64.90



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø193,7 x 12,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5825.644
Area a taglio (A _{taglio})	(mm ²)	5825.644
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.46E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	254221.3
Dimensione Armatura (D _{arm})	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 81.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	4.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	9.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	381.81
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 381.81$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 38.18$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 419.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.38$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 15.77 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18057.01$ (MN) $\eta = 59.54$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.042$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 31.13$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 174.52$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -70.39$ (N/mm²)

$\tau = 11.14$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

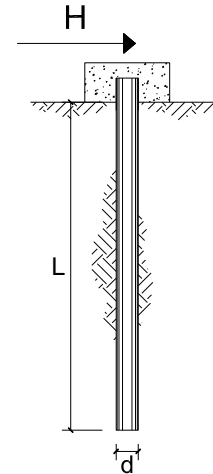
$\sigma_{id} = 175.58$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	13.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	141.80	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p_{med}}$ =	8.14	(-)	$k_{p_{min}}$ =	8.14 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	64.9	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} =	11138.01	(kN)		H1_{min} =	11138.01	(kN)
---------------------------	----------	------	--	---------------------------	----------	------

Palo intermedio:

H2_{med} =	3723.58	(kN)		H2_{min} =	3723.58	(kN)
---------------------------	---------	------	--	---------------------------	---------	------

Palo lungo:

H3_{med} =	228.55	(kN)		H3_{min} =	228.55	(kN)
---------------------------	--------	------	--	---------------------------	--------	------

H_{med} =	228.55	(kN)	palo lungo	H_{min} =	228.55	(kN)	palo lungo
--------------------------	--------	------	------------	--------------------------	--------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 134.44 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 103.42 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 64.90 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.59$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

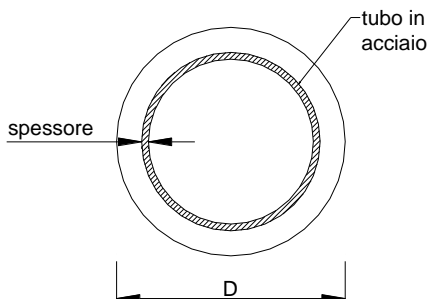
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 141.8 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

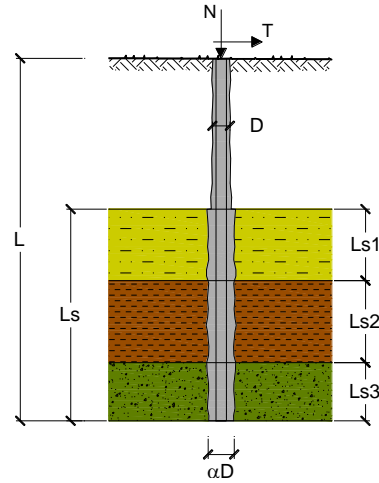
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: MURRO <= 4.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 81.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	4.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	7.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	296.96
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 296.96$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 29.70$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 326.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.36$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 15.77 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 17981.51$ (MN) $\eta = 74.95$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Jarm}}$$

$b = 1.045$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 18.57$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$\sigma_{max} = 115.24$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -32.10$ (N/mm²)

$\tau = 13.45$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 117.57$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

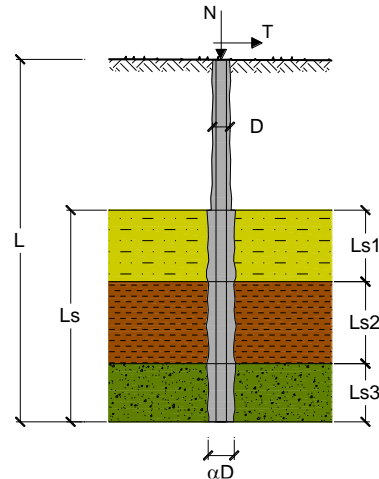
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	239.90		239.90
T (kN)	38.80		38.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
 $\phi 193,7 \times 10,0$

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 81.4 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	4.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug5	7.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	296.96
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 296.96$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 29.70$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 326.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.36$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 15.77 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 15973.80$ (MN) $\eta = 66.59$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.108$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 17.50$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 141.98$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -34.00$ (N/mm²)

$\tau = 8.73$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

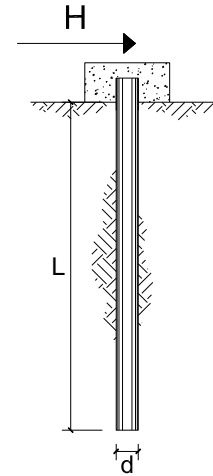
$\sigma_{id} = 142.78$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)	
Diametro del palo	d =	0.30	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	120.39	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} = 32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ = 32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med}$ =	8.14	(-)	$k_{p\ min}$ = 8.14 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18.00	(kN/m ³)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	38.8	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)	

Palo corto:

H1_{med} =	7974.55	(kN)	H1_{min} =	7974.55	(kN)
---------------------------	---------	------	---------------------------	---------	------

Palo intermedio:

H2_{med} =	2669.13	(kN)	H2_{min} =	2669.13	(kN)
---------------------------	---------	------	---------------------------	---------	------

Palo lungo:

H3_{med} =	204.92	(kN)	H3_{min} =	204.92	(kN)
---------------------------	--------	------	---------------------------	--------	------

H_{med} =	204.92	(kN)	palo lungo	H_{min} =	204.92	(kN)	palo lungo
--------------------------	--------	------	------------	--------------------------	--------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 120.54 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 92.72 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 38.80 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 2.39$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

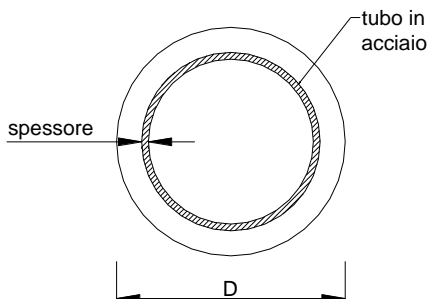
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.2 Muri di sostegno con Guard Rail OS15

Le fondazioni dei muri in oggetto sono realizzate su micropali (IRS), $\phi 300$ con interasse longitudinale di 0.9 m e interasse trasversale di 1.20 m. La geometria della zattera di fondazione, lunghezza e armatura dei micropali saranno in funzione dell'altezza del singolo muro e delle stratigrafie di progetto.


H MURO [m]	B ZATTERA [m]	H ZATTERA [m]	N PALI [/]	i TRASV [m]	i LONG [m]	Armatura tubolare [mm]
8.0	4.8	1.3	4.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
7.0	4.8	1.3	4.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
6.0	4.8	1.3	4.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
5.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
4.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
3.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
2.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$

10.2.1 Verifiche STR della zattera di fondazione

Per lo sforzo normale ed il momento flettente rispetto al baricentro della palificata si è ipotizzato che il comportamento della zattera di fondazione si comporta come una trave appoggiata su più appoggi. A vantaggio di sicurezza per tutte quante le tipologie di fondazioni il M_{MAX} e il V_{MAX} sono stati calcolati considerando una trave appoggiata su due appoggi:

- $M_{MAX} = (NL)/4 + M/2$
- $V_{MAX} = N/2 + M/L$ (interasse pali)

Per le zattere di larghezza 3.6 m il baricentro della palificata coincide con l'asse del palo e per questo motivo per il calcolo delle sollecitazioni è stata effettuata la traslazione delle sollecitazioni dal baricentro della palificata di una distanza pari alla metà dell'interasse dei pali, coerente con lo schema statico reale in quanto la risultante di tutti quanti i carichi risulta essere più vicina al bordo della zattera al di sotto del muro che all'altro bordo in corrispondenza della mensola di 1.00 m.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA									
H [m]	SLU			SLV			URTO		
	N	V	M	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
8.0	1141.7	349.2	567.4	803.3	299.0	504.7	865.3	265.2	524.8
7.0	982.5	285.3	473.5	684.5	240.2	598.8	743.7	217.0	445.9
6.0	801.0	227.8	460.8	553.2	187.3	355.9	605.7	173.5	427.9
5.0	569.5	152.6	99.6	384.1	123.8	87.9	429.1	124.6	148.5
4.0	435.8	123.5	128.2	289.9	93.7	92.1	327.8	96.2	159.6
3.0	326.3	86.2	114.3	214.5	62.0	73.3	245.1	68.5	139.0
2.0	261.2	55.3	69.1	168.5	37.3	40.5	195.8	45.4	95.2

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni massime ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi.

H _{MURO} [m]	SLU		SLV		URTO	
	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}
	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
8.0	626.2	1043.7	493.4	822.3	522.0	870.0
7.0	531.5	885.8	504.8	841.3	446.1	743.5
6.0	470.7	784.5	343.9	573.2	395.7	659.5
5.0	391.5	652.5	274.4	457.3	331.7	552.8
4.0	287.0	478.3	190.6	317.7	246.8	411.3
3.0	214.3	357.2	136.0	226.7	186.9	311.5
2.0	152.6	254.4	92.0	153.4	135.4	225.6

10.2.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione dell'altezza del muro.
Nella tabella seguente Viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

	ϕ	n/metro	A's	A _s
H MURO [m]	[mm]	-	[mm ²]	[mm ²]
8.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
7.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
6.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
5.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8
4.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8
3.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8
2.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 626.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 5.01-8.00". It displays various input and output parameters for a reinforced concrete section analysis.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	130	1	22.62	5.7
			2	22.62	124.3

Key calculation results shown in the interface:

- Applied moment: $M_{Ed} = 626.2 \text{ kNm}$
- Design moment: $M_{Rd} = 1077 \text{ kNm}$
- Design stress: $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$
- Design stress: $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
- Design strain: $\epsilon_c = 3.321 \%$
- Design strain: $\epsilon_s = 67.5 \%$
- Design depth: $d = 124.3 \text{ cm}$
- Design ratio: $x/d = 0.04689$
- Design ratio: $\delta = 0.7$

Material properties for B450C and C32/40 are also listed, including $f_{yk} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $f_{cd} = 18.13$, $\epsilon_{su} = 67.5 \%$, and $\epsilon_{c2} = 2 \%$.

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1077 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.72$.

- $H_{MURO} \leq 5.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 391.5 \text{ kN*m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 5.00-1.01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	15.71	5.5
			2	15.71	104.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 391.5 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 633.4 kN m

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -18.13 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²
E_s 210000 N/mm ²	f_{cd} 18.13	ϵ_c 3.38 ‰
E_s/E_c 10	f_{cc}/f_{cd} 0.8	ϵ_s 67.5 ‰
ϵ_{syd} 1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25	d 104.5 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333	x 4.983 x/d 0.04769
	τ_{c1} 2.114	δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100


Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 633.4 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.62$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.2.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente per ogni tipologia di fondazione. La sezione resistente è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione dell'altezza del muro.

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 1043.7 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1300
altezza utile sezione	d	[mm]	1243
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1375
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3497
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1375
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	1043.7

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} \leq 5.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 652.5 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1045
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1156
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2940
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1156
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	652.5

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.2.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_{lk}	Poco sensibile Stato limite	w_{lk}
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.


Le verifiche a fessurazione sono state effettuate senza calcolo diretto e può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1. II e C.1. II.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-


Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni allo SLE in condizioni quasi permanente e frequente rispetto al baricentro della palificata, usate nelle verifiche a fessurazione


SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA							
		SLE QP			SLE FQ		
		N	V	M	N	V	M
H [m]		[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
8.0		781.3	210.5	265.0	844.3	243.1	399.7
7.0		665.7	167.6	222.1	724.2	196.1	332.2
6.0		537.7	129.6	229.0	588.7	153.9	323.4
5.0		371.1	82.3	6.1	414.6	105.5	52.1
4.0		279.8	63.2	39.5	315.8	79.4	75.5
3.0		207.1	40.7	42.0	235.6	52.9	69.4
2.0		162.8	23.1	24.1	187.6	31.3	40.5

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Nella tabella seguente si riportano la tensione massime dell'acciaio, ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi, e la spaziatura delle barre.

	SLE QP			SLE FQ		
	M _{MAX}	σ _S	s	M _{MAX}	σ _S	s
H _{MURO} [m]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
8.0	366.9	138.9	200.0	453.1	171.5	200.0
7.0	310.8	117.6	200.0	383.4	145.1	200.0
6.0	275.8	104.4	200.0	338.3	128.1	200.0
5.0	225.8	146.0	200.0	274.8	177.8	200.0
4.0	158.0	102.2	200.0	197.6	127.8	200.0
3.0	115.6	74.8	200.0	146.4	94.7	200.0
2.0	80.0	51.8	200.0	103.1	66.7	200.0

Le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.2.2 Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione

Le massime sollecitazioni risultanti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente:

H MURO [m]	SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO								
	SLU			SLV			URTO		
	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]
8.0	115.0	398.7	78.6	54.6	370.0	67.3	63.5	391.5	59.7
7.0	102.7	339.4	64.2	4.3	378.6	54.0	55.8	334.6	48.8
6.0	65.0	295.4	51.2	35.5	257.9	42.2	29.3	296.8	39.0
5.0	133.5	208.2	45.8	82.3	148.2	37.1	73.1	184.4	37.4
4.0	82.6	178.8	37.0	52.4	121.5	28.1	38.5	158.2	28.9
3.0	55.0	140.8	25.9	36.9	91.9	18.6	21.4	125.7	20.5
2.0	52.5	104.3	16.6	35.4	65.7	11.2	23.0	94.4	13.6

Le verifiche GEO e STR che sono state effettuate sono le seguenti:

- **VERIFICA A CARICO LIMITE**


Il valore caratteristico di calcolo ($R_{c,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando la resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L), utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985) e cautelativamente la resistenza alla punta assunta pari al 10% della resistenza laterale:

$$Q_L + Q_P = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat,i} \times L_i) + 10\% Q_L$$

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del micropalo:

- $D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;
- D_p = diametro del micropalo (*diámetro del foro*);
- α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;
- L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;
- $q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

Ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 (A1+M1+R3) del NTC08. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

- **CAPACITÀ PORTANTE PER INSTABILITÀ DELL'EQUILIBRIO LIMITE**

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $\beta = k \cdot D$ esprime la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto, per questa tipologia di fenomenologia, pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10$$

- **VERIFICHE ALLE FORZE ORIZZONTALI E VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO**

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M = T / (2b)$$

Con

$$b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

in modo da poter determinare

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 T/A_{arm}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:


$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita della normativa vigente.

Come previsto da Eurocodice, si riportano anche le verifiche precedentemente elencate considerando un tubolare con una riduzione di 1.2 mm per lato.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

• **VERIFICA PER FORZE ORIZZONTALI**


Nel caso di pali verticali sottoposti ad azioni orizzontali, si fa riferimento alla teoria di Broms, la quale si basa sulle seguenti ipotesi:

- Comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido plastico perfetto, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane poi costante al crescere dello spostamento;
- La forma della sezione trasversale del palo non influisce sulla distribuzione delle tensioni di contatto all'interfaccia palo-terreno ed il valore di quest'ultime sia funziona solamente della dimensione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento;
- Il comportamento flessione del palo viene schematizzato come un comportamento rigido-plastico perfetto, ovvero si trascurano le rotazioni elastiche fin quando non si raggiunge un valore del momento pari a quello di plasticizzazione del palo; da qui in poi si forma una cerniera plastica, ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

In particolare si fa riferimento al caso di pali a rotazione in testa impedita, in terreni incoerenti ed è stato considerato anche il contributo del sovraccarico per una profondità di 1.00 m.

Si possono avere tre meccanismi differenti di rottura, ovvero:

- Palo corto (traslazione orizzontale rigida del palo);
- Palo intermedio (formazione di una cerniera plastica in testa al palo);
- Palo lungo (formazione di una seconda cerniera plastica nel fusto del palo).

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0.080	0.080	1.10

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
8.0	15.0	φ193.7x12.5
7.0	15.0	φ193.7x12.5
6.0	15.0	φ193.7x12.5
5.0	11.0	φ193.7x10.0
4.0	11.0	φ193.7x10.0
3.0	11.0	φ193.7x10.0
2.0	11.0	φ193.7x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

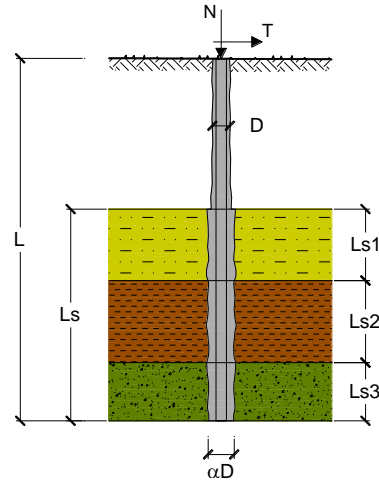
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 8.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	398.70		398.70
T (kN)	78.60		78.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 7115.707

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 7115.707

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 2.93E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 302974.9

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 193.7

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	10.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	424.24
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 15.00$ (m) $Ql = 424.24$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 10% $Qp = 42.42$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 466.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.17$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.42 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 7725.25$ (MN) $\eta = 19.38$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.625$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 62.93$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 263.73$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -151.66$ (N/mm²)

$\tau = 11.05$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 264.42$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

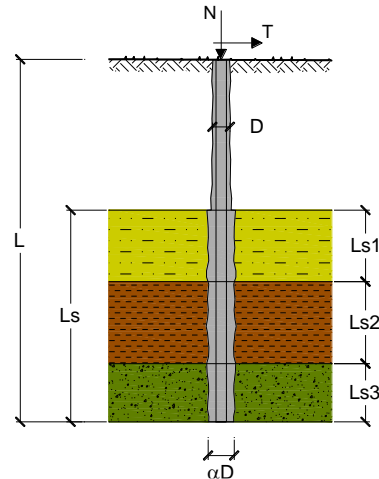
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 8.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	398.70		398.70
T (kN)	78.60		78.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5825.644
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5825.644
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.46E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	254221.3
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	10.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	424.24
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 15.00$ (m) $Ql = 424.24$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 42.42$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 466.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.17$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.42 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 7076.45$ (MN) $\eta = 17.75$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.653$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 60.23$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 305.34$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -168.46$ (N/mm²)

$\tau = 13.49$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

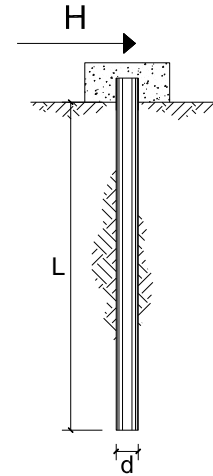
$\sigma_{id} = 306.23$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MUR0} = 5.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	15.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	141.80	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	8.14	(-)	$k_{p_{min}}$ =	8.14 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	78.6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 14828.72 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 14828.72 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 4952.36 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 4952.36 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 228.55 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 228.55 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 228.55 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 228.55 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 134.44 \quad (kN)$$

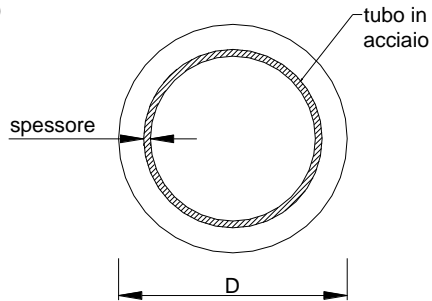
$$H_d = H_k/\gamma_T = 103.42 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 78.60 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.32$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)
Tubo
 Diametro esterno = 193.7 (mm)
 Spessore = 12.5 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta
 Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 355$ (Mpa)

$\gamma_m = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

$E_s = 210000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.147\%$

$\epsilon_{uk} = 1.000\%$

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 141.8 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

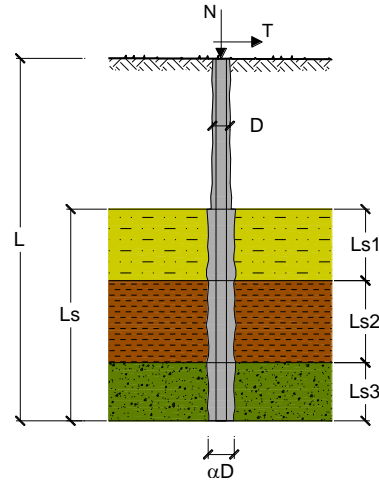
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: MURRO <= 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	208.20		208.20
T (kN)	45.80		45.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	254.54
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 254.54$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 25.45$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 280.00$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.34$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.42 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 7046.86$ (MN) $\eta = 33.85$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.654$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 35.02$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$

$\tau = 2 \cdot T/Aarm$

$\sigma_{max} = 174.99$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -102.84$ (N/mm²)

$\tau = 15.87$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

$\sigma_{id} = 177.14$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

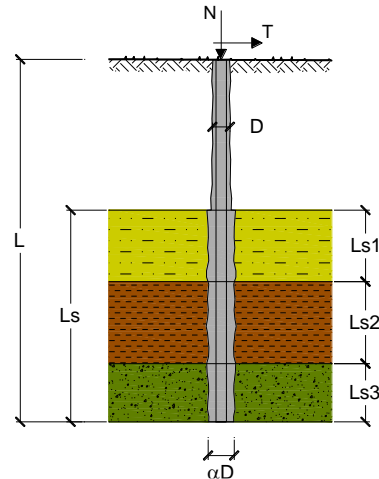
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} <= 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	208.20		208.20
T (kN)	45.80		45.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **11.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	254.54
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 254.54$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 25.45$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 280.00$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.34$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.42 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 6260.05$ (MN) $\eta = 30.07$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.694$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 33.01$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 212.77$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -119.05$ (N/mm²)

$\tau = 10.31$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 213.51$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

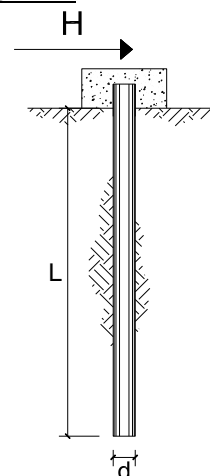
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 5.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30




n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	120.39	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med} =$	8.14	(-)	$k_{p\ min} =$	8.14 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	18.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	45.8	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 7974.55 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 7974.55 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 2669.13 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 2669.13 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 204.92 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 204.92 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 204.92 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 204.92 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 120.54 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 92.72 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 45.80 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 2.02$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

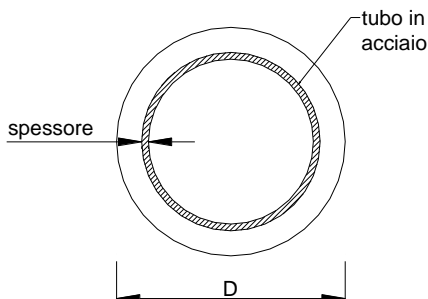
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.3 Muri di sostegno con barriera integrata OS06-OS25

Le fondazioni dei muri in oggetto sono realizzate su micropali (IRS), $\phi 300$ con interasse longitudinale di 0.9 m e interasse trasversale di 1.20 m. La geometria della zattera di fondazione, lunghezza e armatura dei micropali saranno in funzione dell'altezza del singolo muro e delle stratigrafie di progetto.


H _{MURO} [m]	B _{ZATTERA} [m]	H _{ZATTERA} [m]	N _{PALI} [/]	i _{TRASV} [m]	i _{LONG} [m]	Armatura tubolare [mm]
8.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 10.0$
7.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
6.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
5.0	3.6	1.1	3.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 12.5$
4.0	2.4	0.9	2.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
3.0	2.4	0.9	2.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$
2.0	2.4	0.9	2.0	1.2	0.9	$\phi 193.7 \times 10.0$

10.3.1 Verifiche STR della zattera di fondazione

Per lo sforzo normale ed il momento flettente rispetto al baricentro della palificata si è ipotizzato che il comportamento della zattera di fondazione si comporta come una trave appoggiata su più appoggi. A vantaggio di sicurezza per tutte quante le tipologie di fondazioni il M_{MAX} e il V_{MAX} sono stati calcolati considerando una trave appoggiata su due appoggi:

- $M_{MAX} = (NL)/4 + M/2$
- $V_{MAX} = N/2 + M/L$ (interasse pali)

Per le zattere di larghezza 3.6 m il baricentro della palificata coincide con l'asse del palo e per questo motivo per il calcolo delle sollecitazioni è stata effettuata la traslazione delle sollecitazioni dal baricentro della palificata di una distanza pari alla metà dell'interasse dei pali, coerente con lo schema statico reale in quanto la risultante di tutti quanti i carichi risulta essere più vicina al bordo della zattera al di sotto del muro che all'altro bordo in corrispondenza della mensola di 1.00 m.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

	SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
	SLU			SLV			URTO		
	N	V	M	N	V	M	N	V	M
H _{MURO} [m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
8.0	1299.4	292.8	704.7	903.9	248.3	381.0	983.1	213.5	631.3
7.0	1105.4	237.1	513.5	759.7	197.0	276.5	834.9	171.5	476.7
6.0	883.3	187.8	199.3	599.3	152.3	86.8	665.9	134.4	230.4
5.0	728.4	145.4	104.1	485.6	115.9	36.2	547.9	102.6	150.2
4.0	492.2	107.0	208.2	316.3	79.0	111.5	368.2	73.9	218.1
3.0	383.8	76.7	126.0	238.0	54.1	56.8	285.7	51.4	148.9
2.0	264.4	53.3	3.6	157.3	36.9	17.7	195.7	34.3	51.5

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni massime ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi.

H _{MURO} [m]	SLU		SLV		URTO	
	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}
	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
8.0	427.3	712.2	351.9	586.4	315.7	526.1
7.0	406.5	677.5	317.6	529.3	262.6	437.7
6.0	430.4	717.3	316.2	527.0	284.4	473.9
5.0	385.0	641.7	273.3	455.4	253.7	422.8
4.0	251.7	419.6	150.7	251.1	219.5	365.8
3.0	178.2	296.9	99.8	166.3	160.1	266.9
2.0	81.1	135.2	56.0	93.4	84.4	140.7

10.3.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione dell'altezza del muro.
Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

	ϕ	n/metro	A'_s	A_s
H_{MURO} [m]	[mm]	-	[mm ²]	[mm ²]
8.0	24.0	5.0	2261.9	2261.9
7.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
6.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
5.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
4.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8
3.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8
2.0	20.0	5.0	1570.8	1570.8

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 427.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 900.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 2.11$.

- $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 430.4 \text{ kN*m/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 4,01-7,00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	19.01	5.6
			2	19.01	104.4

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 430.4 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210'000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	10	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} 761.4 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 64.25 ‰
 d 104.4 cm
 x 5.393 x/d 0.05166
 δ 0.7

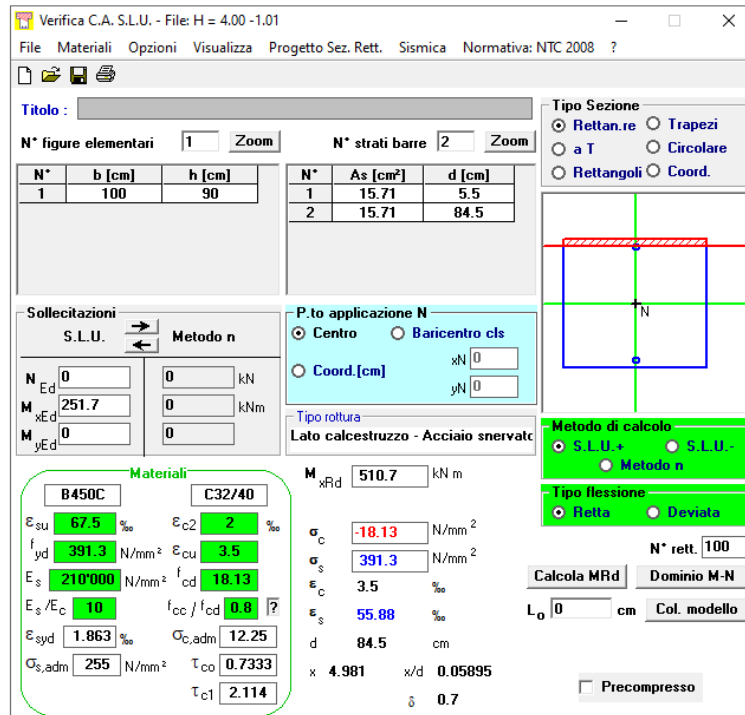
N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 761.4 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.77$.

- $H_{MURO} \leq 4.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 251.7 \text{ kN*m/m}$.



Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 4.00 -1.01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	15.71	5.5
			2	15.71	84.5

Tipologia sezione: Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 251.7 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40


Proprietà	B450C	C32/40
ε _{su} (%)	67.5	2
f _{yd} (N/mm²)	391.3	3.5
E _s (N/mm²)	210'000	18.13
E _s /E _c	10	0.8
ε _{syd} (%)	1.863	12.25
σ _{s,adm} (N/mm²)	255	0.7333
τ _{co}		2.114
τ _{c1}		

M_{xRd} 510.7 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 55.88 ‰
 d 84.5 cm
 x 4.981 x/d 0.05895
 δ 0.7

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 510.7 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd} / M_{Ed} = 2.03$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.3.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente per ogni tipologia di fondazione. La sezione resistente è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione dell'altezza del muro.

- $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 712.2 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1043
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1154
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2935
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1154
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	712.2

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 717.3 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1044
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1155
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2937
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1155
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	717.3

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


- $H_{MURO} \leq 4.00 \text{ m}$
- L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 419.6 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	900
altezza utile sezione	d	[mm]	845
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	935
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2378
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	935
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	419.6

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.3.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_{lk}	Poco sensibile Stato limite	w_{lk}
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.


Le verifiche a fessurazione sono state effettuate senza calcolo diretto e può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1. II e C.1. II.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni allo SLE in condizioni quasi permanente e frequente rispetto al baricentro della palificata, usate nelle verifiche a fessurazione

H [m]	SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA					
	SLE QP			SLE FQ		
	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
8.0	879.1	173.0	608.0	957.1	205.6	582.6
7.0	737.9	136.5	439.0	810.7	164.9	426.4
6.0	580.9	104.7	199.5	644.7	129.1	183.9
5.0	469.9	78.3	109.3	528.4	98.7	103.4
4.0	303.2	55.1	143.0	351.9	71.3	165.3
3.0	226.7	38.0	70.1	271.0	50.2	97.3
2.0	879.1	173.0	608.0	957.1	205.6	582.6

Nella tabella seguente si riportano la tensione massime dell'acciaio, ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi, e la spaziatura delle barre.

H _{MURO} [m]	SLE QP			SLE FQ		
	M _{MAX}	σ _s	s	M _{MAX}	σ _s	s
	[kN*m]	[MPa]	[mm]	[kN*m]	[MPa]	[m]
8.0	304.0	137.9	200.0	291.3	132.2	200.0
7.0	223.2	119.9	200.0	273.2	146.8	200.0
6.0	248.8	133.7	200.0	294.8	158.4	200.0
5.0	227.3	122.1	200.0	265.3	142.6	200.0
4.0	162.5	130.9	200.0	188.2	151.6	200.0
3.0	103.1	83.0	200.0	129.9	104.7	200.0
2.0	51.3	41.3	200.0	57.9	46.7	200.0

Le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.3.2 Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione

Le massime sollecitazioni risultanti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente:

H MURO [m]	SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO								
	SLU			SLV			URTO		
	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]
8.0	125.6	654.1	87.8	128.3	414.0	74.5	58.2	531.7	64.1
7.0	139.1	524.2	71.1	124.2	331.6	59.1	71.7	429.2	51.5
6.0	190.3	339.7	56.3	147.3	212.3	45.7	113.4	286.2	40.3
5.0	179.5	257.6	43.6	132.1	159.3	34.8	108.1	220.7	30.8
4.0	65.4	377.6	48.2	100.5	226.0	35.6	83.9	329.2	33.3
3.0	78.2	267.2	34.5	85.8	149.7	24.3	72.7	240.2	23.1
2.0	116.3	121.7	24.0	57.5	77.4	16.6	68.8	126.7	15.4

Le verifiche GEO e STR che sono state effettuate sono le seguenti:

- **VERIFICA A CARICO LIMITE**


Il valore caratteristico di calcolo ($R_{k,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando la resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L), utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985) e cautelativamente la resistenza alla punta assunta pari al 10% della resistenza laterale:

$$Q_L + Q_P = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat,i} \times L_i) + 10\% Q_L$$

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del micropalo:

- $D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;
- D_p = diametro del micropalo (*diámetro del foro*);
- α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;
- L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;
- $q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

Ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 (A1+M1+R3) del NTC08. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- **CAPACITÀ PORTANTE PER INSTABILITÀ DELL'EQUILIBRIO LIMITE**

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $\beta = k \cdot D$ esprime la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto, per questa tipologia di fenomenologia, pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10$$

- **VERIFICHE ALLE FORZE ORIZZONTALI E VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO**

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M = T / (2b)$$

Con

$$b = (k \cdot D / 4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

in modo da poter determinare

$$\sigma = N / A_{arm} \pm M / W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 T / A_{arm}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:


$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita della normativa vigente.

Come previsto da Eurocodice, si riportano anche le verifiche precedentemente elencate considerando un tubolare con una riduzione di 1.2 mm per lato.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

• **VERIFICA PER FORZE ORIZZONTALI**


Nel caso di pali verticali sottoposti ad azioni orizzontali, si fa riferimento alla teoria di Broms, la quale si basa sulle seguenti ipotesi:

- Comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido plastico perfetto, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane poi costante al crescere dello spostamento;
- La forma della sezione trasversale del palo non influisce sulla distribuzione delle tensioni di contatto all'interfaccia palo-terreno ed il valore di quest'ultime sia funziona solamente della dimensione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento;
- Il comportamento flessione del palo viene schematizzato come un comportamento rigido-plastico perfetto, ovvero si trascurano le rotazioni elastiche fin quando non si raggiunge un valore del momento pari a quello di plasticizzazione del palo; da qui in poi si forma una cerniera plastica, ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

In particolare si fa riferimento al caso di pali a rotazione in testa impedita, in terreni incoerenti ed è stato considerato anche il contributo del sovraccarico per una profondità di 1.00 m.

Si possono avere tre meccanismi differenti di rottura, ovvero:

- Palo corto (traslazione orizzontale rigida del palo);
- Palo intermedio (formazione di una cerniera plastica in testa al palo);
- Palo lungo (formazione di una seconda cerniera plastica nel fusto del palo).

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -7.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -7.0 m a -10 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.200	0.250	1.1
Da -10 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
8.0	13.0	Φ219.1x10.0
7.0	12.0	φ193.7x12.5
6.0	12.0	φ193.7x12.5
5.0	12.0	φ193.7x12.5
4.0	11.0	φ193.7x10.0
3.0	11.0	φ193.7x10.0
2.0	11.0	φ193.7x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

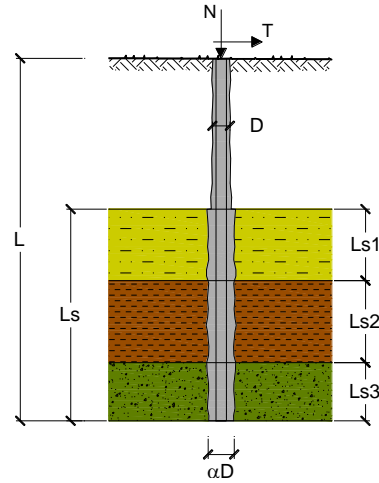
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO}= 7.01 m - 8.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	654.10		654.10
T (kN)	87.80		87.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

10%

$Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 1.20$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 20859.34$ (MN)

$\eta = 31.89$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.899$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 48.85$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 248.30$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = -49.15$ (N/mm²)

$\tau = 26.73$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 252.58$ (N/mm²)

verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

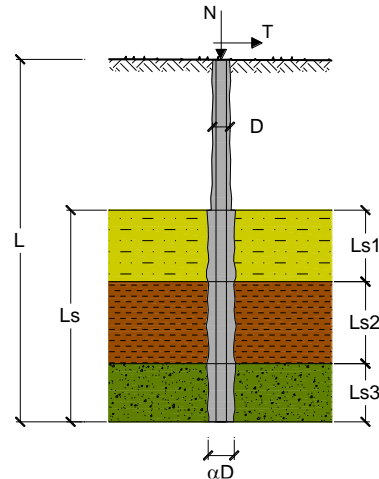
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	654.10		654.10
T (kN)	87.80		87.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **13.00 (m)**

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
 $\varnothing 219,1 \times 10,0$

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5049.796
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5049.796
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.83E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	258079
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 715.90$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 71.59$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 787.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.20$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18489.54$ (MN) $\eta = 28.27$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.954$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 45.99$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 307.75$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -48.69$ (N/mm²)

$\tau = 17.39$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

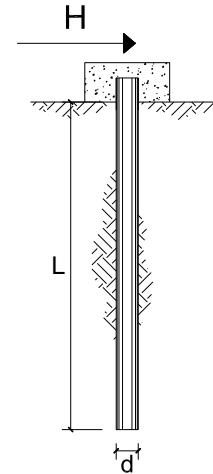
$\sigma_{id} = 309.22$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 7.01 \text{ m} - 8.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	13.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	151.33	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88	(-)	$k_{p\ min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	87.8	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} =	11385.53	(kN)		H1_{min} =	11385.53	(kN)
---------------------------	----------	------	--	---------------------------	----------	------

Palo intermedio:

H2_{med} =	3806.82	(kN)		H2_{min} =	3806.82	(kN)
---------------------------	---------	------	--	---------------------------	---------	------

Palo lungo:

H3_{med} =	240.43	(kN)		H3_{min} =	240.43	(kN)
---------------------------	--------	------	--	---------------------------	--------	------

H_{med} =	240.43	(kN)	palo lungo	H_{min} =	240.43	(kN)	palo lungo
--------------------------	--------	------	------------	--------------------------	--------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 141.43 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 108.79 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 87.80 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.24$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

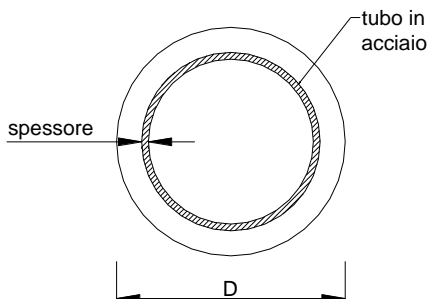
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 151.3 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

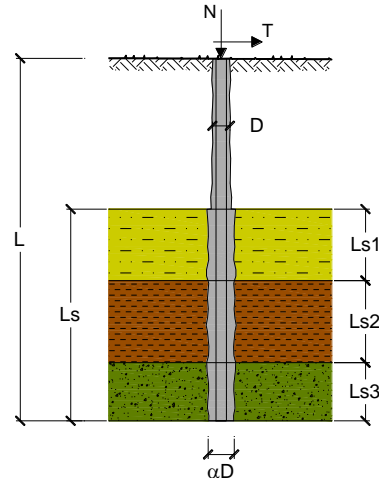
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	524.20		524.20
T (kN)	71.10		71.10



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 7115.707

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 7115.707

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 2.93E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 302974.9

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 193.7

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 12.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 10% $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.22$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 17710.89$ (MN) $\eta = 33.79$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.946$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 37.59$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 197.75$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -50.41$ (N/mm²)

$\tau = 9.99$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 198.51$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

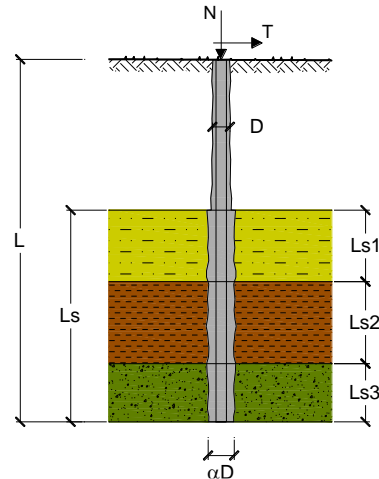
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 4.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	524.20		524.20
T (kN)	71.10		71.10



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **12.00 (m)**

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5825.644
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5825.644
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.46E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	254221.3
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	2.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	265.15

$Ls = 12.00$ (m) $Ql = 583.32$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 58.33$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 641.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.22$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16223.44$ (MN) $\eta = 30.95$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.988$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 35.98$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 231.51$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -51.55$ (N/mm²)

$\tau = 12.20$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

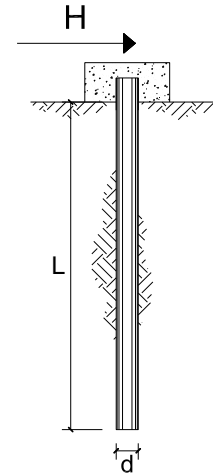
$\sigma_{id} = 232.48$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 4.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_Q	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	12.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	141.80	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	7.88	(-)	$k_{p_{min}} =$	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	71.1	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 9701.28 (kN) **H1_{min} =** 9701.28 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 3245.58 (kN) **H2_{min} =** 3245.58 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 230.23 (kN) **H3_{min} =** 230.23 (kN)

H_{med} = 230.23 (kN) palo lungo **H_{min} =** 230.23 (kN) palo lungo

H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) = 135.43 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 104.18 (kN)

F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = 71.10 (kN)

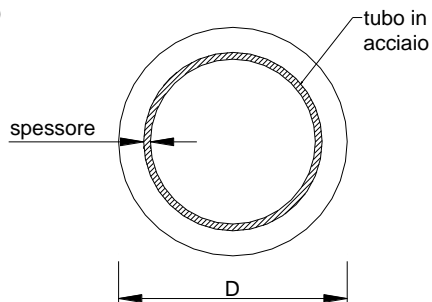
FS = H_d / F_d = 1.47

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)
Tubo
 Diametro esterno = 193.7 (mm)
 Spessore = 12.5 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 141.8 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

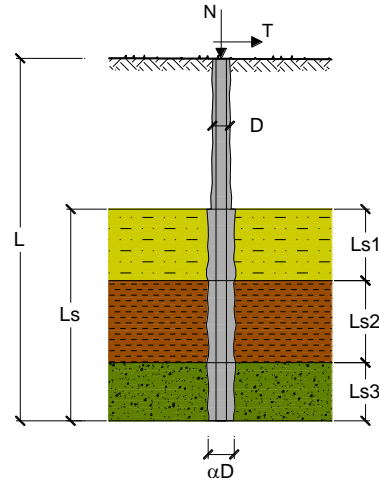
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: MURRO <= 4.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	377.60		377.60
T (kN)	48.20		48.20



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252'100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 10% $Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.31$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 16155.61$ (MN) $\eta = 42.78$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.990$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 24.34$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$\sigma_{max} = 161.98$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -31.12$ (N/mm²)

$\tau = 16.70$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 164.54$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

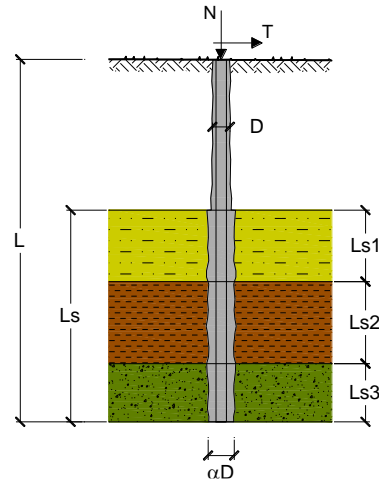
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	377.60		377.60
T (kN)	48.20		48.20



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 11.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	4443.343
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	4443.343
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	1.93E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	198946.7
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	193.7
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.31$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 12.73 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 14351.76$ (MN) $\eta = 38.01$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.050$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 22.94$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 200.30$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -30.33$ (N/mm²)

$\tau = 10.85$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

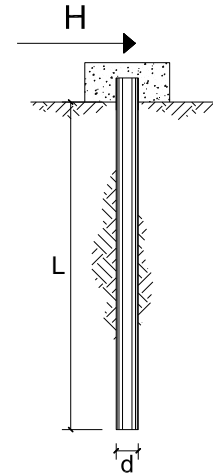
$\sigma_{id} = 201.18$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 4.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	120.39	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$)	$k_{p\ med} =$	7.88	(-)	$k_{p\ min} =$	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	48.2	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} =	8151.77	(kN)		H1_{min} =	8151.77	(kN)
---------------------------	---------	------	--	---------------------------	---------	------

Palo intermedio:

H2_{med} =	2728.20	(kN)		H2_{min} =	2728.20	(kN)
---------------------------	---------	------	--	---------------------------	---------	------

Palo lungo:

H3_{med} =	206.42	(kN)		H3_{min} =	206.42	(kN)
---------------------------	--------	------	--	---------------------------	--------	------

H_{med} =	206.42	(kN)	palo lungo	H_{min} =	206.42	(kN)	palo lungo
--------------------------	--------	------	------------	--------------------------	--------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 121.43 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 93.40 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 48.20 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.94$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

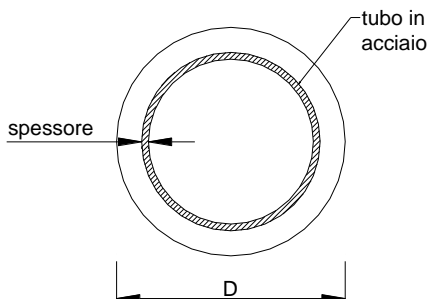
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 120.4 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.4 Muri di sottoscarpa

Le fondazioni dei muri in oggetto sono realizzate su micropali (IRS), $\phi 300$ con interasse longitudinale di 0.9 m e interasse trasversale di 1.20 m. La geometria della zattera di fondazione, lunghezza e armatura dei micropali saranno in funzione dell'altezza del singolo muro e delle stratigrafie di progetto.

H _{MURO} [m]	B _{ZATTERA} [m]	H _{ZATTERA} [m]	N _{PALI} [/]	i _{TRASV} [m]	i _{LONG} [m]	Armatura tubolare [mm]
9.0	4.8	1.2	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
8.0	4.8	1.2	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
7.0	4.8	1.2	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
6.0	4.8	1.2	4.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 12.5$
5.0	3.6	1.0	3.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 10.0$
4.0	3.6	1.0	3.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 10.0$
3.0	3.6	1.0	3.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 10.0$
2.0	3.6	1.0	3.0	1.2	0.9	$\phi 219.1 \times 10.0$

10.4.1 Verifiche STR della zattera di fondazione

Per lo sforzo normale ed il momento flettente rispetto al baricentro della palificata si è ipotizzato che il comportamento della zattera di fondazione si comporta come una trave appoggiata su più appoggi. A vantaggio di sicurezza per tutte quante le tipologie di fondazioni il M_{MAX} e il V_{MAX} sono stati calcolati considerando una trave appoggiata su due appoggi:

- $M_{MAX} = (NL)/4 + M/2$
- $V_{MAX} = N/2 + M/L$ (interasse pali)

Per le zattere di larghezza 3.6 m il baricentro della palificata coincide con l'asse del palo e per questo motivo per il calcolo delle sollecitazioni è stata effettuata la traslazione delle sollecitazioni dal baricentro della palificata di una distanza pari alla metà dell'interasse dei pali, coerente con lo schema statico reale in quanto la risultante di tutti quanti i carichi risulta essere più vicina al bordo della zattera al di sotto del muro che all'altro bordo in corrispondenza della mensola di 1.00 m.

SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA						
H _{MURO} [m]	SLU			SLV		
	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
9.0	1407.9	403.3	365.6	1069.1	404.8	703.9
8.0	1177.5	363.3	424.9	895.4	361.6	644.6
7.0	1000.5	316.7	374.8	761.6	311.9	523.4
6.0	801.1	258.7	390.4	612.2	263.4	468.4
5.0	556.8	164.3	36.2	428.5	170.0	127.2
4.0	408.3	126.8	81.1	317.5	134.9	125.2
3.0	287.6	76.8	74.9	226.8	88.5	94.9
2.0	202.1	43.3	52.2	157.2	50.5	57.4

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni massime ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi.

H _{MURO} [m]	SLU		SLV	
	M _{MAX}	V _{MAX}	M _{MAX}	V _{MAX}
	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]
9.0	605.2	1008.6	672.7	1121.2
8.0	565.7	942.8	590.9	984.8
7.0	487.6	812.6	490.2	817.0
6.0	435.5	725.9	417.8	696.4
5.0	352.2	587.0	320.7	534.5
4.0	250.4	417.4	226.5	377.4
3.0	174.9	291.5	156.8	261.4
2.0	112.3	187.1	96.4	160.6

10.4.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione dell'altezza del muro.
Nella tabella seguente viene riportata l'armatura di calcolo per metro lineare.

	ϕ	n/metro	A'_s	A_s
H_{MURO} [m]	[mm]	-	[mm ²]	[mm ²]
9.0	26.0	5.0	2654.6	2654.6
8.0	26.0	5.0	2654.6	2654.6
7.0	26.0	5.0	2654.6	2654.6
6.0	26.0	5.0	2654.6	2654.6
5.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
4.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
3.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7
2.0	22.0	5.0	1900.7	1900.7

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 672.7 \text{ kN*m/m}$.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: H = 5.01-9.00". It contains several panels for defining the section and materials:

- Titolo:** (empty)
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	5.8
2	26.55	114.2
- Sollecitazioni:** S.L.U., Metodo n
- N_{Ed}:** 0 kN
- M_{Ed}:** 672.7 kNm
- M_{yEd}:** 0
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett.:** 100
- Calcola MRd:** (button)
- Col. modello:** (button)
- Precompresso:** (checkbox, unchecked)

Materiali:

- B450C:** ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 210'000 N/mm², E_s/E_c 10, ϵ_{syd} 1.863‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
- C32/40:** ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 18.13, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114

Results:

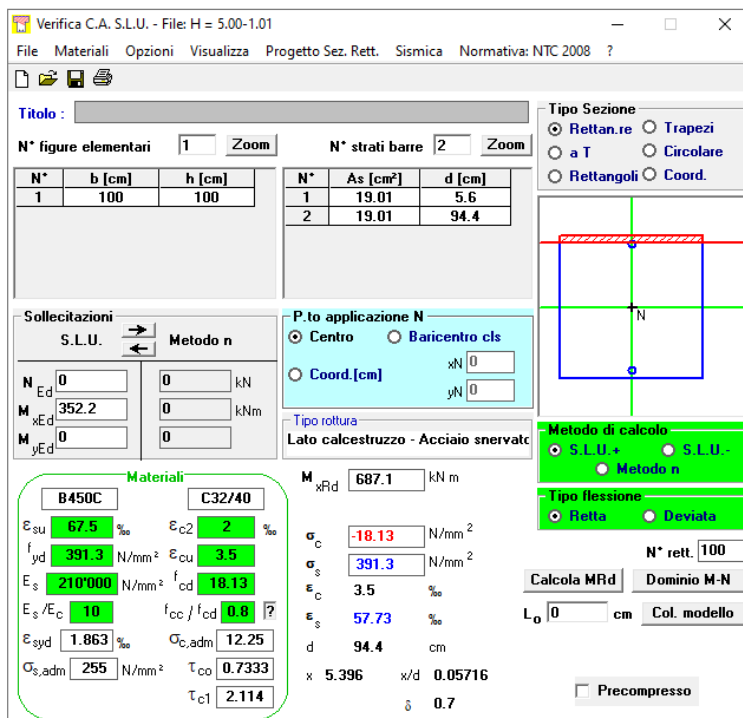
- M_{xRd}:** 1155 kNm
- σ_c :** -18.13 N/mm²
- σ_s :** 391.3 N/mm²
- ϵ_c :** 3.5‰
- ϵ_s :** 61.04‰
- d:** 114.2 cm
- x:** 6.193, **x/d:** 0.05423
- δ :** 0.7

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 1155 \text{ kN*m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.72$.

- $H_{MURO} \leq 5.00 \text{ m}$

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 352.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.



N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	19.01	5.6
			2	19.01	94.4

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 352.2 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n


Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 10 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M M_{xRd} 687.1 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 57.73 ‰
 d 94.4 cm
 x 5.396 x/d 0.05716
 δ 0.7

Tipo flessione
 Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 687.1 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$.

Il rapporto $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.95$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.4.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente per ogni tipologia di fondazione. La sezione resistente è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza in funzione dell'altezza del muro.

- $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 1121.2 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1200
altezza utile sezione	d	[mm]	1142
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1264
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3213
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1264
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	1121.2

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- $H_{MURO} \leq 5.00 \text{ m}$


L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed} = 587.0 \text{ kN/m}$.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1000
altezza utile sezione	d	[mm]	944
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	500
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1045
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2656
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1045
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	587.0

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta e l'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da **cavalotti $\phi 20/50 \times 50$** .

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.4.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per le verifiche di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_{lk}	Poco sensibile Stato limite	w_{lk}
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm.


Le verifiche a fessurazione sono state effettuate senza calcolo diretto e può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1. II e C.1. II.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	


Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni allo SLE in condizioni quasi permanente e frequente rispetto al baricentro della palificata, usate nelle verifiche a fessurazione

H [m]	SOLLECITAZIONI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA					
	SLE QP			SLE FQ		
	N	V	M	N	V	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
9.0	1041.5	281.0	-283.9	1072.7	302.8	280.9
8.0	872.4	252.9	-320.1	897.4	272.6	324.4
7.0	743.1	220.2	-279.0	762.9	237.6	285.4
6.0	597.6	179.4	-260.8	611.5	193.8	231.9
5.0	416.9	116.3	-26.8	425.3	123.6	27.4
4.0	309.2	91.7	-60.0	312.6	95.8	54.1
3.0	221.3	59.1	-57.6	227.6	59.1	57.6
2.0	155.4	33.3	-40.1	155.4	33.3	40.1

Nella tabella seguente si riportano la tensione massime dell'acciaio, ipotizzando un comportamento di una trave appoggiata su due appoggi, e la spaziatura delle barre.

H _{MURO} [m]	SLE QP			SLE FQ		
	M _{MAX}	σ _S	s	M _{MAX}	σ _S	s
	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]	[kN*m/m]	[MPa]	[mm]
9.0	454.4	160.5	200.0	462.3	163.3	200.0
8.0	421.8	149.0	200.0	431.4	152.4	200.0
7.0	362.4	128.0	200.0	371.6	131.2	200.0
6.0	309.7	109.4	200.0	299.4	105.7	200.0
5.0	263.6	157.2	200.0	268.9	160.3	200.0
4.0	188.5	112.4	200.0	186.6	111.2	200.0
3.0	134.6	80.2	200.0	136.5	81.4	200.0
2.0	65.8	39.2	200.0	86.3	51.5	200.0

Tranne per il muro con H >= 8.01 m le verifiche a fessurazione risultano essere soddisfatte in quanto le tensioni dell'acciaio risultano essere inferiori ai limiti come riportato nella tabella C4.1.II e la spaziatura tra le barre coerente con la tabella C4.1.III.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Di seguito è riportata la verifica a fessurazione con il metodo diretto per il muro con $H \geq 8.01$ m in quanto non risulta essere verifica con il metodo indiretto.

Stato limite di apertura delle fessure – SLE QP

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	0.0 [kN/m]
M_{Ed} = momento flettente	454.4 [kNm/m]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff} =$ distanza massima tra le fessure	394 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0183
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	2655 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura


$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00047
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00047
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	160.5 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.4

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} =$ valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.18 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

La verifica a fessurazione risulta verificata.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.4.2 Verifica GEO e STR dei micropali di fondazione

Le massime sollecitazioni risultanti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente:

H _{MURO} [m]	SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO					
	SLU			SLV		
	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]	N _{MIN} palo [kN]	N _{MAX} palo [kN]	V palo [kN]
9.0	225.4	408.2	90.7	64.6	504.5	91.1
8.0	158.7	371.2	81.7	40.3	443.2	81.4
7.0	131.4	318.8	71.3	40.5	367.7	70.2
6.0	82.6	277.8	58.2	20.7	313.4	59.3
5.0	153.5	180.6	49.3	80.9	176.3	51.0
4.0	92.1	152.9	38.0	48.3	142.2	40.5
3.0	58.2	114.4	23.0	32.5	103.6	26.6
2.0	41.0	80.2	13.0	25.6	68.7	15.2

Le verifiche GEO e STR che sono state effettuate sono le seguenti:

- **VERIFICA A CARICO LIMITE**


Il valore caratteristico di calcolo ($R_{c,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando la resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L), utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985) e cautelativamente la resistenza alla punta assunta pari al 10% della resistenza laterale:

$$Q_L + Q_P = R_{c,k} = \sum_i (\alpha_i \times D_{si} \times q_{lat,i} \times L_i) + 10\% Q_L$$

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del micropalo:

- $D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;
- D_p = diametro del micropalo (*diametro del foro*);
- α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;
- L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;
- $q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

Ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 ($A1+M1+R3$) del NTC08. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- **CAPACITÀ PORTANTE PER INSTABILITÀ DELL'EQUILIBRIO LIMITE**

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $\beta = k \cdot D$ esprime la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto, per questa tipologia di fenomenologia, pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10$$

- **VERIFICHE ALLE FORZE ORIZZONTALI E VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO**

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M = T / (2b)$$

Con

$$b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

in modo da poter determinare

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 T/A_{arm}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:


$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita della normativa vigente.

Come previsto da Eurocodice, si riportano anche le verifiche precedentemente elencate considerando un tubolare con una riduzione di 1.2 mm per lato.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

• **VERIFICA PER FORZE ORIZZONTALI**


Nel caso di pali verticali sottoposti ad azioni orizzontali, si fa riferimento alla teoria di Broms, la quale si basa sulle seguenti ipotesi:

- Comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido plastico perfetto, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane poi costante al crescere dello spostamento;
- La forma della sezione trasversale del palo non influisce sulla distribuzione delle tensioni di contatto all'interfaccia palo-terreno ed il valore di quest'ultime sia funziona solamente della dimensione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento;
- Il comportamento flessione del palo viene schematizzato come un comportamento rigido-plastico perfetto, ovvero si trascurano le rotazioni elastiche fin quando non si raggiunge un valore del momento pari a quello di plasticizzazione del palo; da qui in poi si forma una cerniera plastica, ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

In particolare si fa riferimento al caso di pali a rotazione in testa impedita, in terreni incoerenti ed è stato considerato anche il contributo del sovraccarico per una profondità di 1.00 m.

Si possono avere tre meccanismi differenti di rottura, ovvero:

- Palo corto (traslazione orizzontale rigida del palo);
- Palo intermedio (formazione di una cerniera plastica in testa al palo);
- Palo lungo (formazione di una seconda cerniera plastica nel fusto del palo).

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

Di seguito sono riportate i risultati di calcolo di tutte le verifiche per ogni tipologia di fondazione in funzione della stratigrafia di progetto.

10.4.2.1 Muri OS10

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
7.0	16	φ219.1x12.5
6.0	16	φ219.1x12.5
5.0	9	φ219.1x10.0
4.0	9	φ219.1x10.0
3.0	9	φ219.1x10.0
2.0	9	φ219.1x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

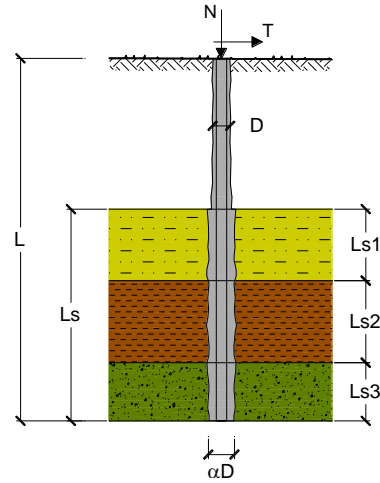
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	367.70		367.70
T (kN)	70.20		70.20



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
S11	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 16.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	8113.163
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	8113.163
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	4.34E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	396584.2
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug2-Ug3	11.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	1458.31
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 16.00$ (m) $Ql = 1458.31$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 145.83$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1604.14$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 4.36$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 62.33$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 40.94$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 148.56$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -57.92$ (N/mm²)

$\tau = 8.65$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 149.32$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

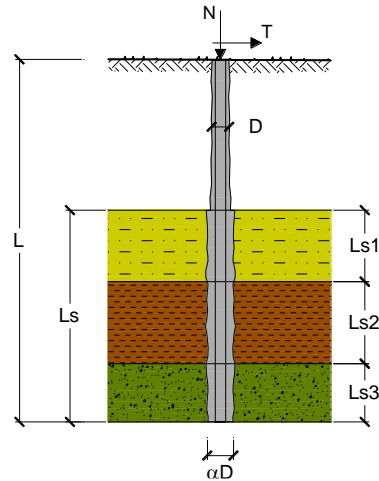
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 7.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	367.70		367.70
T (kN)	70.20		70.20



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _s	γ _s traz	
			γ _s	γ _Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ _s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _a	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 16.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	6631.588
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	331299.5
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ _M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ _{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug2-Ug3	11.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	1458.31
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 16.00$ (m) $Ql = 1458.31$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 145.83$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1604.14$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 4.36$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 56.97$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 39.14$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 173.60$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -62.71$ (N/mm²)

$\tau = 10.59$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

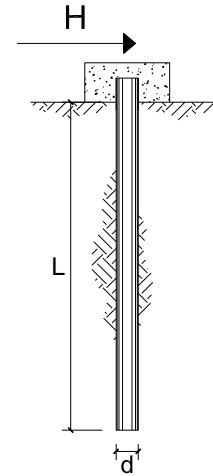
$\sigma_{id} = 174.56$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 7.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	16.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	71.3	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 17246.71 \quad (\text{kN}) \qquad H1_{min} = 17246.71 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 5760.15 \quad (\text{kN}) \qquad H2_{min} = 5760.15 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 269.90 \quad (\text{kN}) \qquad H3_{min} = 269.90 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 269.90 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 269.90 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 158.77 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 122.13 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 71.30 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.71$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

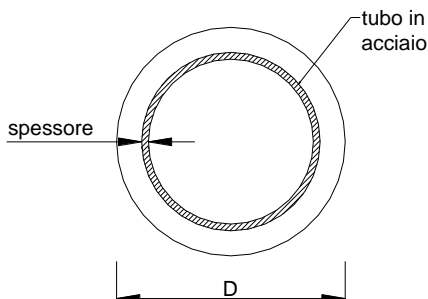
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

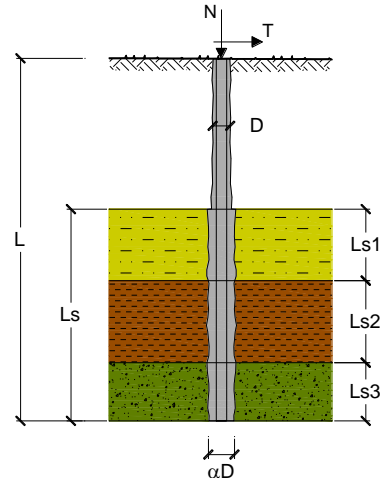
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: MURRO <= 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	180.60		180.60
T (kN)	49.30		49.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
S11J	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (Aarm): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): **65.7 (MN/m³)**

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug2-Ug3	4.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	530.29
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 530.29$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 53.03$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 583.32$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 3.23$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): **14.39 (N/mm²)**

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20859.34$ (MN) $\eta = 115.50$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.899$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 27.43$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 111.00$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -56.02$ (N/mm²)

$\tau = 15.01$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 114.01$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

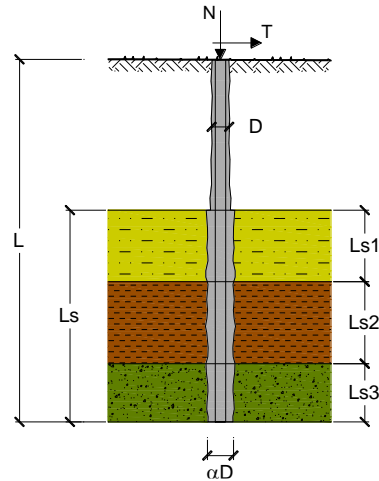
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} <= 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	180.60		180.60
T (kN)	49.30		49.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_a	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 5049.796

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 5049.796

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 2.83E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 258079

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): **65.7 (MN/m³)**

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug2-Ug3	4.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	530.29
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 530.29$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 53.03$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 583.32$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 3.23$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): **14.39 (N/mm²)**

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18489.54$ (MN) $\eta = 102.38$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.954$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 25.83$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 135.83$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -64.31$ (N/mm²)

$\tau = 9.76$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

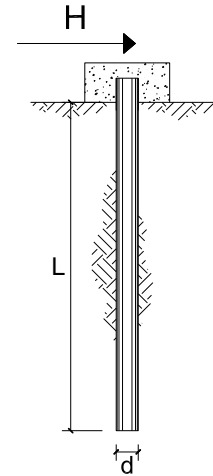
$\sigma_{id} = 136.88$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 5.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T	
		γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	151.33	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med}$ =	7.88	(-)	$k_{p\ min}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	51	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 5456.97 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 5456.97 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 1835.80 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 1835.80 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 240.43 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 240.43 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 240.43 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 240.43 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 141.43 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 108.79 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 51.00 \quad (kN)$$

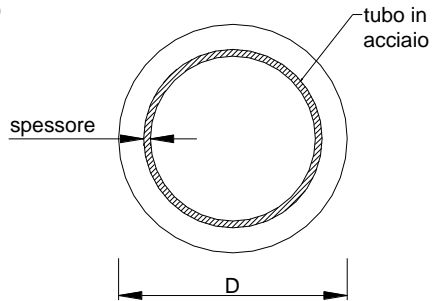
$$FS = H_d / F_d = 2.13$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)
Tubo
 Diametro esterno = 219.1 (mm)
 Spessore = 10.0 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta
 Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 355$ (Mpa)

$\gamma_m = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

$E_s = 210000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.147\%$


$\epsilon_{uk} = 1.000\%$

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 151.3 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.4.2.2 Muri OS19

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m a -8 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.200	0.250	1.1
Da -8 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
9.0	15.0	φ219.1x12.5
8.0	15.0	φ219.1x12.5
7.0	15.0	φ219.1x12.5
6.0	15.0	φ219.1x12.5
5.0	9.0	φ219.1x10.0
4.0	9.0	φ219.1x10.0
3.0	9.0	φ219.1x10.0
2.0	9.0	φ219.1x10.0

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

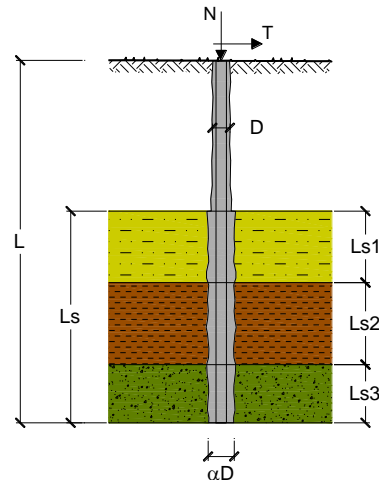
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	504.50		504.50
T (kN)	91.10		91.10



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	7.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	928.02

$Ls = 15.00$ (m) $Ql = 1246.19$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 124.62$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1370.81$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.72$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 45.43$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 53.13$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 196.16$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -71.80$ (N/mm²)

$\tau = 11.23$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

$\sigma_{id} = 197.12$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

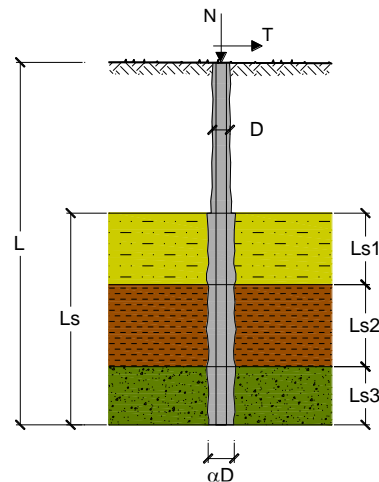
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	504.50		504.50
T (kN)	91.10		91.10



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **15.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	6631.588
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	331299.5
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	7.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	928.02

$Ls = 15.00$ (m) $Ql = 1246.19$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 124.62$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1370.81$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.72$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 41.52$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 50.80$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 229.40$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -77.25$ (N/mm²)

$\tau = 13.74$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

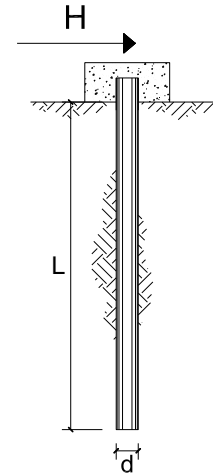
$\sigma_{id} = 230.63$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_{ϕ}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_T	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	15.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	7.88	(-)	$k_{p_{min}}$ =	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	91.1	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 15158.25 (kN) **H1_{min}** = 15158.25 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 5064.75 (kN) **H2_{min}** = 5064.75 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 269.90 (kN) **H3_{min}** = 269.90 (kN)

H_{med} = 269.90 (kN) palo lungo **H_{min}** = 269.90 (kN) palo lungo

H_k = Min(**H_{med}**/ ξ_3 ; **R_{min}**/ ξ_4) = 158.77 (kN)

H_d = **H_k**/ γ_T = 122.13 (kN)

F_d = **G** · γ_G + **Q** · γ_Q = 91.10 (kN)

FS = **H_d** / **F_d** = 1.34

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

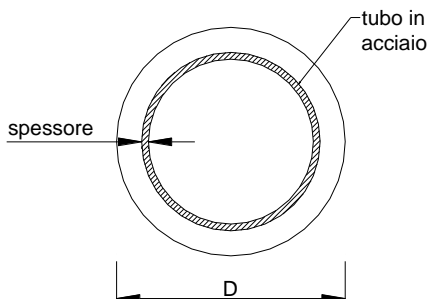
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

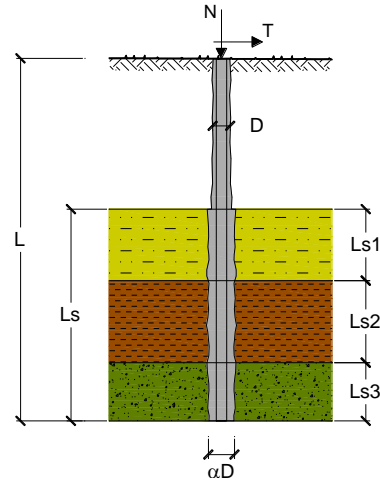
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: MURRO <= 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	180.60		180.60
T (kN)	49.30		49.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
S11J	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.75$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20859.34$ (MN) $\eta = 115.50$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.899$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 27.43$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 111.00$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -56.02$ (N/mm²)

$\tau = 15.01$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 114.01$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

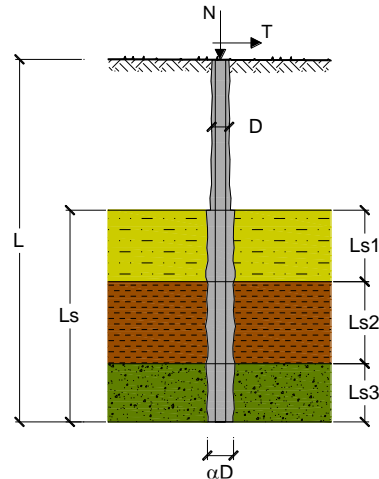
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} ≤ 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	180.60		180.60
T (kN)	49.30		49.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _s	γ _s traz	
			γ _s	γ _q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ _s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _q	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5049.796
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5049.796
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.83E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	258079
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ _M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ _{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): **65.7 (MN/m³)**

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	3.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	318.18
Ug2-Ug3	1.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	132.57

$Ls = 9.00$ (m) $Ql = 450.75$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 45.08$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 495.83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.75$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): **14.39 (N/mm²)**

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18489.54$ (MN) $\eta = 102.38$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.954$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 25.83$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 135.83$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -64.31$ (N/mm²)

$\tau = 9.76$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

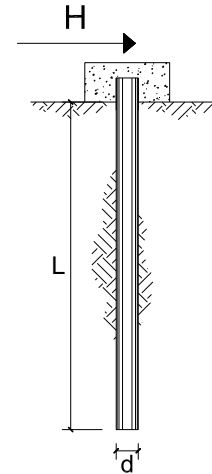
$\sigma_{id} = 136.88$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 5.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	151.33	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi')$)	$k_{p\ med} =$	7.88	(-)	$k_{p\ min} =$	7.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	51	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 5456.97 (kN) **H1_{min} = 5456.97 (kN)**

Palo intermedio:

H2_{med} = 1835.80 (kN) **H2_{min} = 1835.80 (kN)**

Palo lungo:

H3_{med} = 240.43 (kN) **H3_{min} = 240.43 (kN)**

H_{med} = 240.43 (kN) palo lungo **H_{min} = 240.43 (kN)** palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ = 141.43 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 108.79 (kN)$

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 51.00 (kN)$

$FS = H_d / F_d = 2.13$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

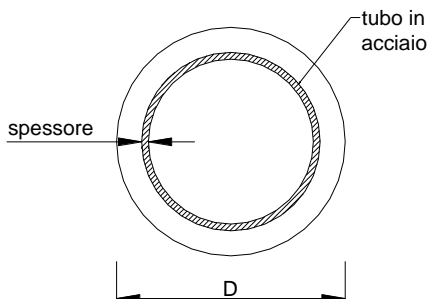
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 151.3 (kN m)

Inserisci

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

10.4.2.1 Muri OS20

Per la struttura di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0.080	0.080	1.10

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dove sono riportate la lunghezza e armatura dei micropali in funzione dell'altezza dei muri:

H [m]	L _{PALO} [m]	Armatura tubolare [mm]
9.0	17.0	φ219.1x12.5
8.0	17.0	φ219.1x12.5
7.0	17.0	φ219.1x12.5
6.0	17.0	φ219.1x12.5
5.0	13.0	φ219.1x10.0
4.0	13.0	φ219.1x10.0
3.0	13.0	φ219.1x10.0
2.0	13.0	φ219.1x10.0

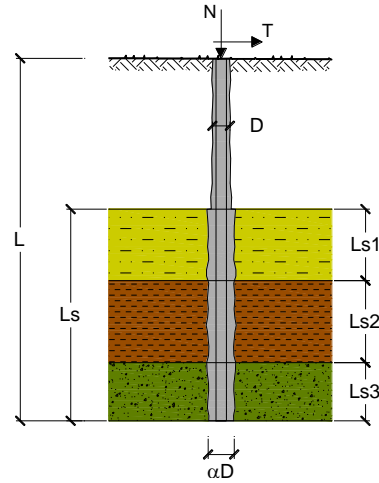
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} = 5.01 m - 9.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	504.50		504.50
T (kN)	91.10		91.10



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 17.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 8113.163

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 8113.163

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 4.34E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 396584.2

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	12.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	509.08
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 17.00$ (m) $Ql = 509.08$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 50.91$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 559.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.11$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.74 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 9997.46$ (MN) $\eta = 19.82$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.566$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 80.45$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = T/A_{taglio}$

$\sigma_{max} = 265.05$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -140.68$ (N/mm²)

$\tau = 11.23$ (N/mm²)

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

$\sigma_{id} = 265.76$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

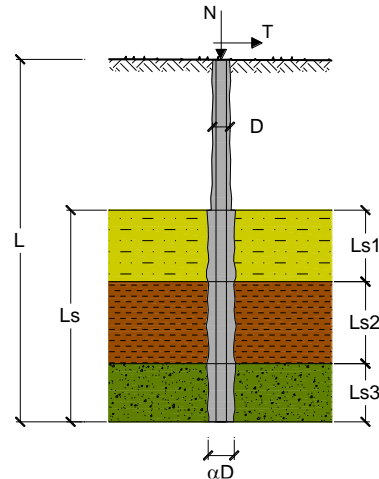
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	504.50		504.50
T (kN)	91.10		91.10



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **17.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	6631.588
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	331299.5
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	12.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	509.08
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 17.00$ (m) $Ql = 509.08$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 50.91$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 559.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.11$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.74 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 9137.61$ (MN) $\eta = 18.11$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.592$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 76.91$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 308.24$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -156.08$ (N/mm²)

$\tau = 13.74$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

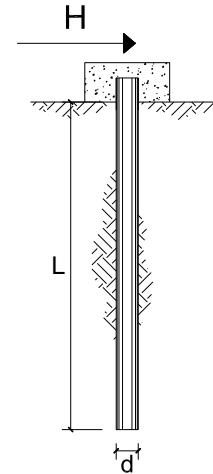
$\sigma_{id} = 309.15$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} = 5.01 \text{ m} - 9.00 \text{ m}$

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	17.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	32.00	(°)	φ'_{min} =	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p_{med}}$ =	8.14	(-)	$k_{p_{min}}$ =	8.14 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	91.1	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

H1_{med} =	19046.66	(kN)		H1_{min} =	19046.66	(kN)
---------------------------	----------	------	--	---------------------------	----------	------

Palo intermedio:

H2_{med} =	6359.48	(kN)		H2_{min} =	6359.48	(kN)
---------------------------	---------	------	--	---------------------------	---------	------

Palo lungo:

H3_{med} =	267.93	(kN)		H3_{min} =	267.93	(kN)
---------------------------	--------	------	--	---------------------------	--------	------

H_{med} =	267.93	(kN)	palo lungo	H_{min} =	267.93	(kN)	palo lungo
--------------------------	--------	------	------------	--------------------------	--------	------	------------

H_k = $\text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ = 157.61 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 121.24 (kN)

F_d = $G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 91.10 (kN)

FS = H_d / F_d = 1.33

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

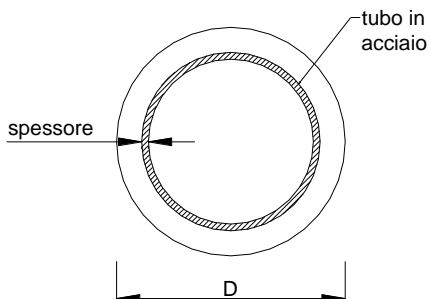
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

Inserisci

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

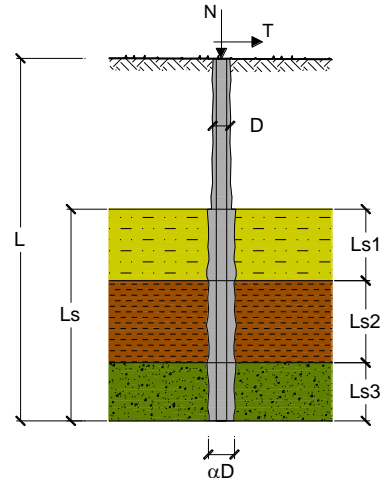
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: MURRO <= 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	180.60		180.60
T (kN)	49.30		49.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
S111	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	8.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	339.39
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 339.39$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 33.94$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 373.33$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.07$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.74 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 9098.57$ (MN) $\eta = 50.38$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.593$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 41.53$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$\sigma_{max} = 153.94$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -98.95$ (N/mm²)

$\tau = 15.01$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 156.12$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

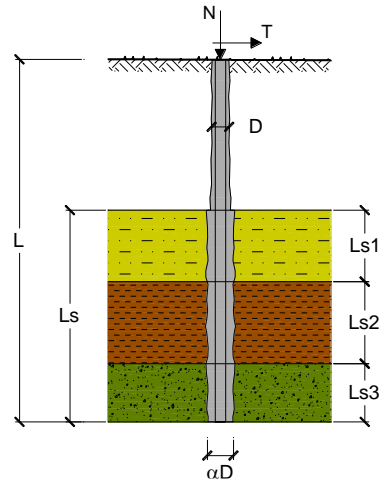
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: H_{MURO} <= 5.00 m

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	180.60		180.60
T (kN)	49.30		49.30



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_a	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	(mm ²)	5049.796
Area a taglio (A _{taglio}):	(mm ²)	5049.796
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	(mm ⁴)	2.83E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	(mm ³)	258079
Dimensione Armatura (D _{arm}):	(mm)	219.1
Tipo di acciaio		S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210'000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 12.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug1	8.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	339.39
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$Ls = 13.00$ (m) $Ql = 339.39$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 33.94$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 373.33$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.07$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 2.74 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 8064.89$ (MN) $\eta = 44.66$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.630$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 39.10$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 187.28$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -115.76$ (N/mm²)

$\tau = 9.76$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

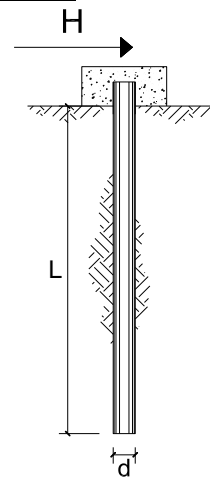
$\sigma_{id} = 188.04$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: $H_{MURO} \leq 5.00$ m

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_{3r}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{4r}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

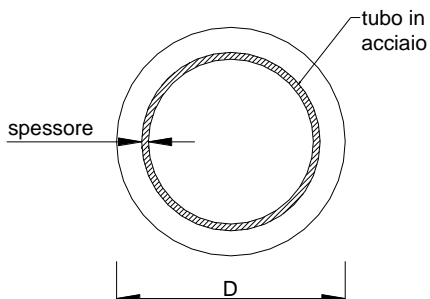
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

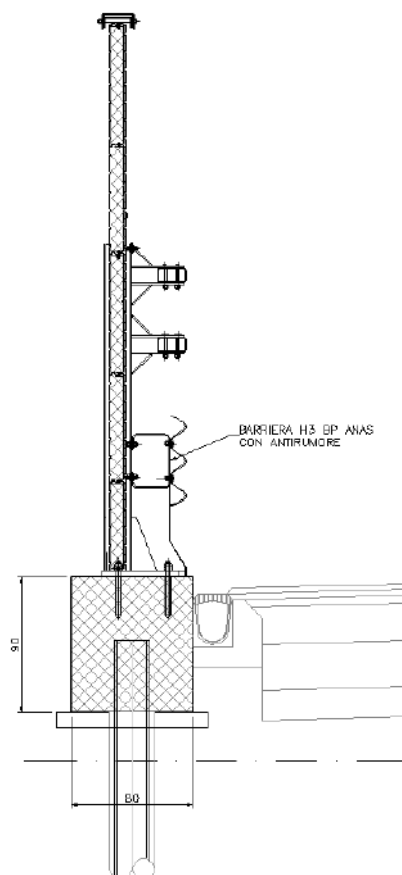
Momento di Plasticizzazione

My = 151.3 (kN m)

Inserisci


11 CORDOLI DI FONDAZIONE SU UN PALO

Prima di riportare le sollecitazioni con cui sono state effettuate le verifiche agli SLU, si riporta di seguito la geometria del cordolo di fondazione su quale verrà installata una barriera H3 BP ANAS con antirumore.



Di seguito si riportano le sollecitazioni calcolate all'intradosso del cordolo di fondazione.

SOLLECITAZIONI ALL'INTRADOSSO DEL CORDOLO								
SLU			SLV			URTO		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN*m/m]
27.9	18.8	28.9	21.5	3.8	1.3	21.0	106.9	192.8

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

11.1 Verifica STR del cordolo di fondazione

11.1.1 Verifica allo stato limite ultimo per flessione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 90 cm ed altezza pari a 80 cm.

L'armatura di calcolo è assunta come segue:

- 4 ϕ 20 superiori e inferiori

Si è ipotizzato che il comportamento del cordolo di fondazione si comporta come una trave su più appoggi con interasse 0.5 m caricata al metro lineare dalla spinta del terrapieno, dal sovraccarico e dalla risultante della forza dell'urto, il quale è stato ripartito a 45° fino al baricentro del cordolo.

A vantaggio di sicurezza il M_{MAX} è stato calcolato considerando una trave appoggiata su due appoggi con interasse 0.5 m.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Ed} = 1.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Cordolo_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	90	80	1	12.57	6.7
			2	12.57	73.3

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 1.16 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 210'000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s / E_c 10	f_{cc} / f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

Calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100


Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Risultati:
 M_{xRd} 359.3 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 44.05 ‰
 d 73.3 cm
 x 5.396 x/d 0.07361
 δ 0.7

- Il momento resistente della sezione vale $M_{Rd} = 359.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

11.1.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio e per torsione

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 80 cm ed altezza pari a 90 cm.

L'armatura di calcolo è assunta come segue:

- Staffe $\phi 12/20$;
- 12 $\phi 20$ all'interno del profilo periferico.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Ed}=21.0$ kN mentre il momento torcente di calcolo è assunto pari a $T_{Ed} = 73$ kN*m.

RESISTENZA A TORSIONE

bielle compresse

$T_{Rcd} = 2 \cdot \Omega \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg \theta / (1 + ctg^2 \theta)$		[kNm]	556
area sottesa dalla linea media Γ	Ω	[mm ²]	404844
spessore della sezione cava	t	[mm]	212
resistenza a compressione del cls ridotta	f'_{cd}	[MPa]	9.4
intervallo di variabilità [0.4;2.5]	ctg θ		2.5
angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	θ	[DEG]	21.8

staffe

$T_{Rsd} = 2 \cdot \Omega \cdot A_{st}/s \cdot f_{yd} \cdot ctg \theta$		[kNm]	896
numero armature trasversali	n° \emptyset		2
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	12
interasse armature trasversali	s	[mm]	200
area dell'armatura trasversale a torsione	A_{st}	[mm ²]	226
resistenza di progetto acciaio	f_{yd}	[MPa]	391

armatura longitudinale

$T_{Rld} = 2 \cdot \Omega \cdot A_{sl} / u_m \cdot f_{yd} / ctg \theta$		[kNm]	187
numero armature longitudinali	n° \emptyset		12
diametro armature longitudinali	\emptyset	[mm]	20
area armatura longitudinale minima - torsione	A_{sl}	[mm ²]	3770
perimetro medio del nucleo resistente	u_m	[mm]	2553
resistenza a torsione $T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$	T_{Rd}	[kNm]	187
momento torcente massimo	T_{Ed}	[kNm]	73


verificato

Verifica torsione e taglio - crisi lato calcestruzzo

$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd}$	0.14
-----------------------------------	------

verificato

La verifica risulta essere soddisfatta.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

11.2 Verifica GEO/STR dei micropali del cordolo di fondazione

I cordoli di fondazione in oggetto sono realizzati su micropali (IRS) di lunghezza 8.00 m, $\phi 300$ con interasse longitudinale di 0.5 m e armatura tubolare 219.1 mm di spessore 12 mm.

Le massime sollecitazioni risultanti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente:

SOLLECITAZIONI MASSIME SUL SINGOLO PALO					
SLU		SLV		URTO	
N _{MAX} [kN]	V _{MAX} [kN]	N _{MAX} [kN]	V _{MAX} [kN]	N _{MAX} [kN]	V _{MAX} [kN]
14.0	9.4	10.7	1.9	10.5	53.4

Le verifiche GEO e STR che sono state effettuate sono le seguenti:

- **VERIFICA A CARICO LIMITE**


Il valore caratteristico di calcolo ($R_{k,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando la resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L), utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985) e cautelativamente la resistenza alla punta assunta pari al 10% della resistenza laterale:

$$Q_L + Q_P = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat,i} \times L_i) + 10\% Q_L$$

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del micropalo:

- $D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;
- D_p = diametro del micropalo (*diametro del foro*);
- α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;
- L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;
- $q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

Ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 (A1+M1+R3) del NTC08. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

- **CAPACITÀ PORTANTE PER INSTABILITÀ DELL'EQUILIBRIO LIMITE**

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $\beta = k \cdot D$ esprime la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto, per questa tipologia di fenomenologia, pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10$$

- **VERIFICHE ALLE FORZE ORIZZONTALI E VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO**

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M = T / (2b)$$

Con

$$b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

in modo da poter determinare

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 T/A_{arm}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:


$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita della normativa vigente.

Come previsto da Eurocodice, si riportano anche le verifiche precedentemente elencate considerando un tubolare con una riduzione di 1.2 mm per lato.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo	

• **VERIFICA PER FORZE ORIZZONTALI**

Nel caso di pali verticali sottoposti ad azioni orizzontali, si fa riferimento alla teoria di Broms, la quale si basa sulle seguenti ipotesi:

- Comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido plastico perfetto, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane poi costante al crescere dello spostamento;
- La forma della sezione trasversale del palo non influisce sulla distribuzione delle tensioni di contatto all'interfaccia palo-terreno ed il valore di quest'ultime sia funziona solamente della dimensione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento;
- Il comportamento flessione del palo viene schematizzato come un comportamento rigido-plastico perfetto, ovvero si trascurano le rotazioni elastiche fin quando non si raggiunge un valore del momento pari a quello di plasticizzazione del palo; da qui in poi si forma una cerniera plastica, ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

In particolare si fa riferimento al caso di pali liberi di ruotare in testa, in terreni incoerenti ed è stato considerato anche il contributo del sovraccarico per una profondità di 1.00 m.

Si possono avere due meccanismi differenti di rottura, ovvero:

- Palo corto (traslazione orizzontale rigida del palo);
- Palo lungo (formazione di una cerniera plastica nel fusto del palo).

11.2.1 OS25

Per il cordolo di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -7.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -7.0 m a -10 m	Ug4	25-26	33	40	265	0.200	0.250	1.1
Da -10 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

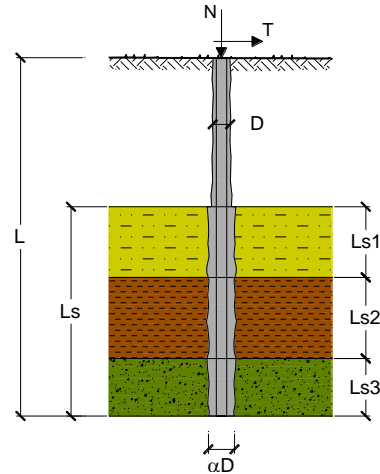
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: CORDOLO DI FONDAZIONE

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	10.50		10.50
T (kN)	53.40		53.40



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	γ_s traz
SUL	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\phi 193,7 \times 10,0$

Area dell'armatura (Aarm): (mm²) 8113.163
 Area a taglio (Ataglio): (mm²) 8113.163
 Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): (mm⁴) 4.34E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): (mm³) 396584.2
 Dimensione Armatura (Darm): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
 Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio (γ_M): 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	1.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	106.06
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $Ql = 106.06$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 10.61$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 116.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 11.11$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 2182.87$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 31.15$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 79.83$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -77.24$ (N/mm²)

$\tau = 6.58$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 80.64$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

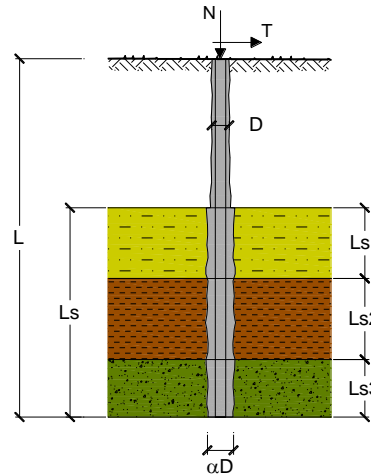
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: CORDOLO DI FONDAZIONE

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	10.50		10.50
T (kN)	53.40		53.40



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
 $\phi 193,7 \times 10,0$

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 6631.588
Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 331299.5
Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug4	1.00	1.10	0.33	0.250	0.200	0.102	106.06
Ug2-Ug3	0.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $Ql = 106.06$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 10.61$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 116.66$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 11.11$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 1995.13$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 29.78$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = T/Ataglio$$

$\sigma_{max} = 91.46$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -88.29$ (N/mm²)

$\tau = 8.05$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

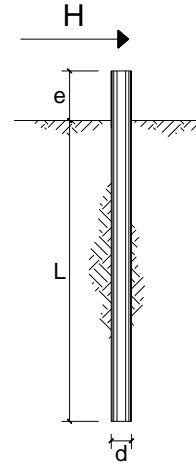
$\sigma_{id} = 92.52$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: CORDOLO DI FONDAZIONE

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ψ	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.00

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00	1.00

Palo corto:

$$H = \frac{d}{2(e+L)} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:
 (soluzione dell'equazione)

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

CA-029

Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	8.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Altezza della forza dal p.c.	e =	0.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$)	$k_{p_{med}} =$	3.25	(-)	$k_{p_{min}} =$	3.25 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	53.4	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 593.64 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 593.64 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H2_{med} = 126.64 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 126.64 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 126.64 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 126.64 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 74.49 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 57.30 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 53.40 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.07$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

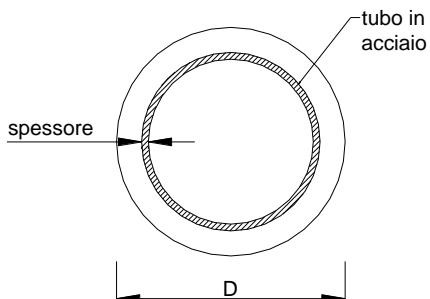
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

INSERISCI

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

11.2.2 OS26

Per il cordolo di fondazione delle opere in oggetto è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

Stratigrafia da testa palo	Litotipo	γ	φ	c'	E'	τ_{lim_minimo}	τ_{lim_medio}	α
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Da 0 a -5.0 m	Ug1	18-19	32	0	20	0	0	0
Da -5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	0.250	0.300	1.1

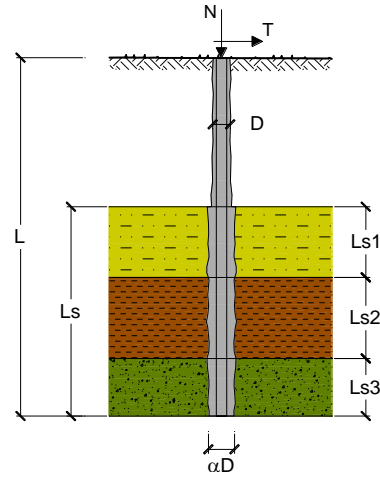
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: CORDOLO DI FONDAZIONE

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	10.50		10.50
T (kN)	53.40		53.40



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	γ_s traz
SUL	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\phi 193,7 \times 12,0$

Area dell'armatura (Aarm): (mm²) 8113.163
 Area a taglio (Ataglio): (mm²) 8113.163
 Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): (mm⁴) 4.34E+07
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): (mm³) 396584.2
 Dimensione Armatura (Darm): (mm) 219.1
 Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
 Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio (γ_M): 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (Earm): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $Ql = 397.72$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 39.77$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 437.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 41.67$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 22920.15$ (MN) $\eta = 2182.87$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.857$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 31.15$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 79.83$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -77.24$ (N/mm²)

$\tau = 6.58$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 80.64$ (N/mm²) verifica soddisfatta

Di seguito è riportata la verifica della capacità portante considerando una riduzione di 1.2 mm per lato.

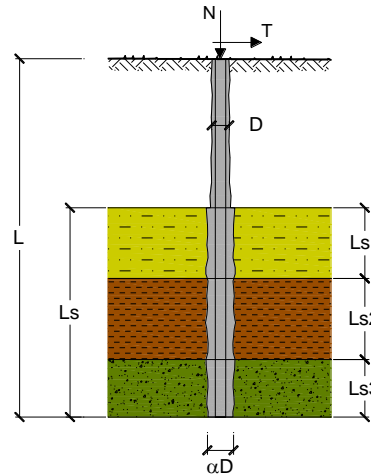
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: CORDOLO DI FONDAZIONE

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	10.50		10.50
T (kN)	53.40		53.40



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
 $\phi 193,7 \times 12,0$

Area dell'armatura (A_{arm}): (mm²) 6631.588
Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 6631.588
Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): (mm⁴) 3.63E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): (mm³) 331299.5
Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 219.1
Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)
Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 65.7 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
Ug2-Ug3	3.00	1.10	0.33	0.300	0.250	0.128	397.72
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $Ql = 397.72$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 39.77$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 437.49$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 41.67$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 14.39 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 20948.85$ (MN) $\eta = 1995.13$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.897$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 29.78$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 91.46$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -88.29$ (N/mm²)

$\tau = 8.05$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

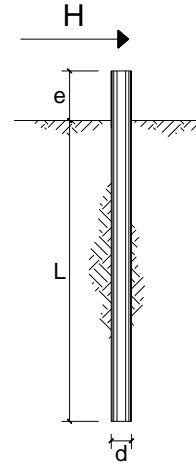
$\sigma_{id} = 92.52$ (N/mm²) verifica soddisfatta

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: CORDOLO DI FONDAZIONE

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ψ	γ_r
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = \frac{d}{2(e+L)} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:
 (soluzione dell'equazione)
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	8.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Altezza della forza dal p.c.	e =	0.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	179.99	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	32.00	(°)	$\phi'_{min} =$	32.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	32.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	32.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$)	$k_{p_{med}} =$	3.25	(-)	$k_{p_{min}} =$	3.25 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	53.4	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

H1_{med} =	593.64	(kN)		H1_{min} =	593.64	(kN)
---------------------------	--------	------	--	---------------------------	--------	------

Palo lungo:

H2_{med} =	126.64	(kN)	Calcola	H2_{min} =	126.64	(kN)
---------------------------	--------	------	---------	---------------------------	--------	------

H_{med} =	126.64	(kN)	palo lungo	H_{min} =	126.64	(kN)	palo lungo
--------------------------	--------	------	------------	--------------------------	--------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 74.49 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 57.30 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 53.40 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.07$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

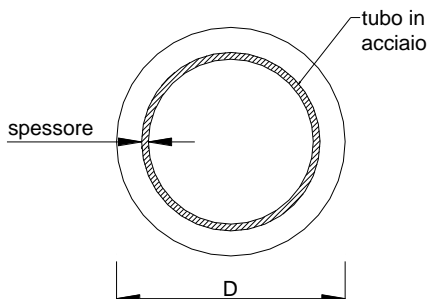
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%


ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 180.0 (kN m)

INSERISCI

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-029	<i>Opere di sostegno - Relazione tecnica e di calcolo</i>	

12 ALLEGATO A

Anas S.p.A.

S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

**Relazione di calcolo dei muri di sostegno in c.a.
con componenti prefabbricati**
svolta a sensi del D.M. 14/1/2008

Manufatti dotati di 'Marcatura CE' ai sensi del D.M. 14.01.2008

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uNM

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uTM

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.

Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96.

Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008, aggiornata sul sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I): **Tipo 2**

Vn = anni 50

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali

Tabella 1 - Materiali e loro resistenze

		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)				
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)	tipo	B450C	B450C	-
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²	450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	391.3	391.3	-

Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli:

AZIONI	simboli	Verifiche SLU: Approccio 1		Verifiche SLE	Verifica sismica
		A1+M1+R1	A2+M2+R2		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):					
Peso proprio della struttura	g_1	1.3	1.0	1.0	1.0
Peso della terra portata	g_2	1.3	1.0	1.0	1.0
Spinta della terra	g_3	1.3	1.0	1.0	1.0
Sovraccarichi per carichi mobili	q_1	1.5	1.3	1.0 x Ψ	0.2
Parametri geotecnici del terreno spingente (tabella 6.2.II):					
Angolo di resistenza al taglio	φ	35°	29.26°	35°	29.26°
Coesione efficace	c'_k	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso specifico della terra	γ	18	18	18	18
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali (tabella 6.5.I; tranne il coeff 1.4 assunto dall'Eurocodice 7, tabella A.13, perché più cautelativo):					
Capacità portante della fondazione	γ_r	1.0	1.4	1.0	1.0
Scorrimento della fondazione	γ_r	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU (tabella 6.2.I):

AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	γ_{G1f}	0.9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	γ_{G1s}	1.1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	γ_{Q1f}	0.0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	γ_{Q1s}	1.5

Tabella 4 - Elenco delle sezioni trasversali verificate e loro posizione nell'opera

Sezione n°	Distanza da inizio muro m	Progressiva km	Altezza del muro m	Tipo di prefabb.	Note

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, espone in otto schede successive.

- Scheda 1 Verifica SLU: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Scheda 2 Verifica SLU: GEO, EQU e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)
- Scheda 3 Verifica SLE combinazione RARA ($\Psi = 1.0$), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.
- Scheda 4 Verifica SLE combinaz. FREQUENTE ($\Psi = 0.75$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni
- Scheda 5 Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE ($\Psi = 0$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni.
- Scheda 6 Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti
- Scheda 7 Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica.
- Scheda 8 Eventuale verifica analoga alla scheda 1 ma con un profilo del terreno maggiorato rispetto a quanto previsto nel progetto, per accertare che tutte le membrature abbiano una resistenza sufficiente anche in caso di profili anomali nel corso dei lavori.

In ogni scheda i dati e i disegni delle sezioni corrispondono a quanto effettivamente assunto nel calcolo.

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (schede 1 e 2)

4.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** è svolta la verifica SLU di tipo strutturale (STR) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 1**, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "**A1+M1+R1**" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 2**, impiegando i coefficienti per il caso "**A2+M2+R2**" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuna delle due schede è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è svolto nella **settima scheda**, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti.

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 della pagina 2.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura di pag 5, la spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

L'esperienza ha dimostrato che, se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore φ dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto $\varphi' = \text{atn}(\tan\varphi / 1.25)$ nel caso A2+M2+R2.

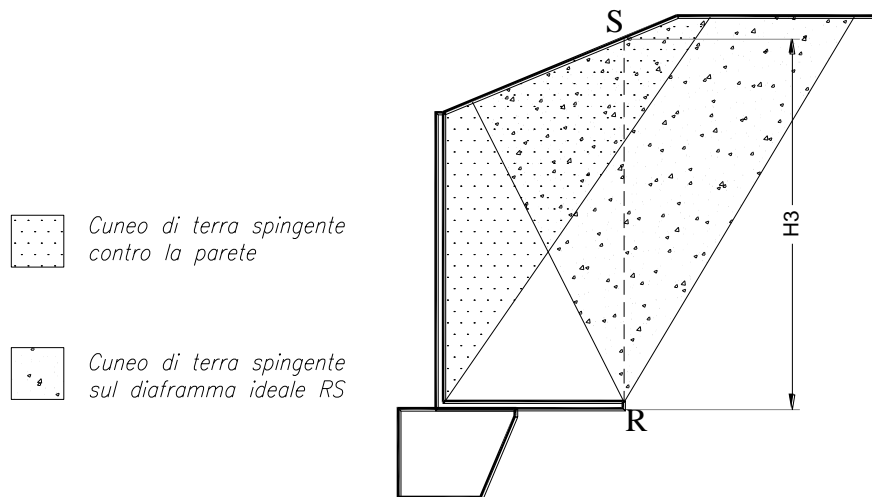
L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta K_1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con le formula di **Rankine**,

$$\begin{aligned} \text{per terrapieno orizzontale:} & \quad K_1 = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2) \\ \text{Per terrapieno inclinato} & \\ \text{dell'angolo } \beta: & \quad K_1 = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \end{aligned}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato di Rankine dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



Se il profilo del rilevato non è una retta il codice di calcolo, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento **"Cuneo a cavallo di R-S"**.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta K_3 su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace.

Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

4.2.3 Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicate per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri Tensiter tipo "T") il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite negli ultimi 35 anni hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo S.L.U. abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano

Nel calcolo SLE abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

4.3 La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità. Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perché privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il 40 ÷ 50%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

4.4 Lo stato limite di ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali esposti nella nostra tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

4.5 Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno. Questo confronto è svolto nella scheda 7. La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970

La verifica è svolta a sensi del terzo capoverso del punto 6.5.3.1.1 del DM 14/1/08. Nella prima colonna la verifica è svolta secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nella seconda secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+M3), tenendo conto in entrambe dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico anche in una sola delle due condizioni.

Nella terza colonna è svolta la verifica nel caso sismico, assumendo pari a uno tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni e delle resistenze. Il calcolo della capacità portante tiene conto della riduzione per un coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

4.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo s.l.u.

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$K_0 = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \varphi / 3$.

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete".

Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5), a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete.

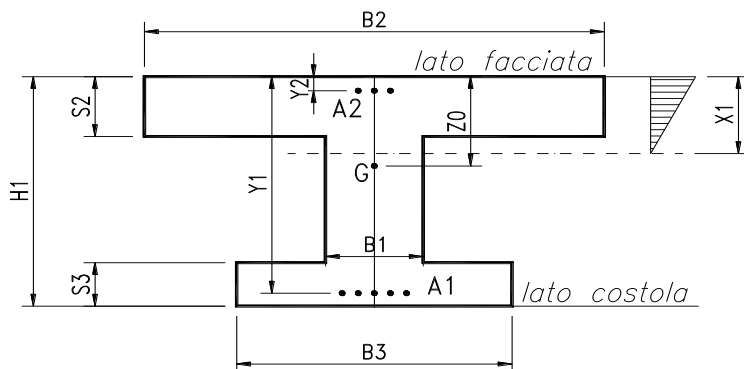
La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia.

La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscampa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

- M_{Ed}** = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .
 - M_{Edu}** = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage)
 - N_{Ed}** = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .
 - V_{Ed}** = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.
 - α°** = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave.
 - $ctg\theta$** = cotangente dell'inclinazione θ dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe V_{cd} è già maggiore di quello delle forze esterne V_{ed} .
 - M_{Rd}** = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed} .
 - V_{Rd}** = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra V_{Rcd} e V_{Rsd} , ove:
 - V_{Rcd} = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19)
 - V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18)
- Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.
Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti.

La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di V_{Rsd} è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.2], e quella che compete alla sezione resistente metallica.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme. Pag. 7

4.7 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea.

Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzeria del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indefornabilità del collegamento.

Il codice di calcolo determina le due componenti verticali nei punti M e Q. Se la componente più piccola non raggiunge almeno il 15% della somma delle due componenti, il codice segnala il pericolo. Per poter proseguire occorre o ridimensionare la fondazione, o assegnare appropriate dimensioni alle armature previste in questo caso.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

5. VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 3, 4 e 5)

Nella **terza scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alla spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

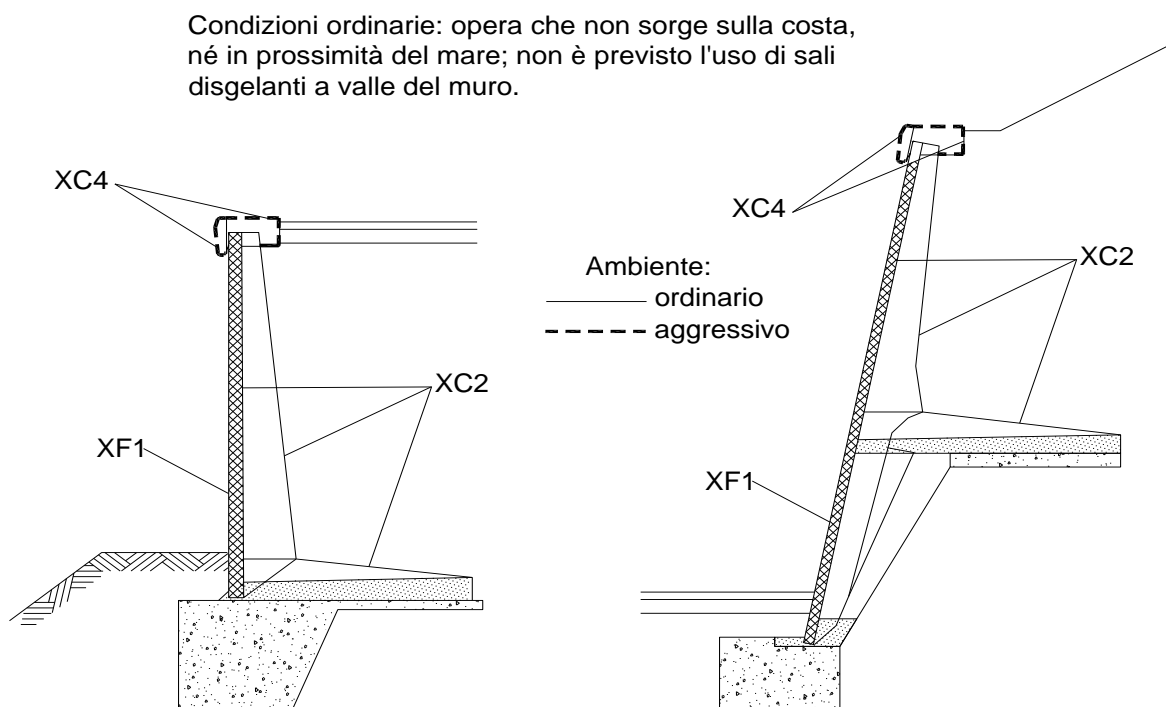
Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008.

Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

5.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente **aggressivo** solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe **XC2** e la classe **2b** del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

5.2 Copriferri

Il valore della tolleranza Δc_{dev} relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato. Sulla facciata esterna e interna della parete è ± 5 mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è $+5/-0$, in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè ± 10 mm. I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo R_{ck} N/mm ²	45	45	45	30
Classificazione dell'ambiente	XC2	XC2	XF1	XC2
Spessore del copriferro:				
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	20	25	20	20
Tolleranza di lavorazione	5	$=+5/-0$	5	10
Maggior spessore per durata	0	0	0	0
TOTALE da norma mm	25	25	25	30
Spessore indicato nei disegni mm	30+5/-0	30+5/-0	35±5	40±10
Ampiezza massima delle fessure :				
Combinaz. frequente mm	0.4	0.4	0.4	0.4
Combinaz. quasi permanente mm	0.3	0.3	0.3	0.3

5.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 9/1/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto.

I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

5.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94 \text{ MPa}$$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ MPa}$$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_s < 0.80 * 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

6. VERIFICA SISMICA (scheda 6)

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1), in base al valore dell'accelerazione massima a_g attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale F_0 indicati nell'allegato B della norma, aggiornati sul sito Internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 02/07/21

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati **Tensiter** hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative tipiche dei muri Tensiter:

a) La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfianchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;

b) La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;

c) La spinta della terra sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Infatti appena il cuneo spingente inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, il sovraccarico su di esso si azzerà perché è portato dalla platea.

Per questi motivi i muri Tensiter nel loro normale dimensionamento sono di massima adatti fino ad accelerazioni locali al suolo $A_g/g = 0,10 \div 0,15$ g per quelli di classe "L", $0,15 \text{ g} \div 0,25 \text{ g}$ per quelli di classe "M" e $0,25 \text{ g} \div 0,35 \text{ g}$ per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tutti i parametri locali (categoria di sottosuolo, categoria topografica, ecc.).

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Alghero
Coordinate geografiche della località:	Latitudine 40.559°
	Longitudine 8.318°
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni 50
Classe d'uso IV Corrispondente coefficiente C_U (Tab 2.4.II)	$C_U = 1.5$
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni 75
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_r}=10\%$)	anni 712
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.090$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.98$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	C
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidità, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$, coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.500$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)	T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g = 0.135$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	$\beta_m = 0.18$
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)	
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2\varphi} = 0.2$

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g = 0.0243$
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h = 0.0122$

6.4 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si sommano alle spinte, coefficienti parziali A_2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sulla struttura di sostegno deve essere calcolata nell'istante più gravoso dell'oscillazione sismica, corrispondente alla presenza simultanea della massima accelerazione orizzontale e del massimo alleggerimento verticale dovuto alle forze d'inerzia.

In tale istante la direzione della risultante del peso e delle forze d'inerzia applicata a ogni singola massa (terreno spingente, parete prefabbricata, platea, fondazione, ecc.) risulta ruotata, rispetto alla verticale, dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 1.41^\circ$$

La formula di Mononobe e Okabe determina il coefficiente di spinta della terra contro una parete piana con la teoria di Coulomb, secondo la quale in aderenza alla parete piana del muro si forma un cuneo di terra spingente limitato verso il terrapieno da una superficie di scorrimento piana. Infatti la loro formula corrisponde alla formula di Coulomb assumendo come direzione verticale quella della risultante del peso e delle forze d'inerzia: ruotando la sezione dell'angolo Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la **prima formula di Mononobe-Okabe**:

$$K_o = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi - \Theta - \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta - \Theta)}{\sin(\psi - \Theta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito φ è inferiore a $\beta + \Theta$:

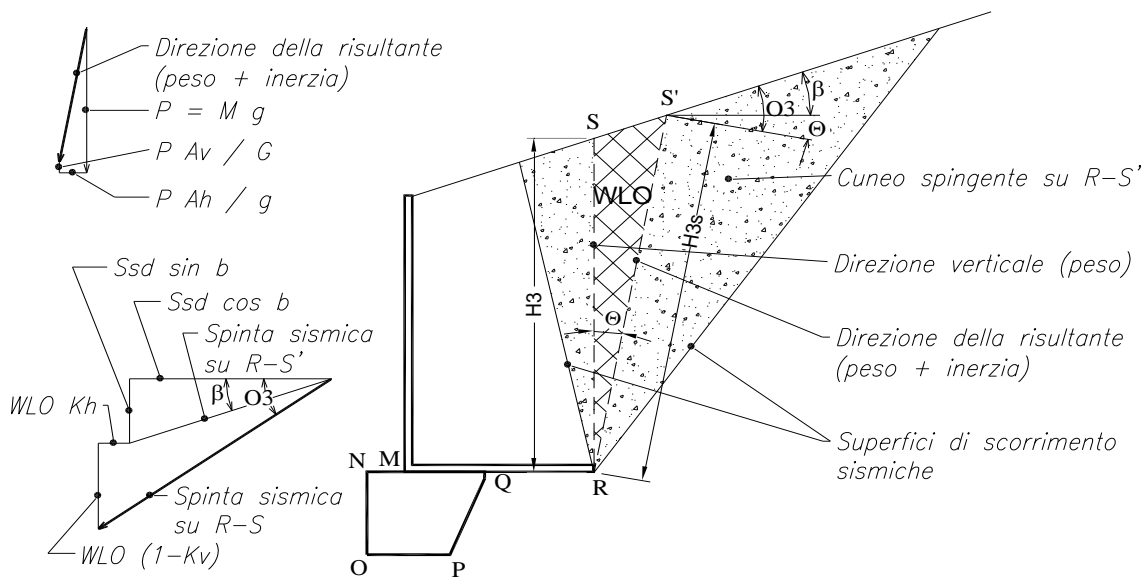
$$K_o = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \Theta - \delta)}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2. $\varphi = \text{atn}(\tan(\varphi/1.25))$
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2\varphi / 3$.
- Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.11.6.2.1 del DM 14/1/08 e in perfetta analogia al modello che determina la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta Ed sulla sezione R-S assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani di scorrimento le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo e tutte le forze di massa sono ruotate dell'angolo Θ .

Per stabilire il procedimento di calcolo consideriamo la sezione ideale R-S', ottenuta facendo ruotare verso monte la sezione R-S dell'angolo Θ attorno al punto R della figura. Essa avrà la direzione della risultante dei pesi e delle forze d'inerzia nell'istante più gravoso. Il coefficiente di spinta della terra sulla sezione R-S' si calcola facilmente, in quanto:

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato β dell'angolo Θ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla direzione delle forze di massa è sempre parallela alla superficie del rilevato;
- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazioni successive il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni del rilevato dell'angolo Θ . La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione O_3 della spinta rispetto alla normale al piano R-S'. Dunque l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $O_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il peso specifico del terreno e per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente calcolata avremo le due componenti, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza d'inerzia di quanto è compreso fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno, avremo il coefficiente di spinta su R-S.

Dal rapporto fra le componenti verticali e orizzontali prima determinate abbiamo anche l'angolo di inclinazione della spinta su R-S rispetto all'orizzontale.

Chiameremo questi procedimenti di calcolo della spinta sismica sul diaframma ideale R-S con il nome di

"Rankine sismico" se il coefficiente di spinta su R-S' è calcolato con la formula di Rankine

"cuneo a a cavallo di R-S" se la spinta su R-S' è calcolata con la procedura prima descritta

6.5 Spinta sulla parete prefabbricata

Se il profilo del rilevato è rettilineo e l'eventuale sovraccarico agisce sull'intera superficie e inoltre se l'inclinazione del rilevato β è minore dell'angolo d'attrito φ , per determinare il coefficiente di spinta sulla parete in assenza di sisma impiegheremo la **formula di Coulomb**.

Nelle stesse condizioni, se l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta minore dell'angolo d'attrito φ calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ il profilo del rilevato è instabile. Ciò premesso, in questo caso calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **2a formula di Mononobe-Okabe**, la quale genera un valore finito, convenzionale, da considerarsi valido perchè stabilito dal DM 14/1/08 e dall'Eurocodice II.

In tutti gli altri casi, cioè se il profilo è costituito da una spezzata, o se il sovraccarico agisce solo su una parte del rilevato, anche se l'inclinazione dei vari tronchi è alta ma purchè l'inclinazione del tronco più lontano dalla parete $\beta + \Theta$ sia minore dell'angolo d'attrito φ usiamo la procedura **"Cuneo contro la parete"**.

Secondo questa procedura l'intera altezza della parete prefabbricata è suddivisa in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5). Per ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle due reazioni sulle superfici di scorrimento determina l'entità e la direzione della spinta sulla parete.

La spinta fino a ogni striscia determina la distribuzione dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore a sfavore della sicurezza estremamente diffuso.

Negli altri casi, cioè se l'inclinazione β del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ , usiamo la **2a formula di Mononobe-Okabe** nella quale l'inclinazione del rilevato è assunta pari alla massima fra tutte le inclinazioni dei tronchi

Tuttavia, a giudizio del progettista, il valore fornito dalla 2a Formula di Mononobe-Okabe può sostituire quello generato dalla procedura "Cuneo contro la parete" se il valore fornito da questa procedura è più gravoso di quello dato dalla 2a formula di Mononobe-Okabe. Il procedimento è conforme alla norma perchè sostituisce il calcolo della spinta di un profilo di altezza finita con quello di un profilo di uguale inclinazione ma altezza infinita. Dal momento che la norma stabilisce la procedura di calcolo di questo caso più gravoso, potremmo applicarla anche al nostro profilo

Questa scelta può, ad esempio verificarsi nel calcolo dei muri di sottoscarpa, se l'altezza della scarpata è importante e l'angolo d'inclinazione del terreno $\beta + \Theta$ è maggiore dell'angolo d'attrito φ . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture Tensiter.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta

6.6 Calcolo delle forze d'inerzia

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, aggiungendole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia orizzontali, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale K_h , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

6.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico

Prendiamo in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito ϕ ridotto, $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi + \Theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi * \sin(\phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) * \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

- ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2. $\phi = \text{atn}(\tan(\Phi/1.25))$
 ε = Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0^\circ$ se il terreno scende allontanandosi dal muro
 ψ = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\psi < 90^\circ$ se la parete strapiomba
 δ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $\delta = 0$ a favore della stabilità.
 Θ = Angolo di rotazione sismica

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di Θ in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e quelle di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza N_c , N_q , N_γ sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (Coesione, Angolo d'attrito, Peso specifico, Inclinazione del terreno a valle)
- dei dati geometrici della fondazione (Dimensioni, Profondità di posa, Inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (Componente verticale e orizzontale, Larghezza dell'impronta nastriforme)

Esso è sviluppato nella scheda 7 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per la combinazione 1 (A1+M1+R1), per la combinazione 2 (A2+M2+R2) e per il calcolo sismico. Essi sono sviluppati in tre colonne successive.

Nelle ultime righe della tabella sono riportate le azioni sul terreno calcolate nelle schede di verifica per le tre combinazioni. La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante.

8. CODICI DI CALCOLO

8.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è stata fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE e per la fessurazione.

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono state compilate automaticamente mediante il programma di calcolo Muri 2008' vers.2.6.3, realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

8.3 Affidabilità dei codici utilizzati

Il programma di calcolo "Muri 2008" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2006", già sviluppato con il codice Visual-basic della Microsoft. Questo programma a sua volta discende, dopo un'infinità di perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu prodotto e utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella prima denuncia di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

Ogni estensione, aggiornamento, revisione è sempre stata testata numericamente in modo completo, cioè è sempre stato effettuato il confronto tra i risultati del calcolo ottenuti con il codice e quelli realizzati con un calcolo a mano, con la completa riconciliazione dei risultati anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite almeno 15.000 opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere in condizioni di impiego anomale. Almeno 100.000 sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

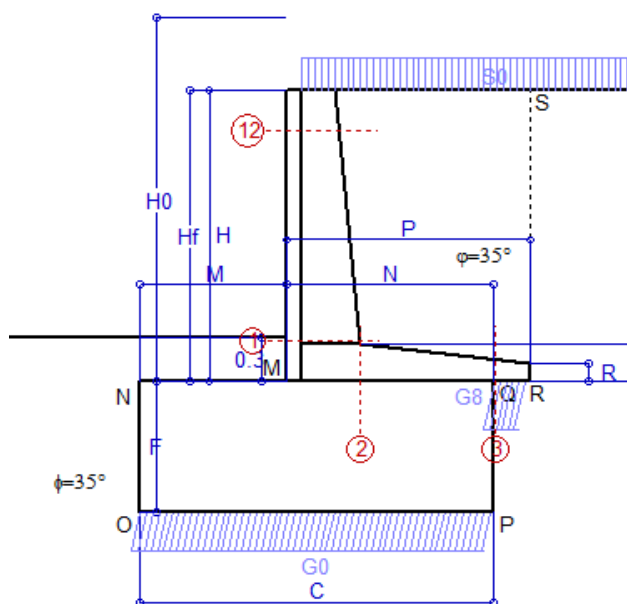
Riteniamo che la straordinaria affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di m² di facciata, in 40 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è in grado di svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (... , DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è la prova della sua affidabilità.

Il programma è dotato di autodiagnostica per quasi tutte le verifiche più importanti richieste dalle varie norme. Cioè il programma provvede a evidenziare automaticamente scrivendo in rosso, talora su fondino giallo, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma scelta, o giudicati inadatti del progettista delle strutture Tensiter.

Pertanto l'esame di controllo dei principali risultati consiste sostanzialmente nell'accertare che non appaiano dei risultati evidenziati dal computer come insufficienti.

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	12.7	19.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16.3	30.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	20.6	30.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	111.9	209.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	14.8	4.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2
TOTALI (GEO e STR)	$S_g = 43.8$	$M_g = 55.1$	$P_g = 202.7$	$M_g = 324.0$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 22.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.24$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 180.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.075$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 141.9 > E_d = 1 * S_9 = 43.8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 292 > E_d = 1.1 * M_9 = 60.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 76$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 34$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm 0.57

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	17.8	17.8	21.3	18.9	49.4	42.4	114.2	14.2	73°, 1.0	3.27	6.16	2.58	6.87	102.8	120.8
2	11.6	11.6	0.0	30.9	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5
3	-0.6	-0.6	0.0	-3.0	15.0	9.9	125.0	125.0	-	2.31	4.74	3.39	4.08	-19.3	-61.3
12	0.5	0.7	5.0	2.6	34.8	25.3	112.4	12.4	73°, 1.0	2.09	3.08	2.58	3.96	32.8	41.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

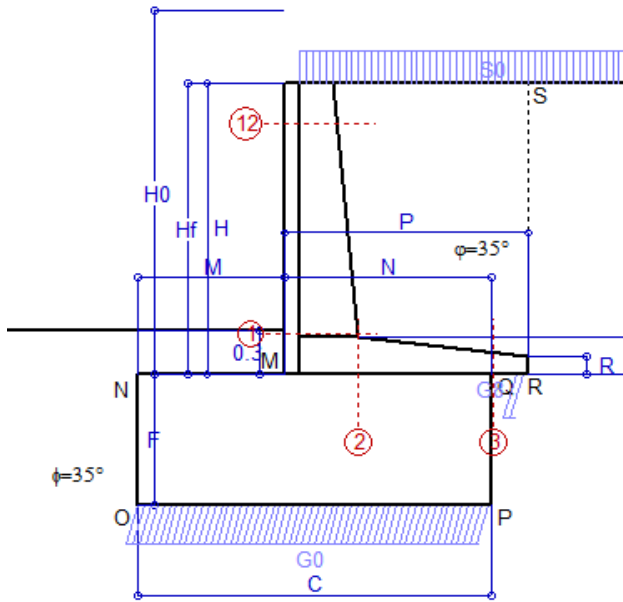
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	12.4	19.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	17.9	33.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	15.8	23.2
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	90.9	170.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	15.3	4.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	$S_g = 45.5$	$M_g = 58.1$	$P_g = 160.7$	$M_g = 258.0$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	51.1	65.7	165.1	270.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 6.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.09$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 154.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.064$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.8^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} \cdot R_0 = 92.5 > E_d = S_{9\text{equ}} = 51.1$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 270 > E_d = M_{9\text{equ}} = 65.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 95.5 > E_d = 34.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 65$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 36$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.63

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	18.8	18.8	17.4	20.0	49.4	42.4	114.2	14.2	73°, 1.0	3.25	6.16	2.58	6.87	102.4	120.5	
2	12.2	12.2	0.0	26.9	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5	
3	0.9	0.9	0.0	2.9	15.0	10.1	125.0	125.0	-	2.33	4.74	3.39	4.08	22.6	63.9	
12	0.5	0.8	4.0	2.8	34.8	25.3	112.4	12.4	73°, 1.0	2.09	3.08	2.58	3.96	32.7	41.5	

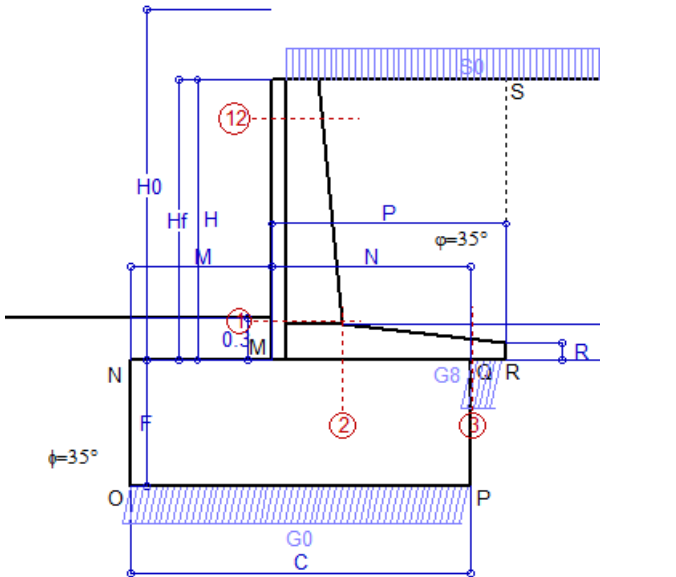
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	15.28	0.00	0.00
10.84	20.60	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	23.23
0.00	0.00	81.00	151.91
11.41	3.35	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 32.00$	$M_9 = 39.23$	$P_9 = 150.83$	$M_8 = 239.93$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 6.116
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.299
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 17.30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 133.53$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.056$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	12.5	15.8	16.0	114.2	49.4	42.4	6.16	2.58	43	1.20	38	0.000
2	8.1	0.0	27.4	125.0	26.0	21.1	9.24	3.39	44	1.70	40	0.000
3	-0.6	0.0	-3.8	125.0	15.0	9.9	4.74	3.39	15	0.61	40	0.000
12	0.3	3.7	1.8	112.4	34.8	25.3	3.08	2.58	1	0.09	38	0.000

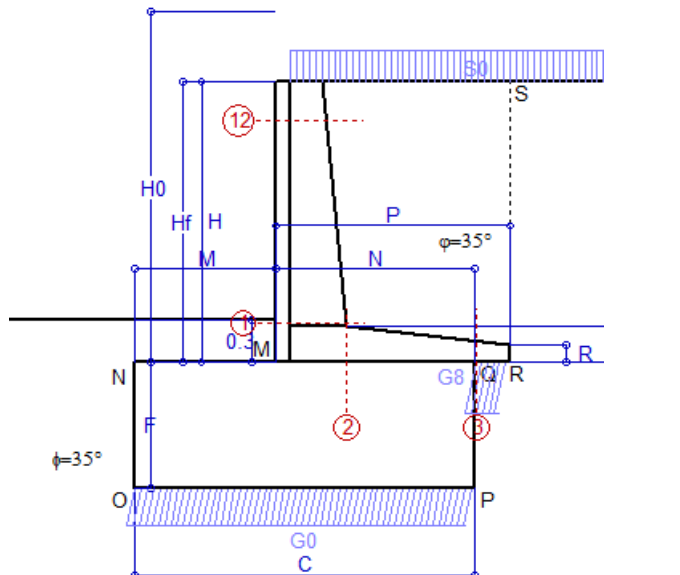
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	15.28	0.00	0.00
8.13	15.45	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	23.23
0.00	0.00	72.75	136.85
10.63	3.12	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 28.52$	$M_9 = 33.85$	$P_9 = 142.58$	$M_8 = 224.88$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 6.643$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.500$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 17.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 125.25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.052$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.31

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	10.5	14.8	13.7	114.2	49.4	42.4	6.16	2.58	35	1.02	38	0.000
2	6.8	0.0	24.3	125.0	26.0	21.1	9.24	3.39	37	1.42	40	0.000
3	-0.8	0.0	-5.4	125.0	15.0	9.9	4.74	3.39	20	0.83	40	0.000
12	0.3	3.6	1.4	112.4	34.8	25.3	3.08	2.58	1	0.07	38	0.000

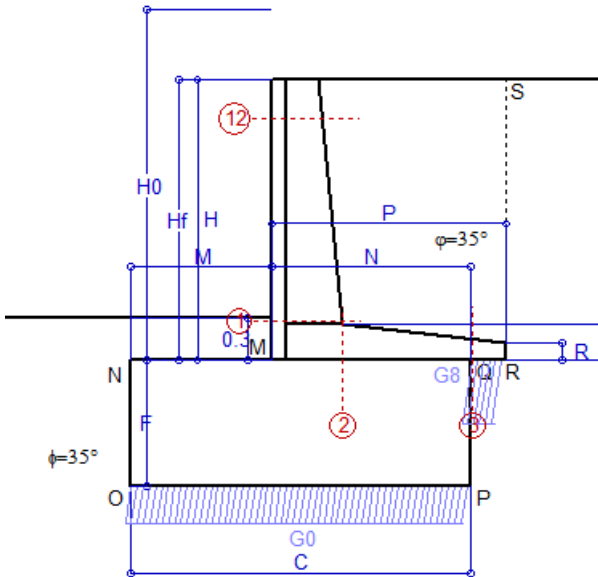
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	15.28	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	23.23
0.00	0.00	48.00	91.68
8.31	2.44	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 18.06$	$M_9 = 17.72$	$P_9 = 117.83$	$M_8 = 179.71$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 10.139$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.566$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 17.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 100.56$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.042$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 8.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

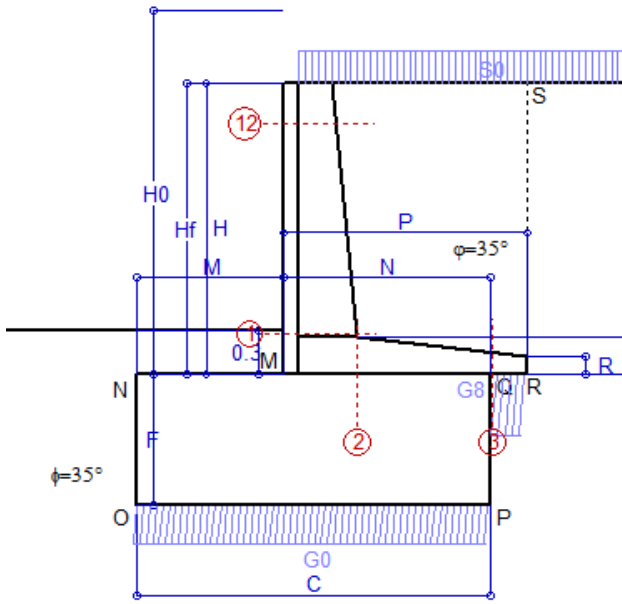
Freccia in cima al pannello mm 0.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	4.4	11.8	6.8	114.2	49.4	42.4	6.16	2.58	13	0.45	38	0.000
2	2.9	0.0	15.2	125.0	26.0	21.1	9.24	3.39	16	0.60	40	0.000
3	-1.4	0.0	-10.1	125.0	15.0	9.9	4.74	3.39	35	1.46	40	0.000
12	0.0	3.1	0.2	112.4	34.8	25.3	3.08	2.58	0	0.03	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 2.00$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 1.65$ m
 $Q = 0.26$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u25NM
 Altezza della terra contro il pannello $H = 2.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mu $i_\theta = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 2.50$ m

$H = 2.00$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.560$

$a_{\text{max}}/g = 0.135$

$\beta_m = 0.18$

$i_\theta = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 2.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	12.4	19.4	0.9	2.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.8	5.2	0.2	0.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.6	15.7	22.9
Peso terra e sovraccarico x 1	1.2	2.3	53.9	102.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.2	3.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
TOTALI	S_g = 30.2	M_g = 32.0	P_g = 124.0	M_g = 192.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 14.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.21$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 109.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.045$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 5.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 18.6 \times 0.5 = 78.7 > E_d = S_9 = 30.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 7.4) = 192 > E_d = 1.0 * M_9 = 32$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 58 > E_d = 12.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 40$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 16$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.30

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	9.2	9.2	13.0	11.4	49.4	42.4	114.2	14.2	73°, 1.0	3.23	6.16	2.58	6.87	101.9	123.3
2	6.0	6.0	0.0	17.6	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5
3	-1.0	-1.0	0.0	-3.7	15.0	9.9	125.0	125.0	-	2.31	4.74	3.39	4.08	-19.3	-61.3
12	0.2	0.3	3.2	1.0	34.8	25.3	112.4	12.4	73°, 1.0	2.08	3.08	2.58	3.96	32.6	43.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

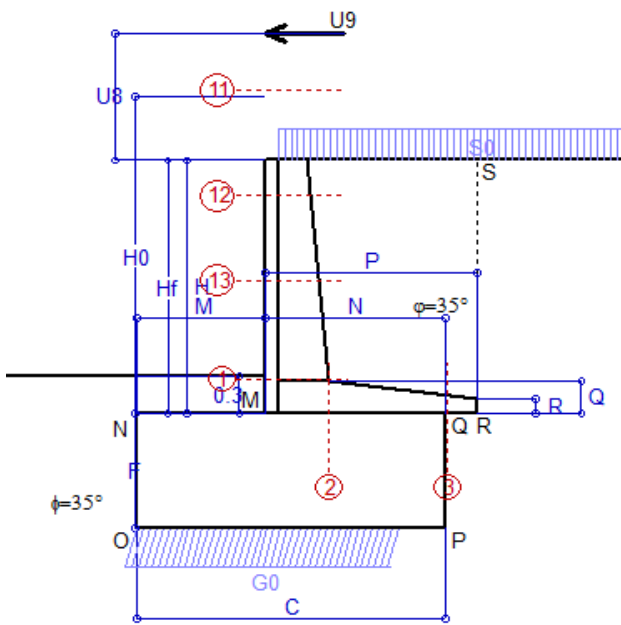
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0.00^\circ$
	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.8	15.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	10.8	20.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	15.8	23.2
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	81.0	151.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	44.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.4	3.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 43.4	M₉ = 83.8	P₉ = 150.8	M₈ = 239.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 150.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.07$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.073$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 105.6 > E_d = 1 * S_9 = 43.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 216 > E_d = 1.1 * M_9 = 92.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 78$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 19$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

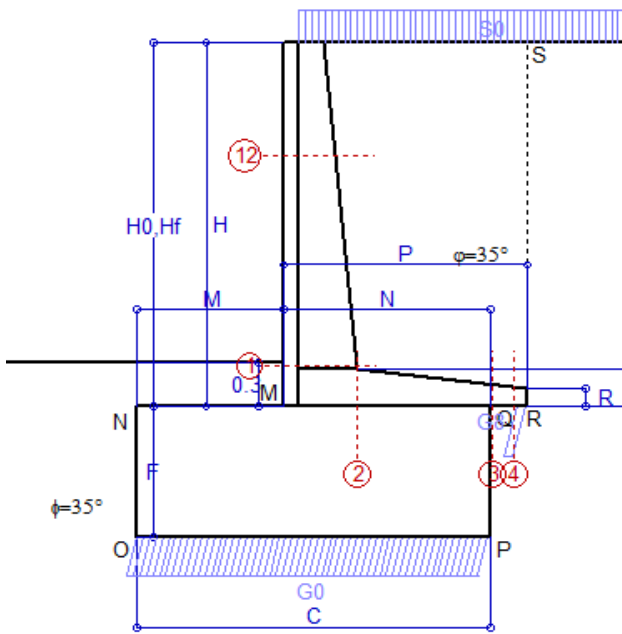
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 2.01

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	50.2	50.2	15.8	18.5	49.4	42.4	114.2	14.2	73°, 1.0	3.24	6.16	2.58	6.87	102.2	122.8
2	32.6	32.6	0.0	45.9	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5
3	2.2	2.2	0.0	7.7	15.0	10.1	125.0	125.0	-	2.33	4.74	3.39	4.08	22.6	63.9
11	6.4	7.2	-0.2	10.8	26.5	19.0	111.2	11.2	73°, 1.0	1.68	1.54	2.58	3.96	15.4	33.0
12	18.6	19.9	3.7	8.6	34.8	25.3	112.4	12.4	73°, 1.0	2.09	3.08	2.58	3.96	32.7	42.4
13	31.5	33.9	9.0	12.6	41.5	34.0	113.4	13.4	73°, 1.0	2.64	4.62	2.58	3.96	62.2	55.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	19.8	34.3	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	20.3	43.7	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	20.6	30.2		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	131.2	244.8		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	16.6	4.9	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g = 56.8$	$M_g = 82.9$	$P_g = 222.0$	$M_g = 359.2$		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 8.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.07$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 213.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.089$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 155.4 > E_d = 1 * S_9 = 56.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 323 > E_d = 1.1 * M_9 = 91.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 95$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 48$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

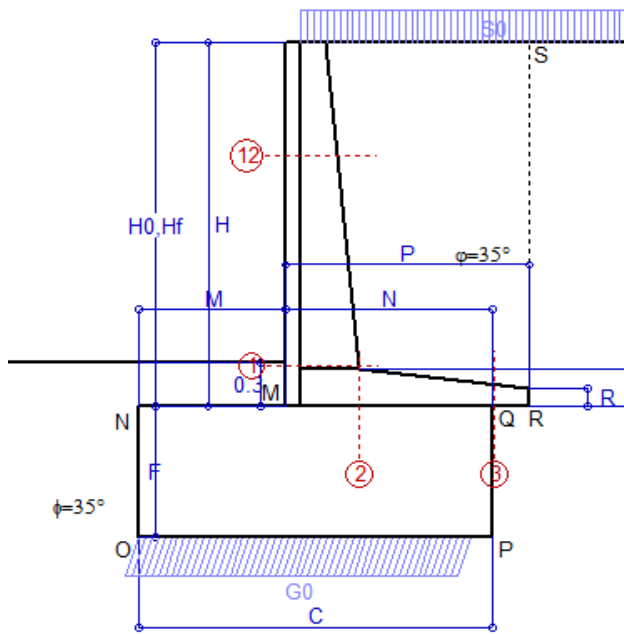
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	32.3	32.3	25.5	25.9	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.30	6.16	2.58	6.87	103.3	119.5
2	21.0	21.0	0.0	39.0	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5
3	1.2	1.2	0.0	4.5	15.0	10.1	125.0	125.0	-	2.33	4.74	3.39	4.08	22.6	63.9
4	-0.1	-0.1	0.0	0.2	13.1	8.0	125.0	125.0	-	1.91	3.39	3.39	0.00	-15.1	49.6
12	3.4	4.2	7.5	7.4	34.8	25.3	112.9	12.9	73°, 1.0	2.10	3.08	2.58	3.96	32.9	40.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R-S x 1	19.3	33.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	22.3	48.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	15.8	23.2
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	105.8	197.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	17.2	5.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	$S_g = 58.9$	$M_g = 86.8$	$P_g = 175.6$	$M_g = 285.1$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	66.0	98.1	181.5	300.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 175.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.26$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.078$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.5^\circ$
Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 101.6 > Ed = S_9 \text{equ} = 66$	
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (M_8 \text{equ}) = 300 > Ed = M_9 \text{equ} = 98.1$	
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = 109.0 > Ed = 55.8$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 82$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 39$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$
 Freccia in cima al pannello mm 1.67

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	34.0	34.0	21.0	27.3	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.27	6.16	2.58	6.87	102.8	119.2	
2	22.1	22.1	0.0	34.7	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5	
3	2.7	2.7	0.0	9.4	15.0	10.1	125.0	125.0	-	2.33	4.74	3.39	4.08	22.6	63.9	
12	3.7	4.5	6.2	8.0	34.8	25.3	112.9	12.9	73°, 1.0	2.10	3.08	2.58	3.96	32.9	40.7	

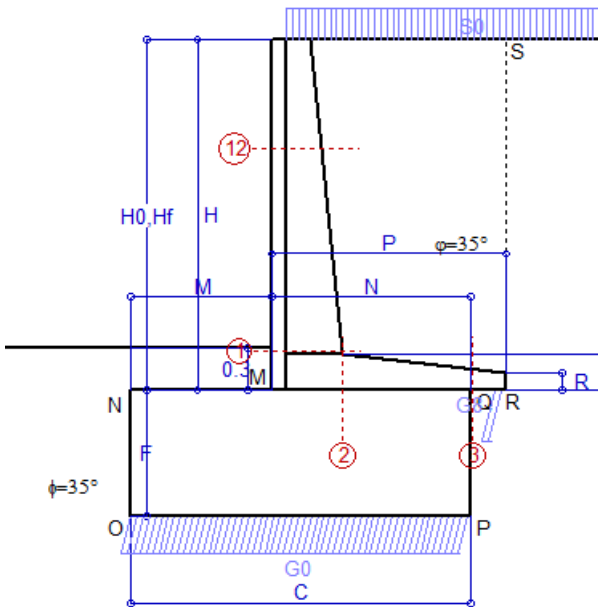
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 2.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15.24	26.42	0.00	0.00
13.55	29.13	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	23.23
0.00	0.00	95.85	179.01
12.81	3.76	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 41.60$	$M_9 = 59.31$	$P_9 = 165.68$	$M_8 = 267.03$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	4.502
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	2.788
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 7.53$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$	0.08 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 158.15$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 =$	2.40 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.066 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14.1°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.97

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	22.9	18.8	23.6	114.3	49.4	42.4	6.16	2.58	83	2.14	38	0.000
2	14.9	0.0	37.5	125.0	26.0	21.1	9.24	3.39	81	3.10	40	0.000
3	0.6	0.0	2.7	125.0	15.0	10.1	4.74	3.39	12	0.52	40	0.000
12	2.4	5.5	5.9	112.9	34.8	25.3	3.08	2.58	26	0.70	38	0.000

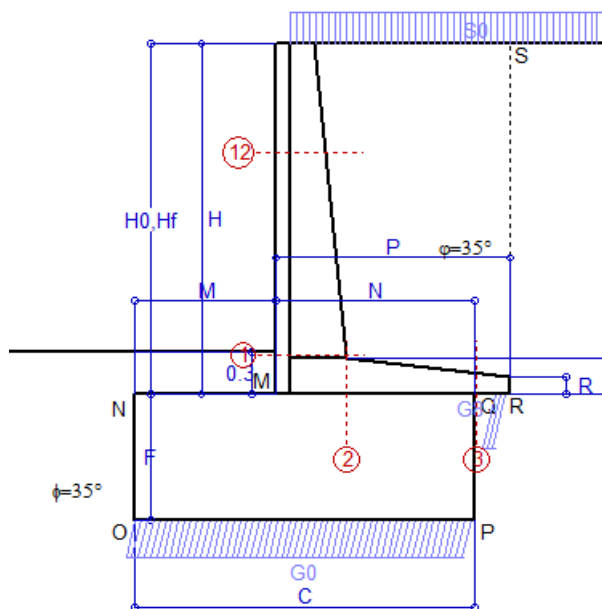
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15.24	26.42	0.00	0.00
10.16	21.85	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	23.23
0.00	0.00	87.60	163.95
12.03	3.53	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 37.44$	$M_9 = 51.80$	$P_9 = 157.43$	$M_8 = 251.98$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.864$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.944$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 9.52$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.11$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 147.92$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.062$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.82

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	19.5	17.5	20.6	114.3	49.4	42.4	6.16	2.58	70	1.83	38	0.000
2	12.7	0.0	33.7	125.0	26.0	21.1	9.24	3.39	69	2.64	40	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	15.0	10.1	4.74	3.39	0	0.01	40	0.000
12	1.9	5.0	4.8	112.9	34.8	25.3	3.08	2.58	20	0.56	38	0.000

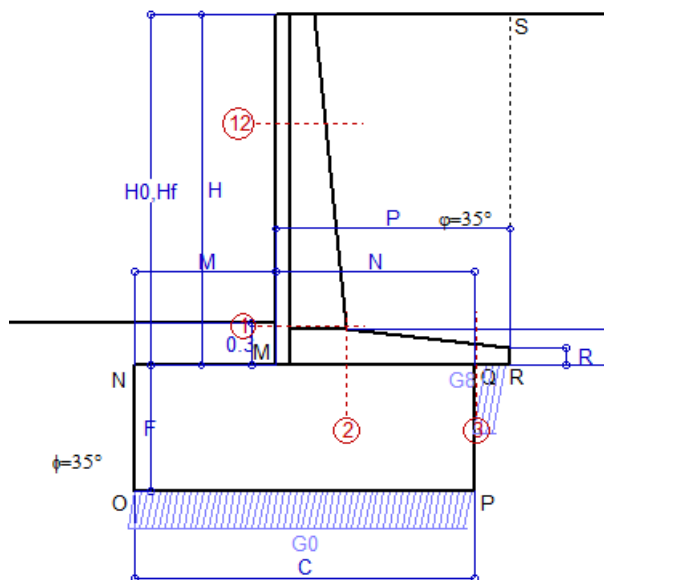
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15.24	26.42	0.00	0.00
0.00	0.00	15.83	23.23
0.00	0.00	62.85	118.78
9.70	2.85	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 24.95$	$M_9 = 29.27$	$P_9 = 132.68$	$M_8 = 206.81$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 7.065$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.723$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 15.32$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.17$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 117.36$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.049$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

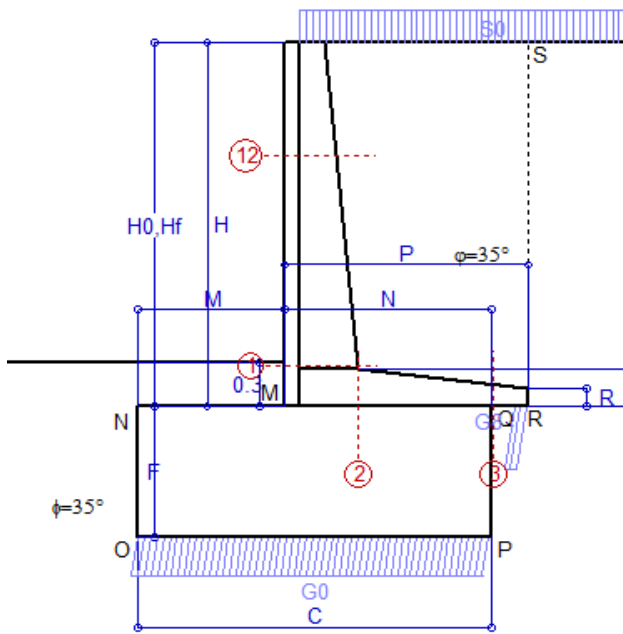
Freccia in cima al pannello mm 0.36

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	9.3	13.6	11.6	114.3	49.4	42.4	6.16	2.58	31	0.90	38	0.000
2	6.0	0.0	21.9	125.0	26.0	21.1	9.24	3.39	33	1.26	40	0.000
3	-1.4	0.0	-4.9	125.0	15.0	9.9	4.74	3.39	35	1.46	40	0.000
12	0.5	3.6	1.5	112.9	34.8	25.3	3.08	2.58	3	0.15	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 2.50$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 1.65$ m
 $Q = 0.26$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u25NM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 2.50$ m
 $H = 2.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mu $i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 2.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	19.4	33.6	1.4	3.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3.4	7.4	0.2	0.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.6	15.7	22.9
Peso terra e sovraccarico x 1	1.5	3.4	68.5	129.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	14.2	4.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
	<i>*non sommati</i>			
TOTALI	S_g = 40.2	M_g = 50.1	P_g = 139.2	M_g = 220.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 8.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.09$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 130.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.054$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 18.6 \times 0.5 = 87.3 > E_d = S_9 = 40.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 7.4) = 220 > E_d = 1.0 * M_9 = 50.1$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 71 > E_d = 22.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 53$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 24$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 0.85

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	17.9	17.9	15.3	16.9	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.24	6.16	2.58	6.87	102.2	122.0
2	11.7	11.7	0.0	23.7	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5
3	0.0	0.0	0.0	0.1	15.0	9.9	125.0	125.0	-	2.31	4.74	3.39	4.08	-19.3	61.3
12	1.4	1.8	4.1	3.5	34.8	25.3	112.9	12.9	73°, 1.0	2.08	3.08	2.58	3.96	32.7	42.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

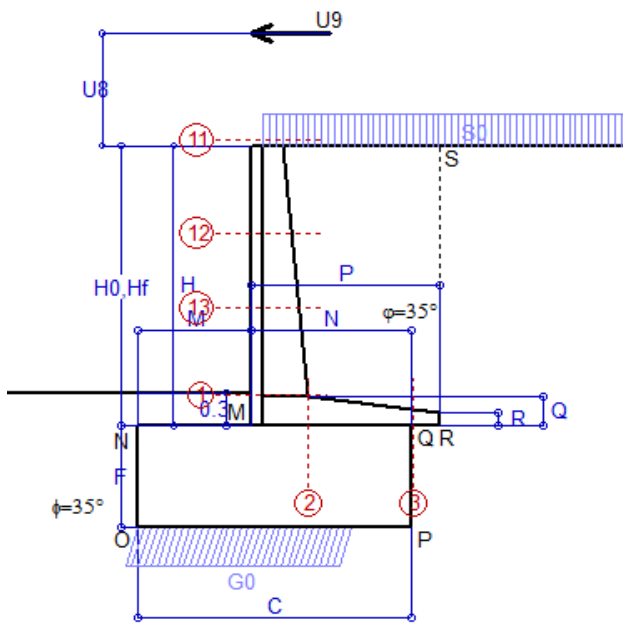
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NM	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 2.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	15.2	26.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	13.5	29.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	15.8	23.2
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	95.9	179.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	50.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.8	3.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 53.0	M₉ = 109.6	P₉ = 165.7	M₈ = 267.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 165.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.087$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 116.0 > E_d = 1 * S_9 = 53$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 240 > E_d = 1.1 * M_9 = 120.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 97$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 15$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

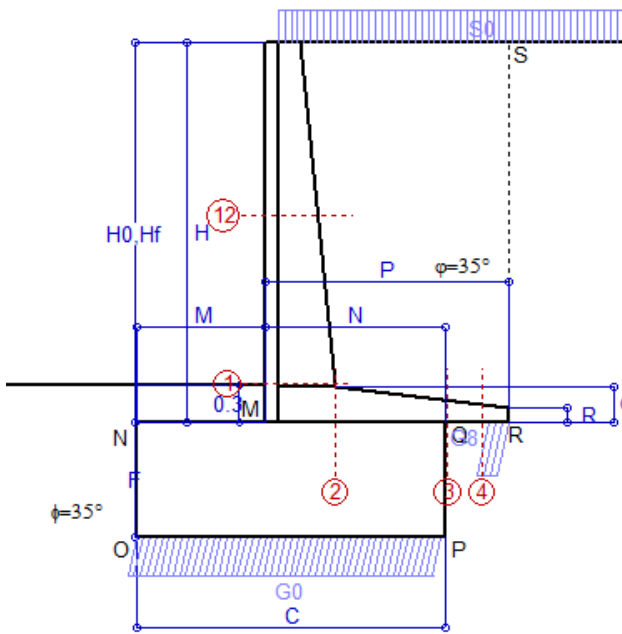
Freccia in cima al pannello mm 4.18

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	67.6	67.6	18.8	21.9	49.4	42.4	114.3	14.3	73°, 1.0	3.26	6.16	2.58	6.87	102.6	121.8
2	44.0	44.0	0.0	61.9	26.0	21.1	125.0	125.0	-	3.57	9.24	3.39	6.99	73.7	128.5
3	2.5	2.5	0.0	8.8	15.0	10.1	125.0	125.0	-	2.33	4.74	3.39	4.08	22.6	63.9
11	13.5	14.4	-0.2	6.9	26.5	19.0	111.9	11.9	73°, 1.0	1.67	1.54	2.58	3.96	15.5	33.0
12	27.8	29.4	5.5	9.0	34.8	25.3	112.9	12.9	73°, 1.0	2.09	3.08	2.58	3.96	32.8	41.8
13	44.1	47.2	11.4	14.6	41.5	34.0	113.6	13.6	73°, 1.0	2.65	4.62	2.58	3.96	62.4	55.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	28.5	54.2	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24.4	58.5	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	25.7	39.5		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	171.9	342.8		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	9.8	2.1	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2		
TOTALI (GEO e STR)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =		
	62.7	114.8	267.8	466.5		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 21.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 246.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.103$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 187.4 > E_d = 1 * S_9 = 62.7$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 420 > E_d = 1.1 * M_9 = 126.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 119$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 57$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

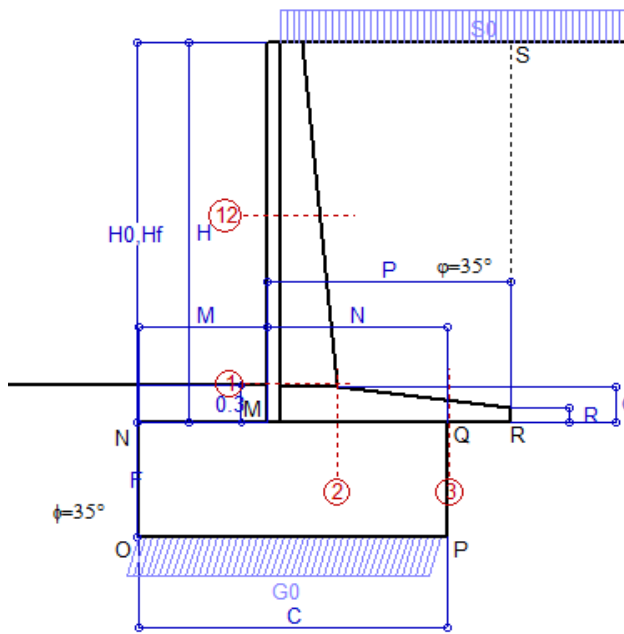
Freccia in cima al pannello mm 2.37

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	51.6	51.6	33.1	34.0	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.69	7.10	2.58	6.40	132.8	122.1
2	33.5	33.5	0.0	45.6	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	7.17	103.8	146.7
3	4.1	4.1	0.0	14.3	18.2	13.3	125.0	125.0	-	3.17	7.52	3.83	4.62	40.9	89.6
4	-0.8	-0.8	0.0	1.2	14.7	9.6	125.0	125.0	-	2.42	4.92	3.83	0.00	-20.7	59.6
12	11.6	13.6	14.5	14.5	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.53	4.02	2.58	3.96	54.8	53.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	27.8	52.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	26.8	64.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	19.7	30.4
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	137.8	274.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.9	2.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	S_g = 66.6	M_g = 119.8	P_g = 211.5	M_g = 369.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	74.7	135.3	220.6	392.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 211.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.36$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.090$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.5^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9equ} \cdot R_0 = 123.5 > E_d = S_{9equ} = 74.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8equ}) = 393 > E_d = M_{9equ} = 135.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 162.5 > E_d = 79.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 101$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 57$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$ Freccia in cima al pannello mm 2.55

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	54.1	54.1	27.3	35.6	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.66	7.10	2.58	6.40	132.0	121.8	
2	35.2	35.2	0.0	45.5	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	7.17	103.8	146.7	
3	12.1	12.1	0.0	23.0	18.2	13.3	125.0	125.0	-	3.17	7.52	3.83	4.62	40.9	89.6	
12	12.3	14.5	12.0	15.5	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.52	4.02	2.58	3.96	54.6	53.2	

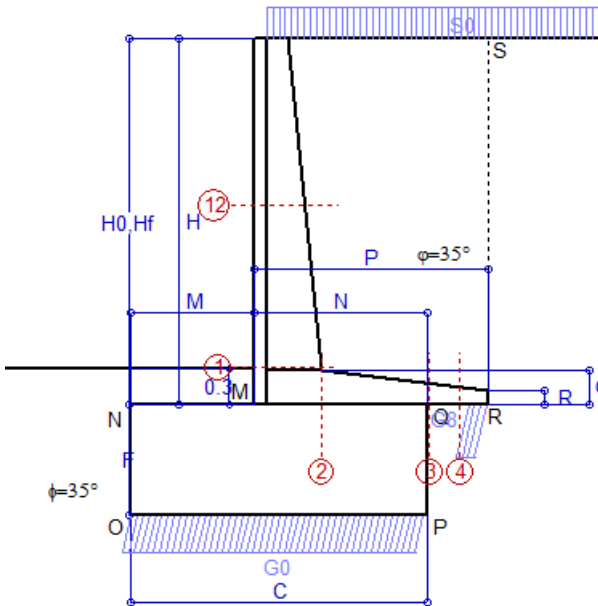
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	41.71	0.00	0.00
16.26	39.02	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	30.40
0.00	0.00	126.38	252.28
7.53	1.59	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 45.74$	$M_9 = 82.32$	$P_9 = 200.13$	$M_8 = 347.48$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = \dots = 4.221$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.063$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 17.71$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.16$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 182.42$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.076$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.45

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	36.8	24.5	31.8	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	105	2.70	38	0.000
2	23.9	0.0	46.8	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	91	3.65	40	0.000
3	2.2	0.0	11.5	125.0	18.2	13.3	7.52	3.83	23	1.06	40	0.000
4	-0.8	0.0	0.0	125.0	15.0	10.0	5.02	3.83	19	0.85	40	0.000
12	8.1	10.6	12.4	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	55	1.34	38	0.000

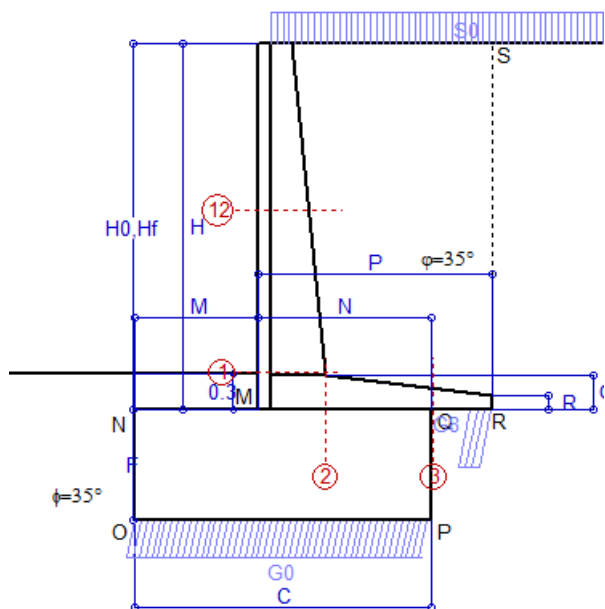
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	41.71	0.00	0.00
12.19	29.27	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	30.40
0.00	0.00	116.88	233.76
7.19	1.53	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 41.34$	$M_9 = 72.50$	$P_9 = 190.63$	$M_8 = 328.96$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 4.537
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.228
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 19.59$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.18$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 171.04$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.071$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.23

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	31.7	22.9	28.2	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	90	2.34	38	0.000
2	20.6	0.0	42.5	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	79	3.15	40	0.000
3	0.7	0.0	7.0	125.0	18.2	13.3	7.52	3.83	8	0.35	40	0.000
12	6.7	9.8	10.5	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	45	1.12	38	0.000

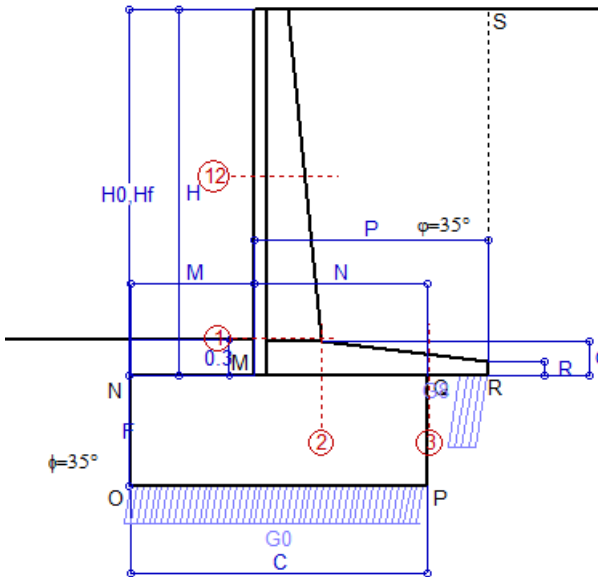
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	41.71	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	30.40
0.00	0.00	88.38	178.18
6.19	1.34	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 28.14$	$M_9 = 43.05$	$P_9 = 162.13$	$M_8 = 273.38$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 6.351$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.034$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 25.06$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.23$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 137.07$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.057$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

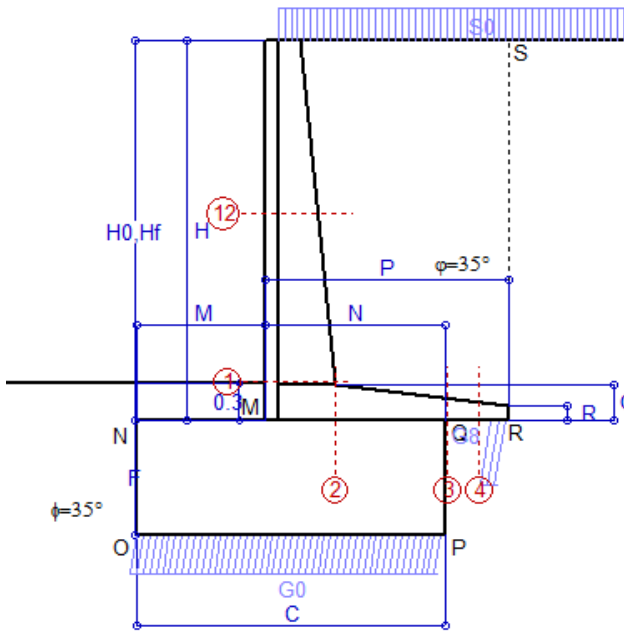
Freccia in cima al pannello mm 0.60

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	16.7	18.2	17.2	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	45	1.26	38	0.000
2	10.8	0.0	29.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	41	1.66	40	0.000
3	-3.5	0.0	0.0	125.0	18.2	13.2	7.52	3.83	64	2.36	40	0.000
12	2.5	7.3	4.7	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	14	0.44	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 3.00$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 1.90$ m
 $Q = 0.29$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u30NM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 3.00$ m
 $H = 3.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mu $i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	27.9	53.0	2.0	5.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.1	9.9	0.3	0.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.8	19.6	30.0
Peso terra e sovraccarico x 1	2.1	5.4	94.7	190.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	10.9	2.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 46.8	M_g = 72.3	P_g = 170.0	M_g = 291.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 15.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.14$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 154.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.064$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 9.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 18.6 \times 0.5 = 104.5 > E_d = S_9 = 46.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 7.4) = 291 > E_d = 1.0 * M_9 = 72.3$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 111 > E_d = 38$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 69$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 32$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 1.40

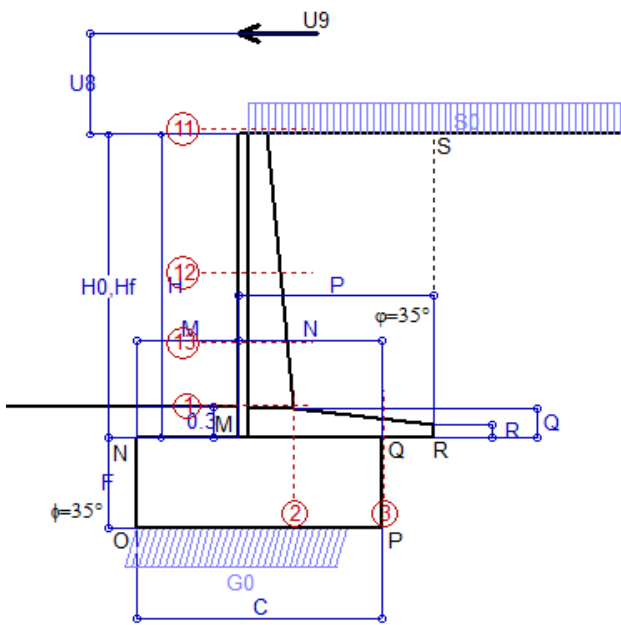
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	30.9	30.9	20.4	23.8	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.62	7.10	2.58	6.40	131.2	124.7
2	20.1	20.1	0.0	29.3	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	7.17	103.8	146.7
3	1.7	1.7	0.0	8.3	18.2	13.3	125.0	125.0	-	3.17	7.52	3.83	4.62	40.9	89.6
4	-0.9	-0.9	0.0	1.3	15.0	9.9	125.0	125.0	-	2.46	5.01	3.83	0.00	-21.2	61.3
12	5.7	6.9	8.3	8.4	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.49	4.02	2.58	3.96	54.2	55.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	22.0	41.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	16.3	39.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	19.7	30.4
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	126.4	252.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	56.0	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.5	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 57.2	M₉ = 138.3	P₉ = 200.1	M₈ = 347.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 200.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.09$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.096$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 140.1 > E_d = 1 * S_9 = 57.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 313 > E_d = 1.1 * M_9 = 152.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 114$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 32$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

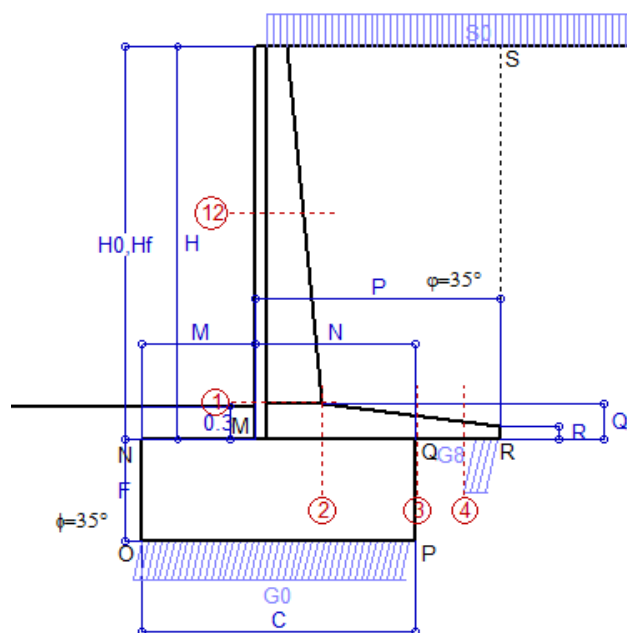
Freccia in cima al pannello mm 5.16

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	88.2	88.2	24.5	27.6	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.64	7.10	2.58	6.40	131.7	125.0
2	57.3	57.3	0.0	74.2	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	7.17	103.8	146.7
3	11.5	11.5	0.0	21.8	18.2	13.3	125.0	125.0	-	3.17	7.52	3.83	4.62	40.9	89.6
11	13.5	14.4	-0.2	6.8	26.4	18.9	111.9	11.9	73°, 1.0	1.76	2.01	2.58	3.96	18.6	32.8
12	41.9	44.8	10.6	14.2	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.51	4.02	2.58	3.96	54.4	54.9
13	64.6	69.4	17.9	20.5	47.5	40.0	114.3	14.3	73°, 1.0	3.05	5.56	2.58	3.96	87.9	63.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	38.8	80.3	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	28.5	75.4	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	31.2	50.3		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	218.1	463.0		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.0	1.0	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2		
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 72.3$	$M_9 = 156.7$	$P_9 = 319.5$	$M_9 = 597.5$		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 35.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.21$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 284.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.119$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 223.7 > Ed = 1 * S_9 = 72.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 538 > Ed = 1.1 * M_9 = 172.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 145$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 70$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	76.9	76.9	41.5	42.9	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.10	8.04	3.14	6.01	164.6	123.0
2	50.0	50.0	0.0	59.9	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	7.30	133.1	161.5
3	10.6	10.6	0.0	27.7	21.6	16.6	125.0	125.0	-	3.61	9.63	4.52	5.02	61.0	112.5
4	-2.2	-2.2	0.0	2.9	16.0	10.9	125.0	125.0	-	2.74	5.37	4.52	0.00	-25.5	67.6
12	13.9	16.3	16.0	16.1	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	2.62	4.02	3.14	3.96	56.9	54.9

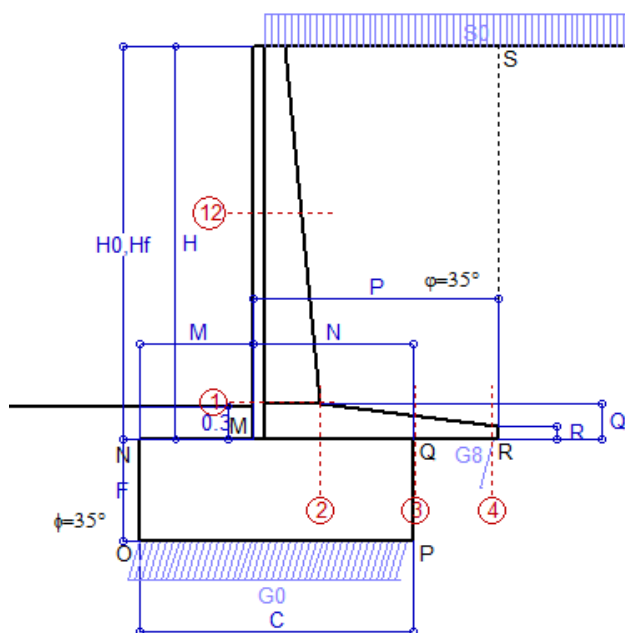
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	37.9	78.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	31.3	82.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	24.0	38.7
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	174.1	369.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.8	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	$S_g = 75.9$	$M_g = 162.5$	$P_g = 252.1$	$M_g = 472.7$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	85.2	183.2	264.7	505.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 4.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.04$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 247.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.103$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.8^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9equ} \cdot R_0 = 148.2 > E_d = S_{9equ} = 85.2$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8equ}) = 506 > E_d = M_{9equ} = 183.2$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 231.1 > E_d = 113.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 121$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 72$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.58

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	80.3	80.3	34.1	44.6	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.06	8.04	3.14	6.01	163.6	122.7
2	52.2	52.2	0.0	62.5	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	7.30	133.1	161.5
3	25.9	25.9	0.0	34.9	21.6	16.6	125.0	125.0	-	3.61	9.63	4.52	5.02	61.0	112.5
4	0.0	0.0	0.0	0.1	12.7	7.6	125.0	125.0	-	2.40	4.25	4.52	0.00	-18.3	51.9
12	14.8	17.3	13.2	17.1	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	2.60	4.02	3.14	3.96	56.6	54.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

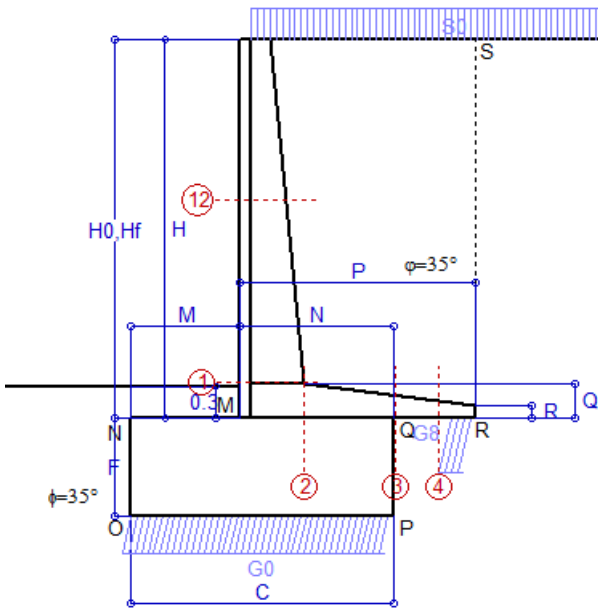
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/108

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
29.88	61.75	0.00	0.00
18.97	50.27	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	38.69
0.00	0.00	161.19	342.42
3.87	0.80	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 52.72$	$M_9 = 112.81$	$P_9 = 239.16$	$M_8 = 445.92$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = \dots = 3.953$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.176$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 28.12$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.22$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 211.05$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.088$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.07

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	55.1	30.8	41.2	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	128	3.30	38	0.065
2	35.8	0.0	61.1	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	106	4.29	40	0.000
3	6.4	0.0	24.6	125.0	21.6	16.6	9.63	4.52	42	1.93	40	0.000
4	-2.1	0.0	0.0	125.0	16.4	11.3	5.48	4.52	38	1.62	40	0.000
12	9.8	11.8	13.9	113.6	41.6	34.8	4.02	3.14	64	1.53	38	0.000

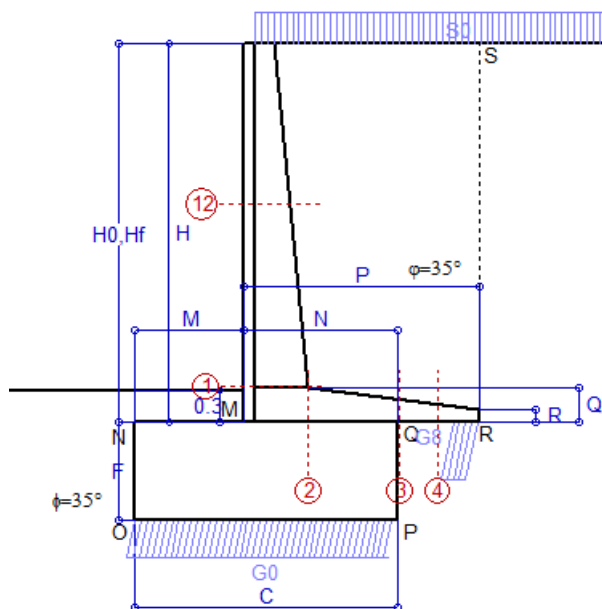
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
29.88	61.75	0.00	0.00
14.23	37.70	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	38.69
0.00	0.00	150.44	320.12
3.77	0.78	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ = 47.87	M₉ = 100.23	P₉ = 228.41	M₈ = 423.61

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = \dots = 4.226$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = \dots = 3.340$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 30.01$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 198.40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.083$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.77

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	48.1	28.9	36.9	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	111	2.89	38	0.000
2	31.3	0.0	53.4	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	93	3.75	40	0.000
3	3.5	0.0	18.9	125.0	21.6	16.6	9.63	4.52	23	1.07	40	0.000
4	-2.8	0.0	0.0	125.0	16.9	11.8	5.67	4.52	49	2.02	40	0.000
12	8.1	10.9	11.8	113.6	41.6	34.8	4.02	3.14	53	1.28	38	0.000

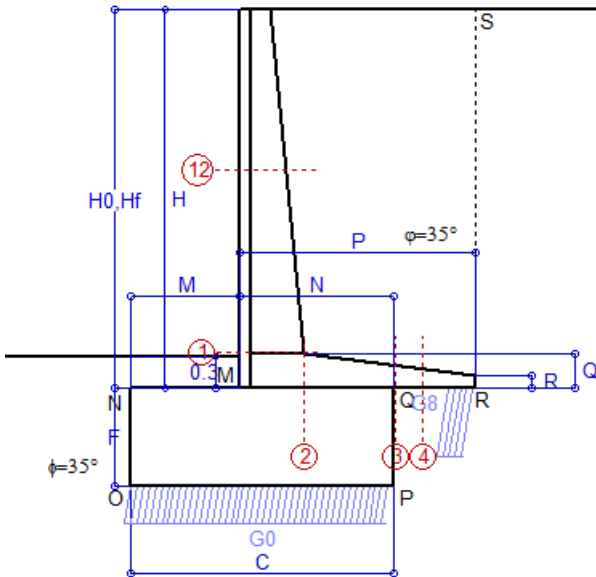
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
29.88	61.75	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	38.69
0.00	0.00	118.19	253.20
3.45	0.74	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 33.33$	$M_9 = 62.49$	$P_9 = 196.16$	$M_8 = 356.69$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 5.708$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.120$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 30.90$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.25$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 165.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.069$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

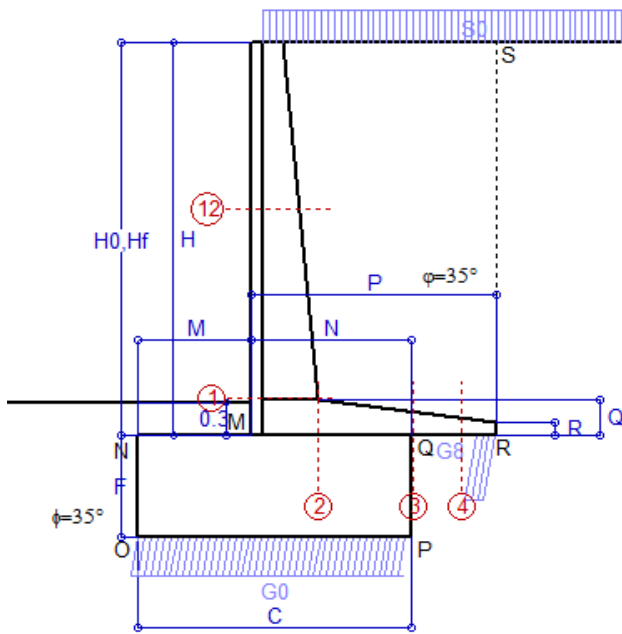
Freccia in cima al pannello mm 0.91

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	27.2	23.3	24.0	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	60	1.67	38	0.000
2	17.7	0.0	36.0	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	52	2.12	40	0.000
3	-1.9	0.0	7.7	125.0	21.6	16.5	9.63	4.52	25	0.85	40	0.000
4	-4.6	0.0	0.0	125.0	18.2	13.1	6.10	4.52	75	2.90	40	0.000
12	3.2	8.2	5.6	113.6	41.6	34.8	4.02	3.14	18	0.53	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 3.50$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 2.15$ m
 $Q = 0.32$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u35NM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 3.50$ m
 $H = 3.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mu $i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	38.0	78.5	2.7	8.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.8	12.8	0.3	1.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	1.0	23.8	38.2
Peso terra e sovraccarico x 1	2.8	8.0	125.1	267.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.8	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 54.3	M_g = 102.3	P_g = 205.3	M_g = 379.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 22.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 182.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.076$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 9.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 18.6 \times 0.5 = 124.3 > E_d = S_9 = 54.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 7.4) = 379 > E_d = 1.0 * M_9 = 102.3$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 164 > E_d = 58.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 88$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 42$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.06

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

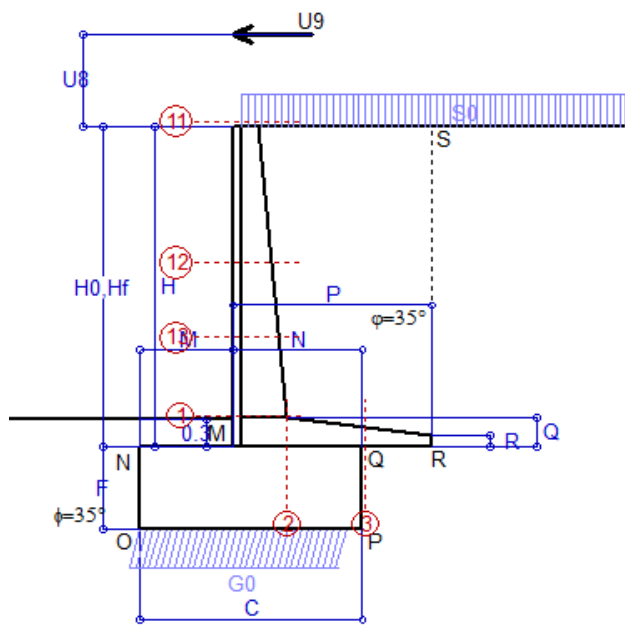
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	49.0	49.0	26.1	31.7	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.01	8.04	3.14	6.01	162.4	125.9
2	31.9	31.9	0.0	38.2	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	7.30	133.1	161.5
3	7.0	7.0	0.0	18.9	21.6	16.6	125.0	125.0	-	3.61	9.63	4.52	5.02	61.0	112.5
4	-1.8	-1.8	0.0	2.3	15.9	10.8	125.0	125.0	-	2.72	5.32	4.52	0.00	-25.2	66.7
12	7.2	8.6	9.2	9.7	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	2.58	4.02	3.14	3.96	56.3	57.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\text{teta}) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	29.9	61.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	19.0	50.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	24.0	38.7
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	161.2	342.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	61.7	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.9	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 64.1	M_g = 174.5	P_g = 239.2	M_g = 445.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 239.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.27$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.105$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 167.4 > E_d = 1 * S_9 = 64.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 401 > E_d = 1.1 * M_9 = 192$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 131$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 55$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

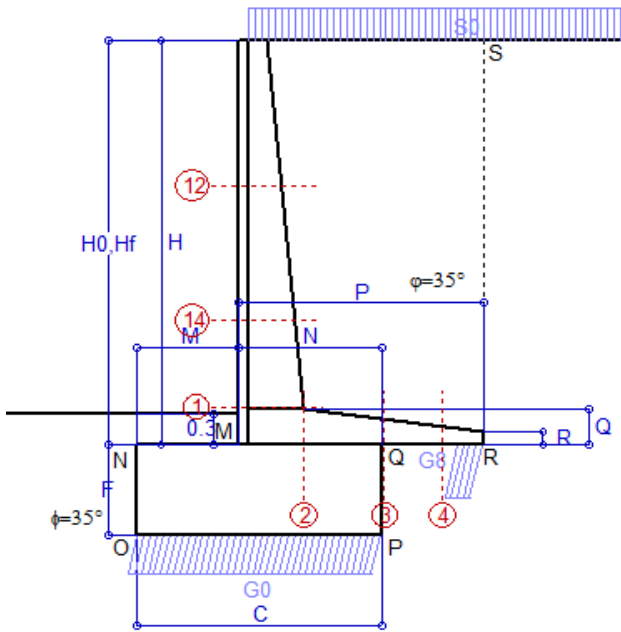
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 6.28

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	113.2	113.2	30.8	33.8	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.04	8.04	3.14	6.01	163.1	126.5	
2	73.6	73.6	0.0	88.2	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	7.30	133.1	161.5	
3	28.8	28.8	0.0	35.4	21.6	16.6	125.0	125.0	-	3.61	9.63	4.52	5.02	61.0	112.5	
11	13.5	14.4	-0.2	6.8	26.3	18.8	111.9	11.9	73°, 1.0	1.86	2.01	3.14	3.96	19.5	32.7	
12	45.2	48.4	11.8	15.1	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	2.59	4.02	3.14	3.96	56.5	56.5	
13	74.5	80.1	20.7	23.2	49.9	42.4	114.5	14.5	73°, 1.0	3.27	6.03	3.14	3.96	101.0	67.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	50.7	113.3	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32.5	94.3	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	62.9		
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	269.8	607.3		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.0	0.7	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2		
TOTALI (GEO e STR)	$S_g = 86.2$	$M_g = 208.3$	$P_g = 377.3$	$M_g = 754.5$		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 50.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.27$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 327.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.136$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 264.1 > E_d = 1 * S_9 = 86.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 679 > E_d = 1.1 * M_9 = 229.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 174$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 83$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	109.1	109.1	50.8	52.5	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.68	10.05	3.14	5.68	221.5	123.3	
2	70.9	70.9	0.0	79.1	35.0	29.8	125.0	125.0	-	5.21	16.21	4.52	8.03	176.4	179.8	
3	21.4	21.4	0.0	43.0	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	5.33	92.6	139.4	
4	-4.4	-4.4	0.0	5.2	17.3	12.2	125.0	125.0	-	2.92	5.81	4.52	0.00	-28.2	75.6	
12	13.0	15.2	15.4	15.4	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.59	4.02	3.14	3.96	55.8	53.9	
14	59.4	66.9	35.9	36.1	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.85	8.04	3.14	3.96	144.9	68.5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

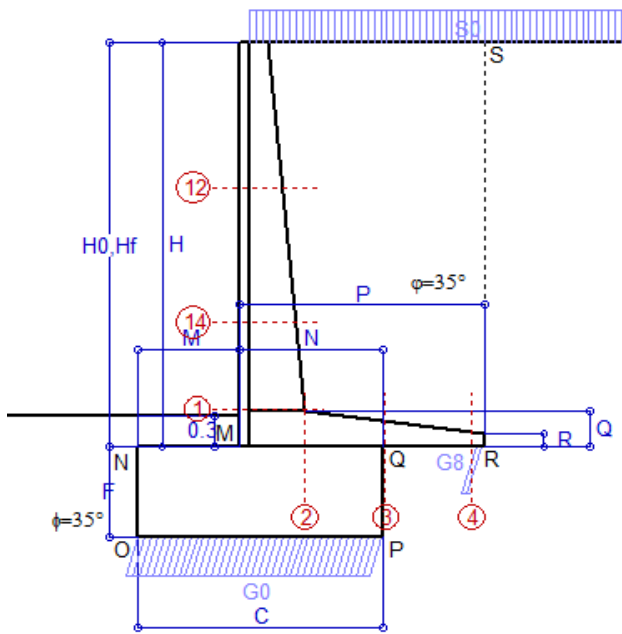
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	49.5	110.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	35.7	103.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	28.7	48.4
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	214.6	482.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.2	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	$S_g = 89.4$	$M_g = 214.9$	$P_g = 297.2$	$M_g = 595.8$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	100.2	242.0	313.8	640.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 12.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.09$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 284.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.118$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.7^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \text{equ} * R_0 = 175.7 > E_d = S_9 \text{equ} = 100.2$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (M_8 \text{equ}) = 640 > E_d = M_9 \text{equ} = 242$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 316.6 > E_d = 155.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 145$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 86$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	113.4	113.4	41.7	54.4	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.63	10.05	3.14	5.68	220.0	123.0	
2	73.7	73.7	0.0	82.3	35.0	29.8	125.0	125.0	-	5.21	16.21	4.52	8.03	176.4	179.8	
3	43.4	43.4	0.0	47.0	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	5.33	92.6	139.4	
4	-0.4	-0.4	0.0	0.6	13.8	8.7	125.0	125.0	-	2.50	4.61	4.52	0.00	-20.6	56.7	
12	13.8	16.1	12.7	16.4	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.58	4.02	3.14	3.96	55.6	53.7	
14	62.2	70.0	29.5	37.6	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.82	8.04	3.14	3.96	144.1	68.1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

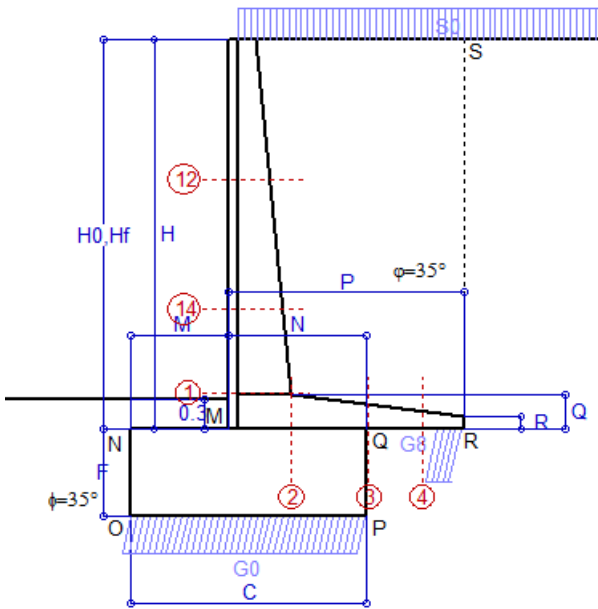
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
21.68	62.87	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	48.39
0.00	0.00	200.16	450.92
2.29	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 62.99$	$M_9 = 150.59$	$P_9 = 282.83$	$M_8 = 564.11$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.746$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.143$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 39.83$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.28$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 243.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.101$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.74

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	78.6	37.8	51.7	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	135	3.73	38	0.078
2	51.1	0.0	81.0	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	114	4.82	40	0.000
3	13.6	0.0	40.5	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	58	2.72	40	0.000
4	-4.0	0.0	0.0	125.0	17.7	12.6	5.93	4.52	67	2.65	40	0.000
12	9.0	11.3	13.3	114.0	41.0	34.1	4.02	3.14	61	1.46	38	0.000
14	42.4	26.6	34.9	115.8	54.3	45.6	8.04	3.14	111	3.06	38	0.000

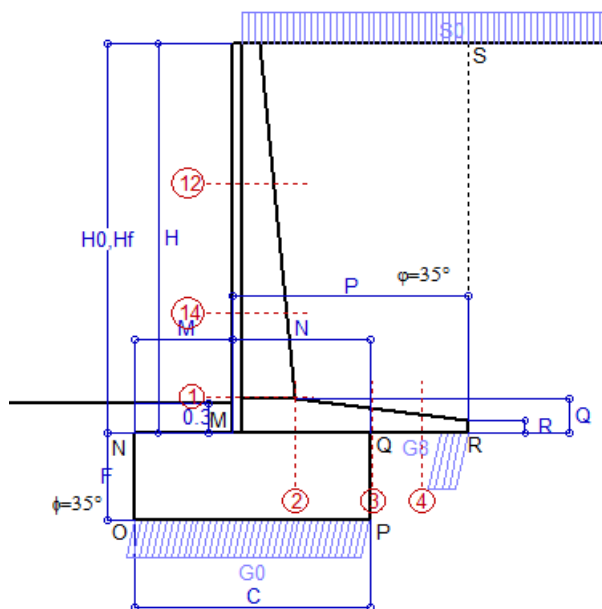
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
16.26	47.15	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	48.39
0.00	0.00	188.16	424.52
2.27	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 57.55$	$M_9 = 134.87$	$P_9 = 270.83$	$M_8 = 537.71$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.987$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.294$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 41.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.29$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 229.06$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.095$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	69.3	35.6	46.8	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	119	3.30	38	0.058
2	45.1	0.0	71.4	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	100	4.25	40	0.000
3	9.1	0.0	33.5	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	39	1.81	40	0.000
4	-5.0	0.0	0.0	125.0	18.3	13.2	6.13	4.52	81	3.11	40	0.000
12	7.5	10.4	11.3	114.0	41.0	34.1	4.02	3.14	50	1.22	38	0.000
14	36.8	24.9	31.0	115.8	54.3	45.6	8.04	3.14	96	2.66	38	0.000

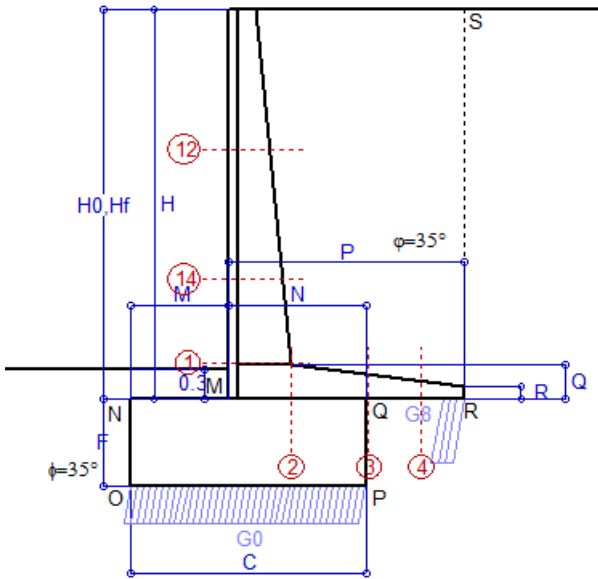
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
0.00	0.00	28.67	48.39
0.00	0.00	152.16	345.32
2.20	0.56	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 41.23$	$M_9 = 87.71$	$P_9 = 234.83$	$M_8 = 458.51$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 5.227$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.987$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 32.55$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.23$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 202.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.084$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

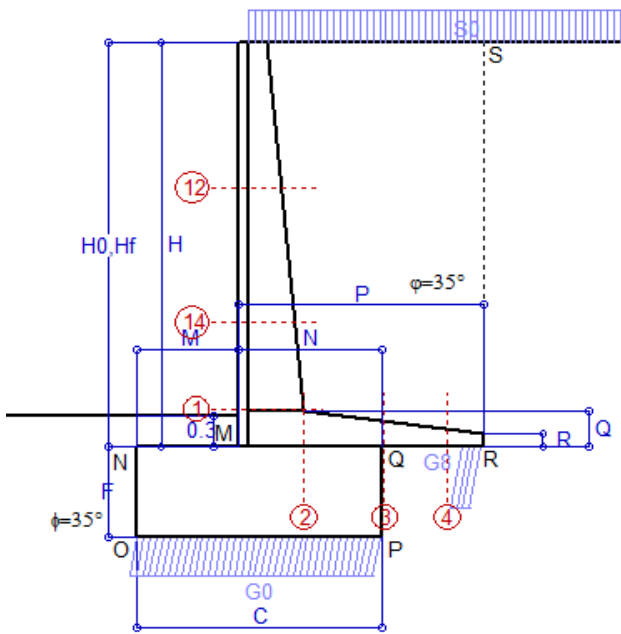
Freccia in cima al pannello mm 1.28

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	41.6	29.2	31.8	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	69	2.01	38	0.000
2	27.0	0.0	42.8	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	60	2.55	40	0.000
3	9.1	0.0	31.5	125.0	25.0	20.0	12.63	4.52	39	1.81	40	0.000
4	-4.5	0.0	0.0	125.0	17.8	12.7	5.97	4.52	75	2.95	40	0.000
12	2.9	7.8	5.2	114.0	41.0	34.1	4.02	3.14	17	0.49	38	0.000
14	19.9	19.9	19.4	115.8	54.3	45.6	8.04	3.14	49	1.47	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 4.00$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.35$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u40NM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 4.00$ m
 $H = 4.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mu $i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 4.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	49.6	110.8	3.5	11.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.5	16.0	0.4	1.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.7	1.3	28.5	47.8
Peso terra e sovraccarico x 1	3.6	11.2	159.7	362.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.5	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 65.2	M_g = 140.8	P_g = 245.4	M_g = 487.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 30.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.21$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 214.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.089$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 18.6 \times 0.5 = 146.7 > E_d = S_9 = 65.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 7.4) = 487 > E_d = 1.0 * M_9 = 140.8$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 231 > E_d = 85.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 108$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 53$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

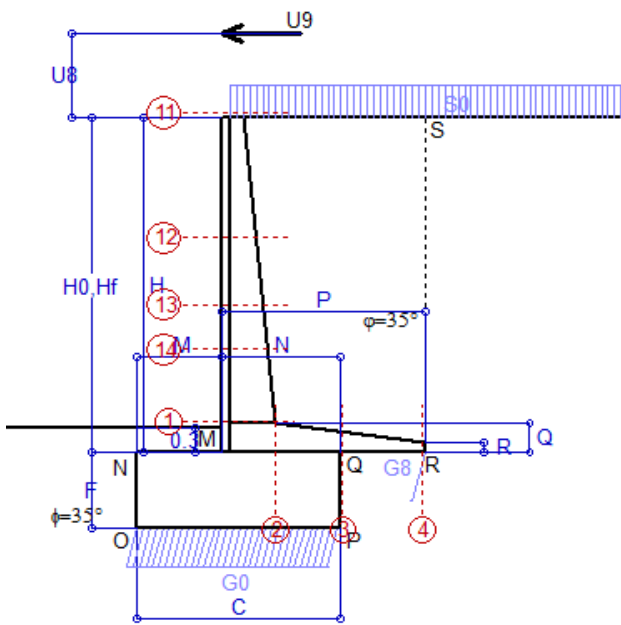
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 2.83

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	73.2	73.2	32.6	40.6	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.58	10.05	3.14	5.68	218.6	126.3
2	47.6	47.6	0.0	53.1	35.0	29.8	125.0	125.0	-	5.21	16.21	4.52	8.03	176.4	179.8
3	16.8	16.8	0.0	31.0	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	5.33	92.6	139.4
4	-2.9	-2.9	0.0	3.6	16.8	11.7	125.0	125.0	-	2.84	5.63	4.52	0.00	-27.1	72.3
12	6.8	8.1	8.8	9.3	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.56	4.02	3.14	3.96	55.2	55.9
14	37.3	42.6	22.3	26.3	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.78	8.04	3.14	3.96	143.1	71.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	39.0	87.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	21.7	62.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	28.7	48.4
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	200.2	450.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	67.4	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 74.4	M₉ = 218.0	P₉ = 282.8	M₈ = 564.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 3.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.02$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 279.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.116$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 198.0 > Ed = 1 * S_9 = 74.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 508 > Ed = 1.1 * M_9 = 239.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 147$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 78$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 7.40

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	143.3	143.3	37.8	40.6	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.61	10.05	3.14	5.68	219.4	127.4
2	93.1	93.1	0.0	103.9	35.0	29.8	125.0	125.0	-	5.21	16.21	4.52	8.03	176.4	179.8
3	52.3	52.3	0.0	48.9	25.0	20.0	125.0	125.0	-	4.17	12.63	4.52	5.33	92.6	139.4
4	0.0	0.0	0.0	0.1	12.5	7.4	125.0	125.0	-	2.39	4.18	4.52	0.00	-17.9	51.0
11	13.5	14.4	-0.2	6.7	26.1	18.6	111.9	11.9	73°, 1.0	1.86	2.01	3.14	3.96	19.4	32.3
12	43.8	46.9	11.3	14.6	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.57	4.02	3.14	3.96	55.4	55.5
13	71.2	76.6	19.8	22.2	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.23	6.03	3.14	3.96	98.6	65.8
14	96.1	103.5	26.6	28.2	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.80	8.04	3.14	3.96	143.7	71.3

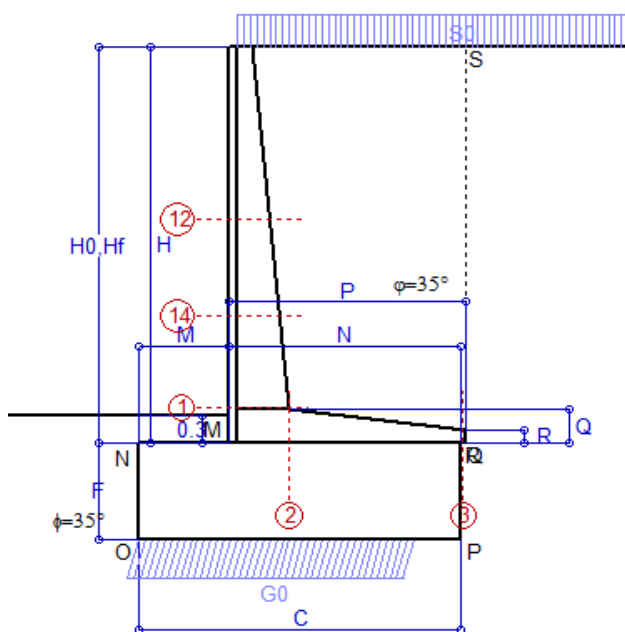
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	64.2	166.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	36.6	122.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	44.7	79.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	326.4	776.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	41.0	20.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 141.8	M₉ = 310.1	P₉ = 499.8	M₈ = 1,087.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 499.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.11$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.161$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 349.8 > E_d = 1 * S_9 = 141.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 979 > E_d = 1.1 * M_9 = 341.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 253$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 118$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	148.8	148.8	60.9	63.2	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.31	12.19	3.14	7.68	289.9	184.6	
2	96.7	96.7	0.0	133.5	38.0	33.0	125.0	125.0	-	5.91	19.16	5.34	8.61	229.8	198.9	
3	0.2	0.2	0.0	-0.3	15.6	10.4	125.0	125.0	-	2.70	4.50	5.34	6.17	25.1	-64.5	
12	26.2	30.0	22.6	22.8	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	2.98	5.09	3.14	3.96	79.8	60.6	
14	75.3	84.5	41.1	41.4	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.27	9.64	3.14	3.96	182.9	71.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

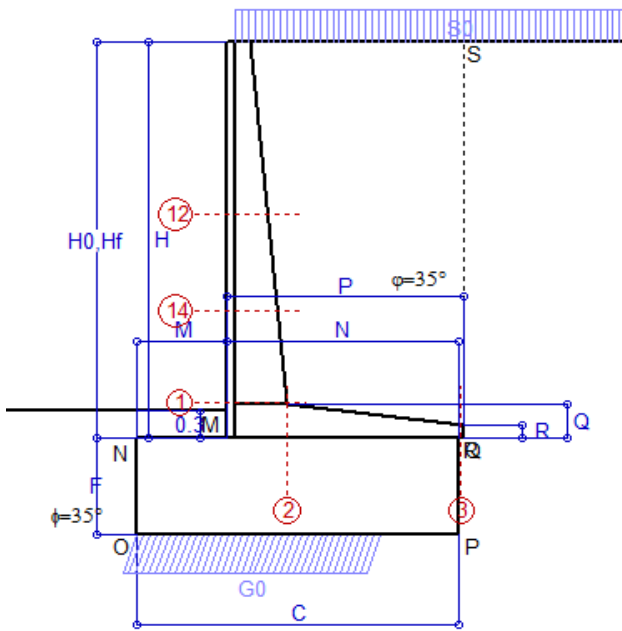
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	62.6	162.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	40.2	134.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	34.4	61.1
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	258.8	615.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	40.3	20.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 143.0$	$M_9 = 317.8$	$P_9 = 392.2$	$M_8 = 854.6$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	159.5	356.8	408.4	900.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 392.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.74$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.143$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 20.0^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 \text{equ} * R_0 = 228.7 > E_d = S_9 \text{equ} = 159.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_8 \text{equ}) = 901 > E_d = M_9 \text{equ} = 356.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 421.1 > E_d = 230.1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 217$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 76$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Freccia in cima al pannello mm 9.35

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	154.1	154.1	49.9	65.2	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.25	12.19	3.14	7.68	288.0	184.2
2	100.2	100.2	0.0	113.9	38.0	33.0	125.0	125.0	-	5.91	19.16	5.34	8.61	229.8	198.9
3	0.2	0.2	0.0	-0.2	15.6	10.4	125.0	125.0	-	2.70	4.50	5.34	6.17	25.1	-64.5
12	27.6	31.7	18.7	24.0	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	2.96	5.09	3.14	3.96	79.4	60.3
14	78.7	88.2	33.8	43.1	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.24	9.64	3.14	3.96	181.9	71.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

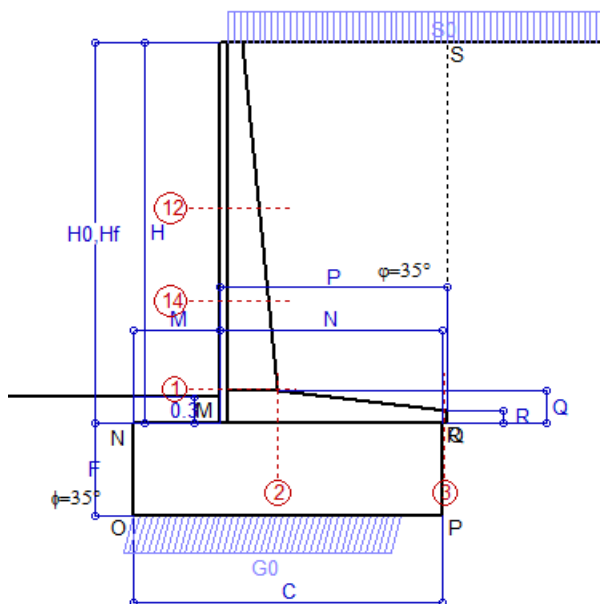
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
49.39	128.41	0.00	0.00
24.39	81.70	0.00	0.00
0.00	0.00	34.37	61.07
0.00	0.00	242.90	578.32
31.54	15.87	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 105.32$	$M_9 = 225.99$	$P_9 = 376.27$	$M_8 = 817.58$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.618$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.501$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 376.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.14$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.120$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.97

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	107.7	45.3	63.4	117.5	67.6	60.3	12.19	3.14	142	4.11	38	0.092
2	70.0	0.0	125.6	125.0	38.0	33.0	19.16	5.34	119	5.22	41	0.000
3	0.2	0.0	0.0	125.0	15.6	10.4	4.50	5.34	3	0.14	41	0.000
12	18.5	16.7	20.6	114.8	46.0	39.1	5.09	3.14	87	2.13	38	0.000
14	54.0	30.5	40.7	116.4	56.9	48.2	9.64	3.14	112	3.27	38	0.055

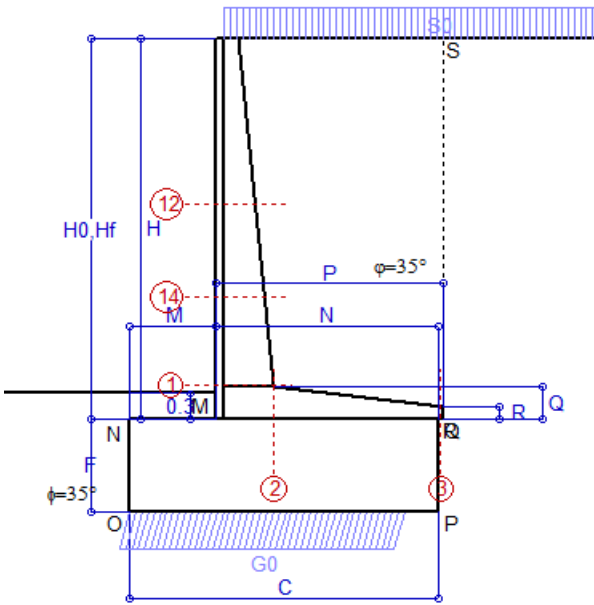
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
49.39	128.41	0.00	0.00
18.29	61.28	0.00	0.00
0.00	0.00	34.37	61.07
0.00	0.00	229.65	547.51
30.14	15.15	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 97.82$	$M_9 = 204.83$	$P_9 = 363.02$	$M_8 = 786.78$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.841$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.598$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 363.02$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.21$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.113$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.26

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	95.8	42.9	57.7	117.5	67.6	60.3	12.19	3.14	126	3.67	38	0.073
2	62.3	0.0	116.8	125.0	38.0	33.0	19.16	5.34	106	4.65	41	0.000
3	0.2	0.0	0.0	125.0	15.6	10.4	4.50	5.34	3	0.13	41	0.000
12	15.6	15.5	17.9	114.8	46.0	39.1	5.09	3.14	73	1.81	38	0.000
14	47.1	28.6	36.4	116.4	56.9	48.2	9.64	3.14	97	2.86	38	0.000

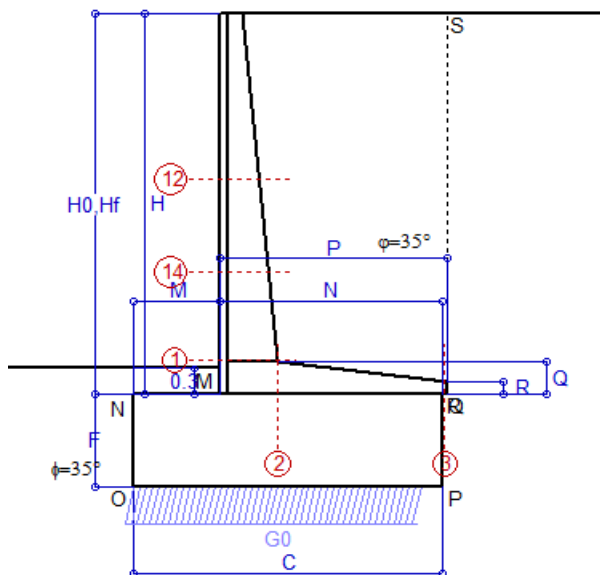
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
49.39	128.41	0.00	0.00
0.00	0.00	34.37	61.07
0.00	0.00	189.90	455.09
25.93	12.97	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 75.32$	$M_9 = 141.38$	$P_9 = 323.27$	$M_8 = 694.36$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.911$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.004$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 323.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.42$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.094$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.13

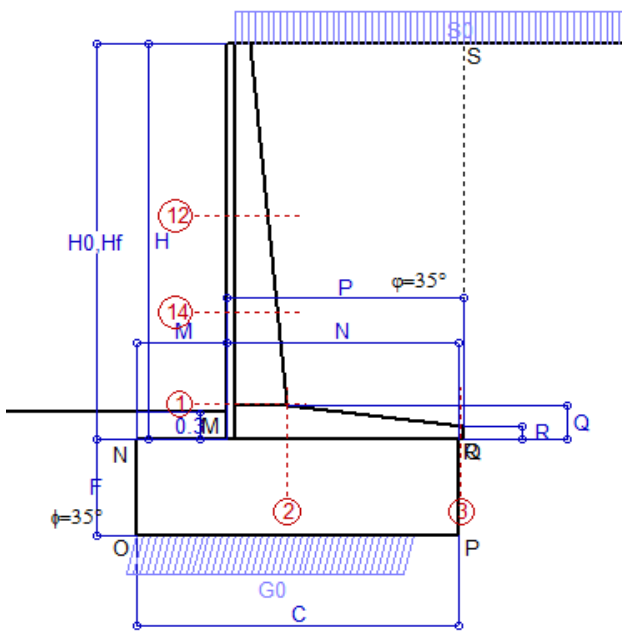
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	60.2	35.6	40.8	117.5	67.6	60.3	12.19	3.14	77	2.33	38	0.000
2	39.1	0.0	90.6	125.0	38.0	33.0	19.16	5.34	67	2.92	41	0.000
3	0.1	0.0	0.0	125.0	15.6	10.4	4.50	5.34	2	0.11	41	0.000
12	7.1	12.0	9.7	114.8	46.0	39.1	5.09	3.14	31	0.85	38	0.000
14	26.6	23.1	23.5	116.4	56.9	48.2	9.64	3.14	53	1.64	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 4.50$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 2.65$ m
 $Q = 0.38$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u45NM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 4.50$ m
 $H = 4.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $\alpha = \arctan(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 $R_0 = 0.560$
 $a_{max}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 4.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	ORIZZONTALI	VERTICALI	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	62.8	163.3	4.4	16.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.2	20.8	0.4	1.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.8	34.1	60.3
Peso terra e sovraccarico x 1	4.6	16.1	197.9	473.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	34.7	17.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 111.5	M_g = 220.9	P_g = 334.7	M_g = 728.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 334.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.108$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 200.1 > E_d = S_9 = 111.5$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 728 > E_d = 1.0 * M_9 = 220.9$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 315 > E_d = 120.1$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 162$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 75$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 6.09

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	104.1	104.1	39.7	50.6	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.20	12.19	3.14	7.68	286.2	187.8
2	67.6	67.6	0.0	90.1	38.0	33.0	125.0	125.0	-	5.91	19.16	5.34	8.61	229.8	198.9
3	0.1	0.1	0.0	-0.2	15.6	10.4	125.0	125.0	-	2.70	4.50	5.34	6.17	25.1	-64.5
12	15.2	17.7	13.5	15.3	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	2.93	5.09	3.14	3.96	78.9	62.9
14	49.2	55.9	25.8	31.2	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.20	9.64	3.14	3.96	180.8	74.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

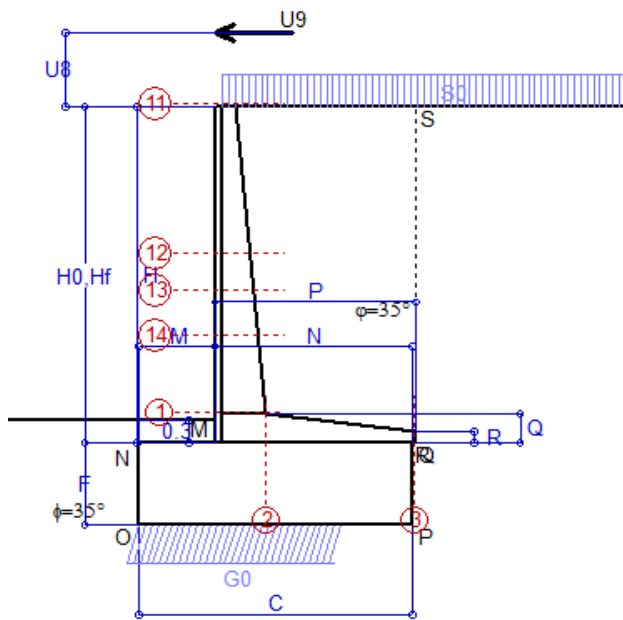
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	49.4	128.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	24.4	81.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	34.4	61.1
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	242.9	578.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	75.5	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	31.5	15.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 116.8	M₉ = 301.4	P₉ = 376.3	M₈ = 817.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 376.3$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.74$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.137$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 263.4 > E_d = 1 * S_9 = 116.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 736 > E_d = 1.1 * M_9 = 331.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 212$ KN Lato monte (punto Q) $G_7 = 65$ KN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

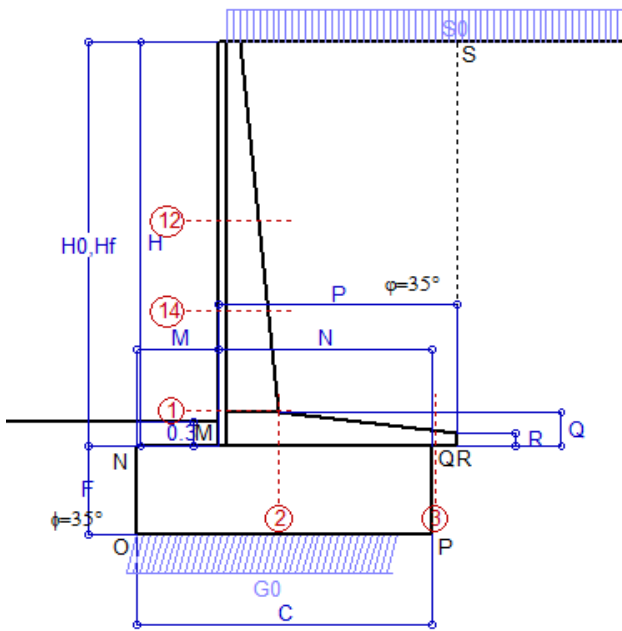
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 12.58

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	178.9	178.9	45.3	48.3	67.6	60.3	117.5	17.5	73°, 1.0	5.23	12.19	3.14	7.68	287.2	189.4	
2	116.3	116.3	0.0	127.8	38.0	33.0	125.0	125.0	-	5.91	19.16	5.34	8.61	229.8	198.9	
3	0.2	0.2	0.0	-0.2	15.6	10.4	125.0	125.0	-	2.70	4.50	5.34	6.17	25.1	-64.5	
11	13.5	14.4	-0.2	6.6	25.9	18.4	111.9	11.9	73°, 1.0	1.95	2.54	3.14	3.96	22.8	32.0	
12	60.6	65.1	16.7	19.4	46.0	39.1	114.8	14.8	73°, 1.0	2.95	5.09	3.14	3.96	79.2	62.7	
13	81.0	87.2	22.6	24.7	51.0	43.5	115.6	15.6	73°, 1.0	3.52	7.10	3.14	3.96	121.1	68.6	
14	111.7	120.4	30.5	31.9	56.9	48.2	116.4	16.4	73°, 1.0	4.22	9.64	3.14	3.96	181.4	74.8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79.3	219.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40.6	146.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	95.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	389.1	975.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	32.7	11.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 152.6	M₉ = 377.4	P₉ = 569.5	M₈ = 1,302.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 569.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.25$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.175$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 398.6 > E_d = 1 * S_9 = 152.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 1173 > E_d = 1.1 * M_9 = 415.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 288$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 153$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

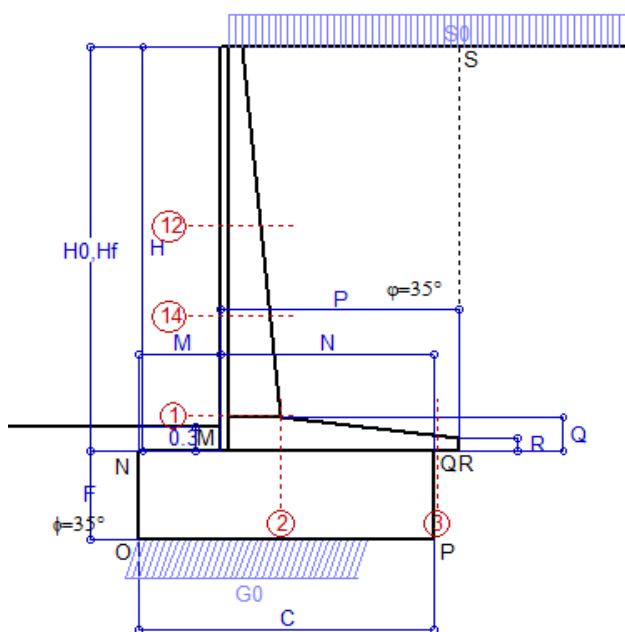
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	196.7	196.7	71.7	74.8	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.96	14.51	3.14	7.32	370.8	186.6
2	127.8	127.8	0.0	143.4	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	8.2	8.2	0.0	22.3	18.6	13.3	125.0	125.0	-	3.41	7.03	5.34	6.63	40.9	87.5
12	35.2	40.1	26.7	26.9	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.32	6.28	3.14	3.96	103.7	63.8
14	93.7	104.7	46.5	47.0	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.72	11.37	3.14	3.96	226.6	74.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5.00$ m	$K_1 = 0.343$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	77.3	213.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	44.6	160.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	73.8
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	307.8	771.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	33.9	13.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 155.8$	$M_9 = 387.5$	$P_9 = 446.5$	$M_8 = 1,023.0$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	173.8	434.9	467.5	1,084.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 446.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.157$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 19.2^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 \text{equ} \cdot R_0 = 261.8 > E_d = S_9 \text{equ} = 173.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_8 \text{equ}) = 1085 > E_d = M_9 \text{equ} = 434.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 546.1 > E_d = 284.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 249$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 99$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm 10.92

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	203.1	203.1	58.8	76.9	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.90	14.51	3.14	7.32	368.3	186.2
2	132.0	132.0	0.0	135.5	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	6.3	6.3	0.0	17.2	18.6	13.3	125.0	125.0	-	3.41	7.03	5.34	6.63	40.9	87.5
12	37.1	42.2	22.0	28.3	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.30	6.28	3.14	3.96	103.2	63.5
14	97.6	109.0	38.2	48.8	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	3.14	3.96	225.4	74.4

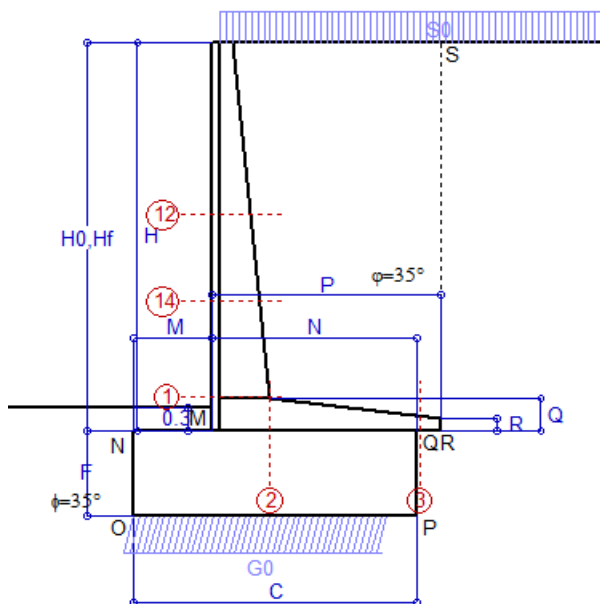
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	168.69	0.00	0.00
27.10	97.56	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	73.75
0.00	0.00	290.36	728.45
25.13	9.08	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 113.20$	$M_9 = 275.33$	$P_9 = 429.14$	$M_8 = 980.40$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.561$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.654$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 429.14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.29$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.131$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.93

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	142.9	53.5	76.1	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	148	4.47	38	0.103
2	92.9	0.0	139.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	130	5.83	41	0.000
3	6.2	0.0	22.9	125.0	18.6	13.3	7.03	5.34	67	3.06	41	0.000
12	24.9	19.7	24.9	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	91	2.35	38	0.000
14	67.4	34.6	46.9	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	113	3.47	38	0.064

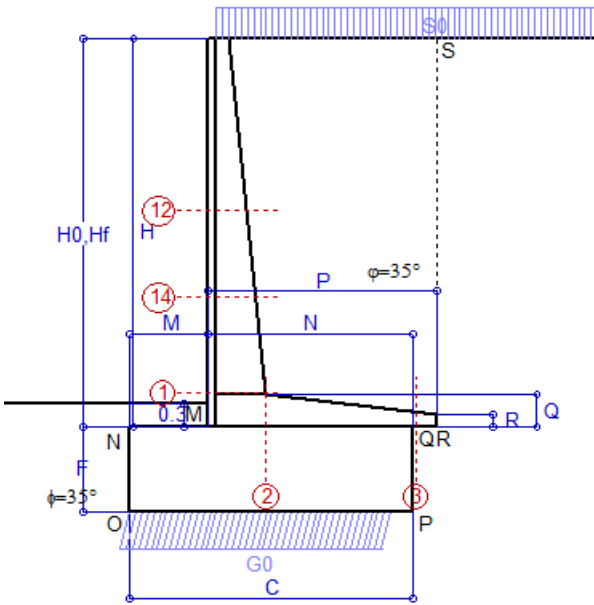
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	168.69	0.00	0.00
20.32	73.17	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	73.75
0.00	0.00	275.86	692.92
24.17	8.74	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 105.47$	$M_9 = 250.59$	$P_9 = 414.64$	$M_8 = 944.88$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.771$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.752$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 414.64$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.35$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.124$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.14

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	128.1	50.8	69.8	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	132	4.02	38	0.086
2	83.3	0.0	130.1	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	117	5.23	41	0.000
3	5.9	0.0	21.9	125.0	18.6	13.3	7.03	5.34	64	2.94	41	0.000
12	21.3	18.4	21.8	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	77	2.02	38	0.000
14	59.2	32.5	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	99	3.05	38	0.000

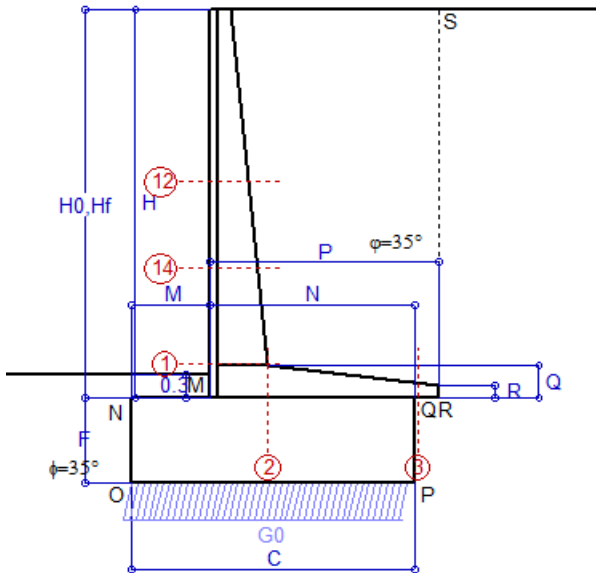
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	168.69	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	73.75
0.00	0.00	232.36	586.35
21.30	7.70	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 82.27$	$M_9 = 176.39$	$P_9 = 371.14$	$M_8 = 838.30$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.753$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.158$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 371.14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.57$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.104$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

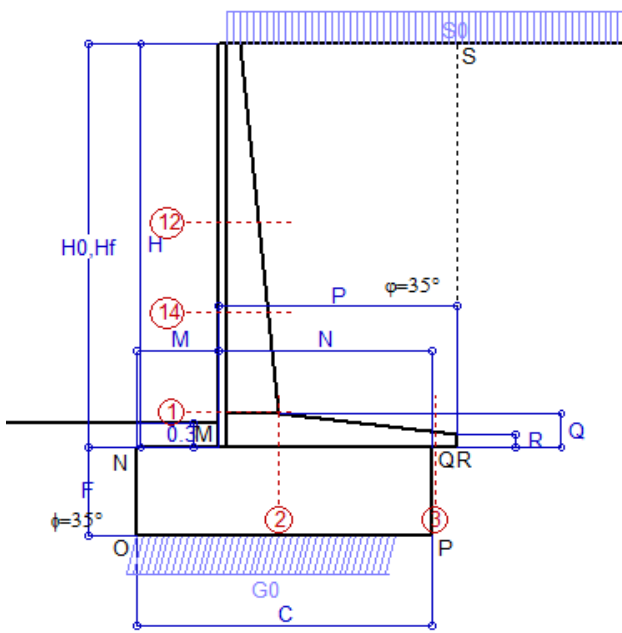
Freccia in cima al pannello mm 3.78

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	83.8	42.7	50.9	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	84	2.66	38	0.000
2	54.4	0.0	101.1	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	76	3.42	41	0.000
3	5.1	0.0	19.1	125.0	18.6	13.3	7.03	5.34	56	2.55	41	0.000
12	10.4	14.3	12.5	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	35	1.01	38	0.000
14	34.6	26.5	28.1	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	56	1.82	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 5.00$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 2.90$ m
 $Q = 0.41$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u50NM
 Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 5.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $i_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	77.5	214.5	5.5	21.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.9	24.8	0.5	1.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.0	2.1	39.5	72.9
Peso terra e sovraccarico x 1	5.6	21.2	240.8	607.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	30.4	11.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 123.8	M₉ = 275.9	P₉ = 384.1	M₈ = 879.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 384.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.120$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 227.8 > E_d = S_9 = 123.8$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 879 > E_d = 1.0 * M_9 = 275.9$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 417 > E_d = 162.6$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 188$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 98$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 7.38

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Ed} u (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	142.6	142.6	47.5	61.6	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.85	14.51	3.14	7.32	366.1	189.9
2	92.7	92.7	0.0	99.3	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	5.9	5.9	0.0	16.1	18.6	13.3	125.0	125.0	-	3.41	7.03	5.34	6.63	40.9	87.5
12	21.5	24.8	16.1	18.9	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.26	6.28	3.14	3.96	102.5	66.1
14	63.4	71.7	29.6	36.5	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.64	11.37	3.14	3.96	224.1	77.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

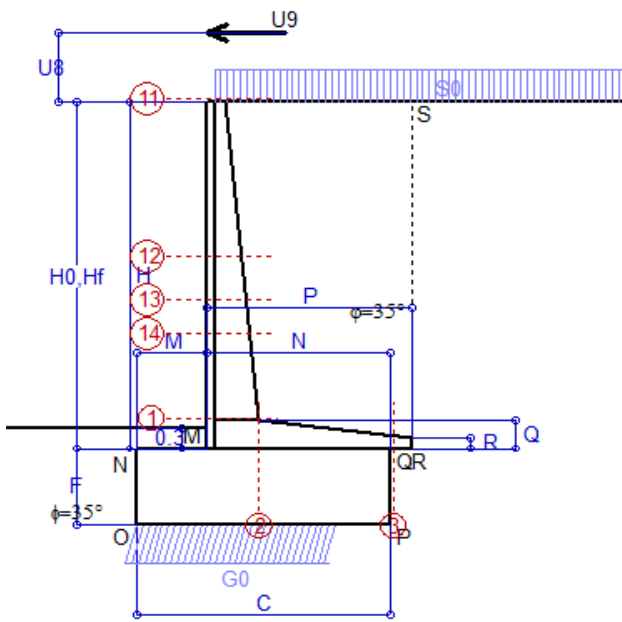
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 5.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	61.0	168.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.1	97.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	73.8
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	290.4	728.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	81.2	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	25.1	9.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 124.6	M₉ = 356.5	P₉ = 429.1	M₈ = 980.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 429.1$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.91$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.148$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 300.4 > E_d = 1 * S_9 = 124.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 882 > E_d = 1.1 * M_9 = 392.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 240$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 90$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

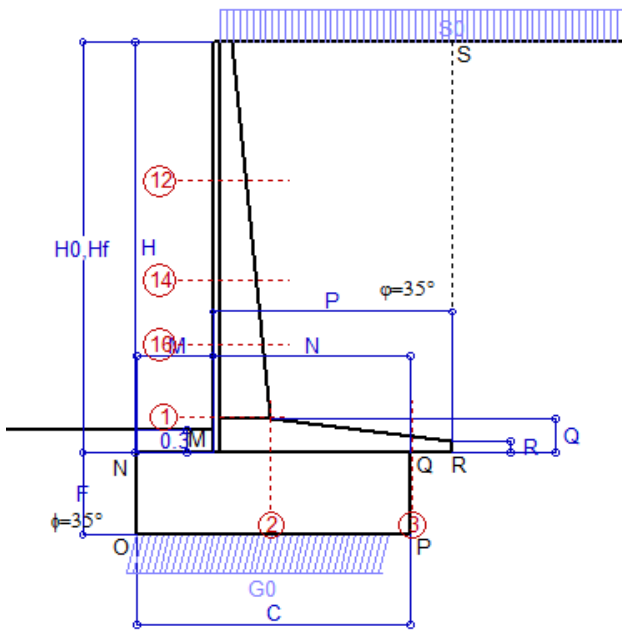
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 13.79

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	220.6	220.6	53.5	56.8	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.87	14.51	3.14	7.32	367.3	192.2	
2	143.4	143.4	0.0	147.2	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1	
3	6.2	6.2	0.0	16.8	18.6	13.3	125.0	125.0	-	3.41	7.03	5.34	6.63	40.9	87.5	
11	13.5	14.4	-0.2	6.5	25.7	18.2	111.9	11.9	73°, 1.0	2.04	3.14	3.14	3.96	26.5	31.6	
12	70.9	76.2	19.7	22.2	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.28	6.28	3.14	3.96	102.9	66.1	
13	100.3	108.2	27.6	29.6	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.01	8.83	3.14	3.96	162.6	73.6	
14	129.0	139.3	34.6	35.9	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	3.14	3.96	224.8	78.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	95.9	281.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	44.7	172.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	59.2	114.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	457.3	1,204.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	21.1	5.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 161.7	M₉ = 459.0	P₉ = 645.2	M₈ = 1,551.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 645.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.39$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.191$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = G_0 * R_0 = 451.6 > Ed = 1 * S_9 = 161.7$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 1396 > Ed = 1.1 * M_9 = 504.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 323$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 194$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 11.86

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	252.6	252.6	83.0	86.8	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.69	17.34	3.83	6.98	468.3	185.5	
2	164.2	164.2	0.0	158.3	44.5	39.1	125.0	125.0	-	7.15	24.44	6.16	10.22	345.9	233.0	
3	29.7	29.7	0.0	51.1	21.8	16.5	125.0	125.0	-	3.99	10.67	6.16	7.01	67.1	115.7	
12	23.4	26.9	21.2	21.3	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	2.99	5.09	3.83	3.96	77.5	58.9	
14	84.2	94.2	43.7	44.1	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.55	10.78	3.83	3.96	208.1	72.8	
16	152.2	169.4	61.5	63.0	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.80	15.33	3.83	5.07	348.3	111.6	

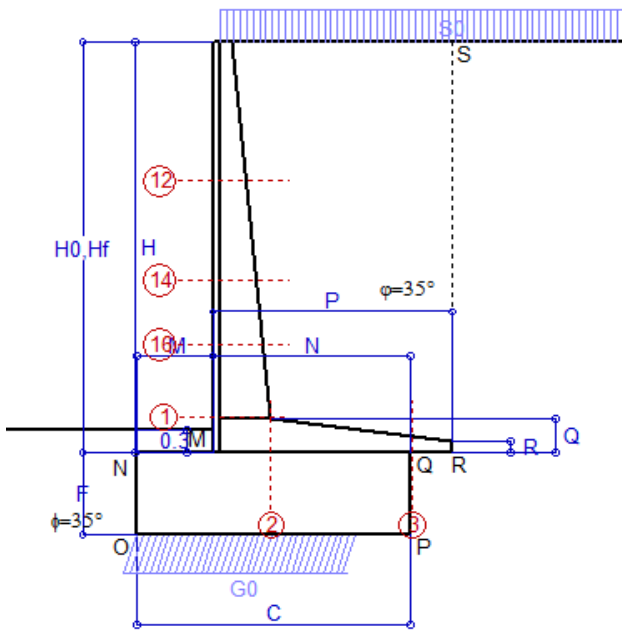
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	93.5	274.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	49.1	189.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	45.5	88.3
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	361.0	950.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	24.8	7.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 167.4$	$M_9 = 470.4$	$P_9 = 505.5$	$M_8 = 1,216.8$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	186.8	527.7	531.6	1,296.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 505.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.95$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.171$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.3^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 297.7 > Ed = S_9 \text{equ} = 186.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_8 \text{equ}) = 1297 > Ed = M_9 \text{equ} = 527.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 693.7 > Ed = 352.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 281$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 125$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 12.52

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	260.1	260.1	67.9	89.0	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.62	17.34	3.83	6.98	465.2	185.2
2	169.1	169.1	0.0	163.0	44.5	39.1	125.0	125.0	-	7.15	24.44	6.16	10.22	345.9	233.0
3	22.8	22.8	0.0	39.2	21.8	16.5	125.0	125.0	-	3.99	10.67	6.16	7.01	67.1	115.7
12	24.7	28.4	17.5	22.5	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	2.97	5.09	3.83	3.96	77.1	58.6
14	87.8	98.2	35.9	45.8	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.52	10.78	3.83	3.96	207.0	72.5
16	157.6	175.4	50.5	65.0	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.75	15.33	3.83	5.07	346.4	111.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

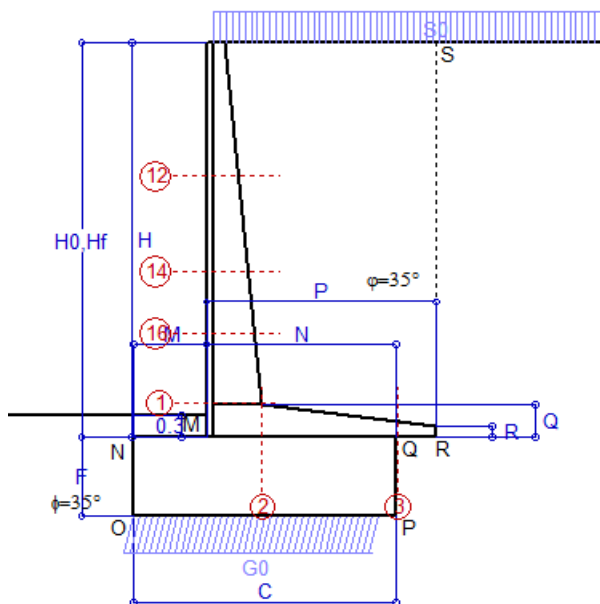
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
73.78	216.41	0.00	0.00
29.81	114.76	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	88.26
0.00	0.00	342.08	901.69
16.20	4.21	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 119.79$	$M_9 = 335.39$	$P_9 = 486.59$	$M_8 = 1,168.15$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.483$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.844$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 486.59$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.42$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.142$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 8.00

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	184.3	62.0	89.8	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	151	4.86	38	0.102
2	119.8	0.0	156.4	125.0	44.5	39.1	24.44	6.16	135	6.15	42	0.111
3	22.3	0.0	57.0	125.0	21.8	16.5	10.67	6.16	135	6.62	42	0.000
12	16.5	15.6	19.2	114.6	44.7	37.9	5.09	3.83	80	2.00	38	0.000
14	60.4	32.4	43.7	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	110	3.36	38	0.057
16	110.3	45.8	64.4	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	121	3.99	38	0.074

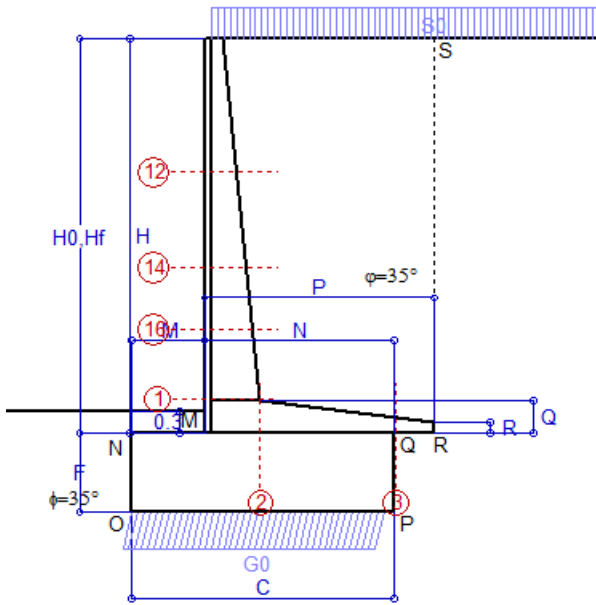
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
73.78	216.41	0.00	0.00
22.36	86.07	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	88.26
0.00	0.00	326.33	861.14
15.69	4.09	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 111.82$	$M_9 = 306.58$	$P_9 = 470.84$	$M_8 = 1,127.59$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.678$
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.947$
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 470.84$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.49$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.135$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	166.3	59.0	82.8	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	136	4.40	38	0.087
2	108.1	0.0	141.5	125.0	44.5	39.1	24.44	6.16	122	5.55	42	0.000
3	21.5	0.0	54.8	125.0	21.8	16.5	10.67	6.16	130	6.36	42	0.000
12	13.9	14.5	16.6	114.6	44.7	37.9	5.09	3.83	67	1.70	38	0.000
14	52.9	30.5	39.2	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	96	2.95	38	0.000
16	98.2	43.4	58.7	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	107	3.56	38	0.060

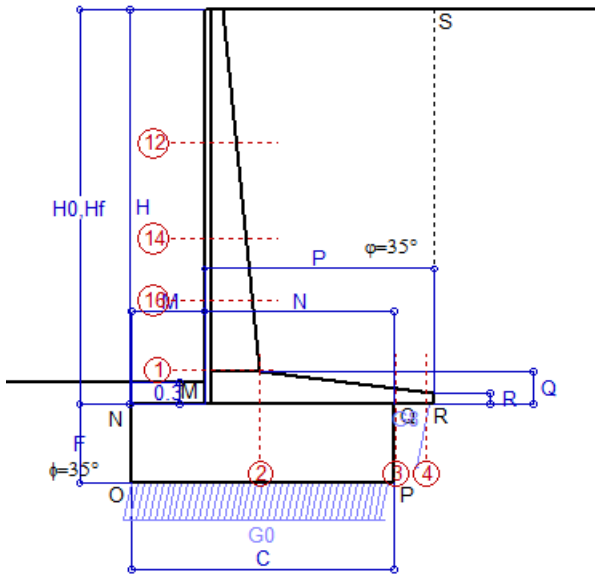
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
73.78	216.41	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	88.26
0.00	0.00	279.08	739.47
14.15	3.72	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 87.92$	$M_9 = 220.13$	$P_9 = 423.59$	$M_8 = 1,005.93$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.570$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.372$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 11.14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.06$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 412.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.115$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.50

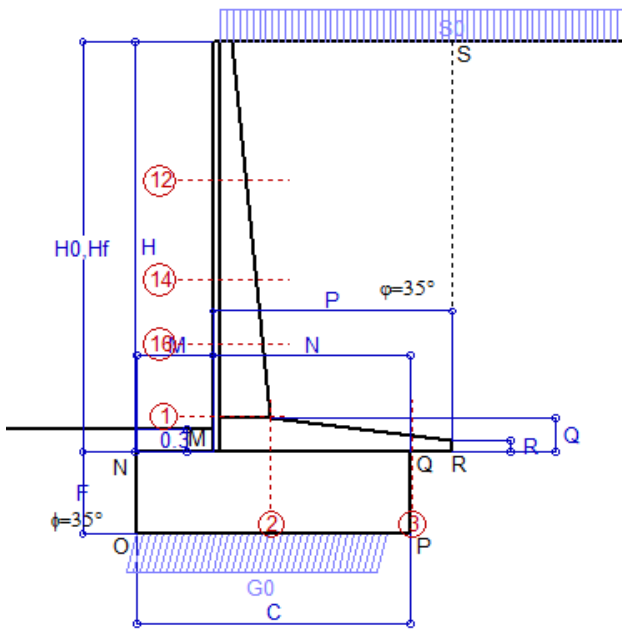
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	112.3	50.0	62.0	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	90	3.00	38	0.038
2	73.0	0.0	112.5	125.0	44.5	39.1	24.44	6.16	82	3.75	42	0.000
3	11.7	0.0	34.4	125.0	21.8	16.5	10.67	6.16	70	3.45	42	0.000
4	-0.4	0.0	0.0	125.0	16.4	11.0	5.74	6.16	5	0.27	42	0.000
12	6.2	11.1	8.8	114.6	44.7	37.9	5.09	3.83	27	0.78	38	0.000
14	30.4	24.7	25.8	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	53	1.72	38	0.000
16	61.9	36.0	41.6	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	66	2.28	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 5.50$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 3.15$ m
 $Q = 0.44$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u55NM
 Altezza della terra contro il pannello $H = 5.50$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $i_g = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 5.50$ m

$H = 5.50$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.560$

$a_{\text{max}}/g = 0.135$

$\beta_m = 0.18$

$i_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	93.8	275.2	6.6	27.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.6	29.2	0.5	2.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	2.5	45.2	87.2
Peso terra e sovraccarico x 1	6.7	27.2	288.0	762.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	23.6	7.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI	135.2	342.5	438.1	1,055.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meijerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 438.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.31$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.132$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.1^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = G_0 * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 258.0 > Ed = S_9 = 135.2$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 1055 > Ed = 1.0 * M_9 = 342.5$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = 539 > Ed = 214$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 215$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 125$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

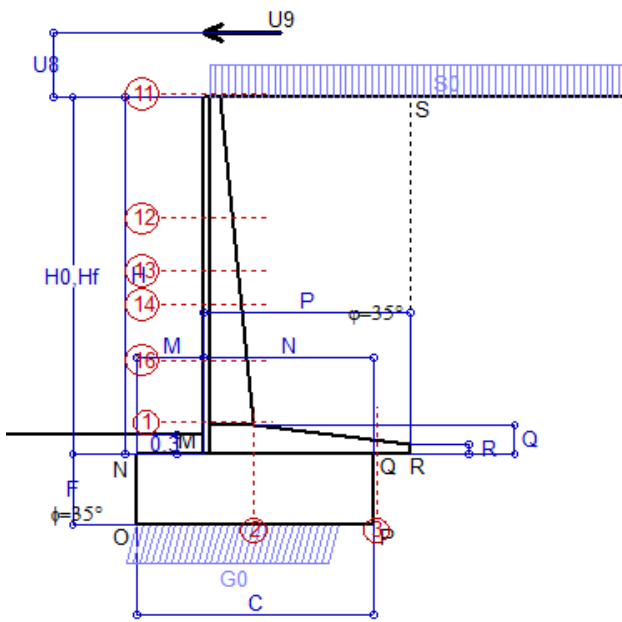
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 8.73

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	188.9	188.9	55.6	73.2	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.56	17.34	3.83	6.98	462.6	189.0
2	122.8	122.8	0.0	118.4	44.5	39.1	125.0	125.0	-	7.15	24.44	6.16	10.22	345.9	233.0
3	21.5	21.5	0.0	37.1	21.8	16.5	125.0	125.0	-	3.99	10.67	6.16	7.01	67.1	115.7
12	13.9	16.2	12.5	14.5	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	2.95	5.09	3.83	3.96	76.6	61.0
14	57.0	64.5	27.6	34.2	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.48	10.78	3.83	3.96	205.9	75.5
16	109.0	122.5	40.1	51.3	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.70	15.33	3.83	5.07	344.7	114.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 5.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	73.8	216.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	29.8	114.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	45.5	88.3
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	342.1	901.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	86.9	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	16.2	4.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 131.2	M₉ = 422.3	P₉ = 486.6	M₈ = 1,168.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 486.6$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.07$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.159$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 340.6 > E_d = 1 * S_9 = 131.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 1051 > E_d = 1.1 * M_9 = 464.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 268$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 120$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

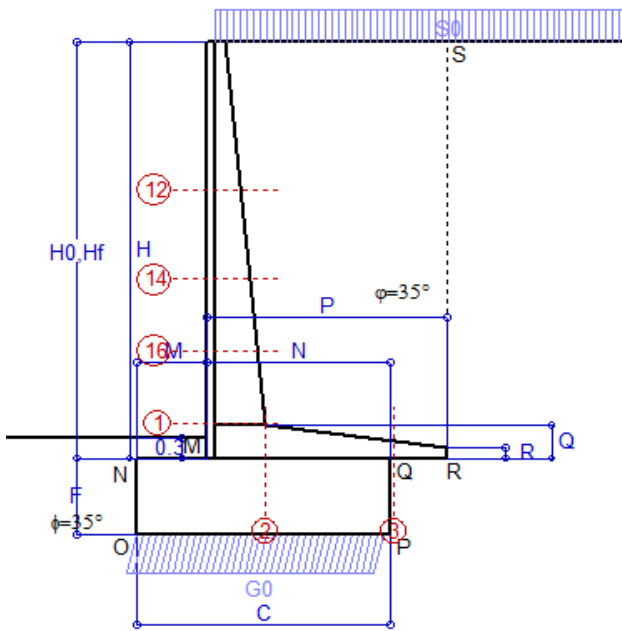
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 15.24

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	268.3	268.3	62.0	65.5	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.59	17.34	3.83	6.98	463.9	191.9	
2	174.4	174.4	0.0	168.2	44.5	39.1	125.0	125.0	-	7.15	24.44	6.16	10.22	345.9	233.0	
3	22.3	22.3	0.0	38.4	21.8	16.5	125.0	125.0	-	3.99	10.67	6.16	7.01	67.1	115.7	
11	13.5	14.3	-0.2	6.4	25.5	18.0	111.9	11.9	73°, 1.0	2.06	2.54	3.83	3.96	23.6	31.3	
12	57.3	61.5	15.6	18.3	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	2.96	5.09	3.83	3.96	76.9	60.8	
13	91.4	98.5	25.3	27.3	52.8	45.3	115.7	15.7	73°, 1.0	3.85	8.23	3.83	3.96	145.9	71.1	
14	120.1	129.5	32.4	33.8	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.50	10.78	3.83	3.96	206.5	76.2	
16	181.9	197.1	45.8	47.6	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.73	15.33	3.83	5.07	345.6	116.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	114.1	353.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	48.8	200.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	136.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	530.8	1,466.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	11.2	2.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 174.1	M₉ = 556.5	P₉ = 726.9	M₈ = 1,834.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 726.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.52$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.207$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 508.9 > E_d = 1 * S_9 = 174.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 1651 > E_d = 1.1 * M_9 = 612.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 356$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 242$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 13.58

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	318.3	318.3	95.3	99.9	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.51	20.80	4.52	9.01	596.4	261.1
2	206.9	206.9	0.0	188.1	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	67.3	67.3	0.0	78.8	25.2	19.8	125.0	125.0	-	4.68	15.00	6.16	7.86	107.1	146.6
12	31.7	36.1	25.1	25.3	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.36	6.28	4.52	3.96	100.9	62.0
14	99.2	110.7	48.0	48.5	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.98	12.57	4.52	3.96	251.7	75.2
16	191.6	212.8	70.4	72.4	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.47	18.25	4.52	5.07	439.8	117.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

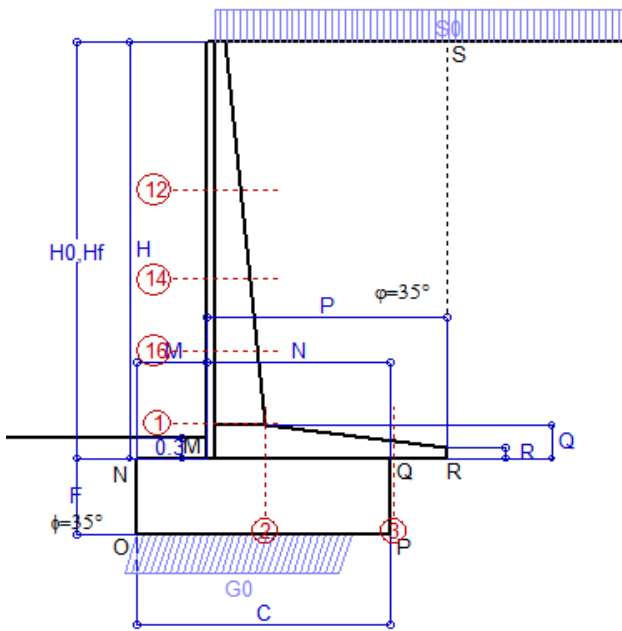
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	111.3	345.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	53.6	219.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	51.9	104.9
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	418.2	1,154.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	14.9	3.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	S₉ = 179.8	M₉ = 568.4	P₉ = 569.1	M₈ = 1,437.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	200.6	637.0	600.6	1,537.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 569.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.05$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.186$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.5^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 336.3 > Ed = S_9 \text{equ} = 200.6$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_8 \text{equ}) = 1538 > Ed = M_9 \text{equ} = 637$

$Rd = 865.8 > Ed = 434.4$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 314$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 156$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 14.26

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	326.9	326.9	78.0	102.2	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.43	20.80	4.52	9.01	592.5	260.7
2	212.5	212.5	0.0	193.2	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	51.7	51.7	0.0	60.5	25.2	19.8	125.0	125.0	-	4.68	15.00	6.16	7.86	107.1	146.6
12	33.4	38.0	20.7	26.6	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.33	6.28	4.52	3.96	100.4	61.8
14	103.3	115.2	39.4	50.3	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.94	12.57	4.52	3.96	250.5	74.8
16	197.9	219.7	57.7	74.4	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.42	18.25	4.52	5.07	437.5	117.0

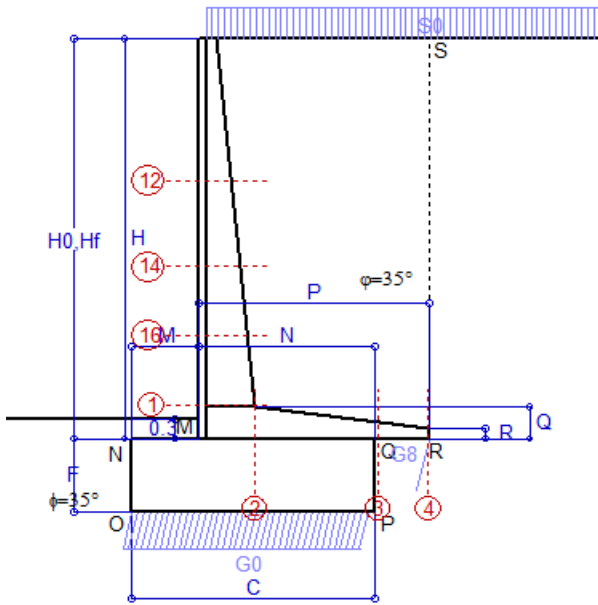
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	272.18	0.00	0.00
32.52	133.33	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	104.89
0.00	0.00	397.84	1,099.52
8.59	2.04	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 128.91$	$M_9 = 407.55$	$P_9 = 548.73$	$M_8 = 1,382.61$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.392$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.980$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 3.23$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.01$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 545.50$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.53$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.155$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9.09

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	233.0	71.3	104.6	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	150	5.17	40	0.109
2	151.5	0.0	186.7	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	133	6.34	42	0.121
3	47.5	0.0	91.3	125.0	25.2	19.8	15.00	6.16	173	8.99	42	0.160
4	0.0	0.0	0.0	125.0	15.3	9.9	6.44	6.16	0	0.02	42	0.000
12	22.4	18.5	23.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	84	2.23	38	0.000
14	71.4	35.7	48.7	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	108	3.45	38	0.061
16	139.3	52.5	74.9	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	121	4.21	38	0.079

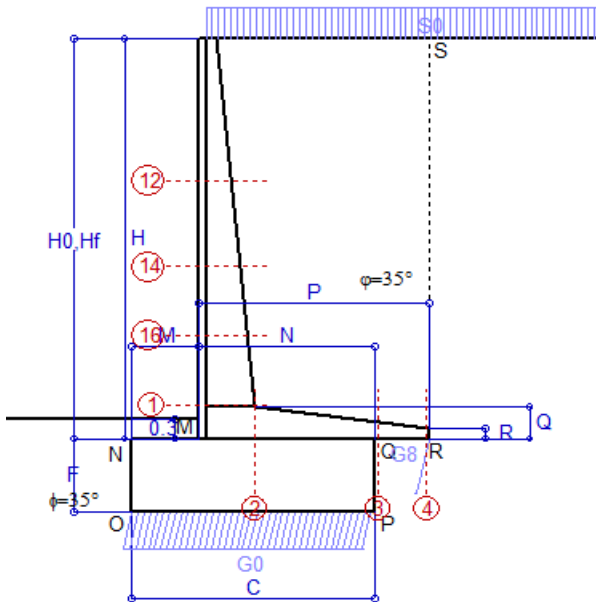
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	272.18	0.00	0.00
24.39	100.00	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	104.89
0.00	0.00	380.84	1,053.62
8.39	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 120.58$	$M_9 = 374.18$	$P_9 = 531.73$	$M_8 = 1,336.71$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.572$
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.087$
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 5.22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.02$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 526.51$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.57$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.147$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 8.13

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	211.5	68.0	97.0	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	135	4.70	40	0.095
2	137.4	0.0	169.5	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	121	5.75	42	0.095
3	43.8	0.0	85.5	125.0	25.2	19.8	15.00	6.16	159	8.29	42	0.137
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	15.5	10.1	6.55	6.16	1	0.05	42	0.000
12	19.1	17.3	20.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	71	1.90	38	0.000
14	62.8	33.6	43.9	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	94	3.05	38	0.044
16	124.8	49.8	68.6	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	108	3.79	38	0.065

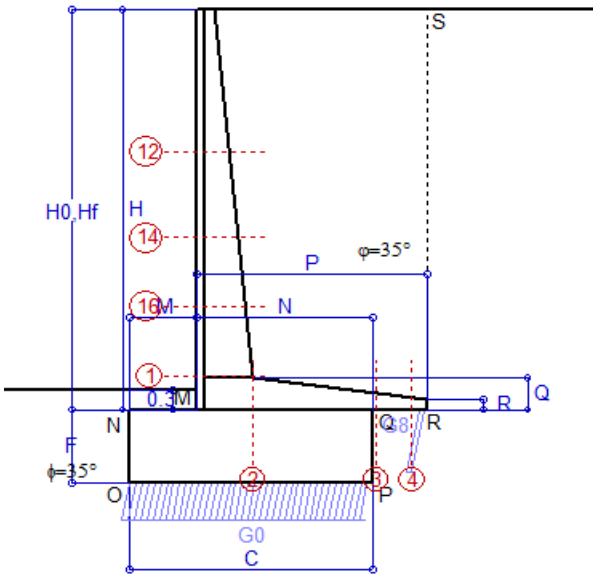
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	272.18	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	104.89
0.00	0.00	329.84	915.92
7.78	1.90	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 95.58$	$M_9 = 274.08$	$P_9 = 480.73$	$M_8 = 1,199.01$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.375$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.521$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 25.68$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.12$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 455.05$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.126$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.25

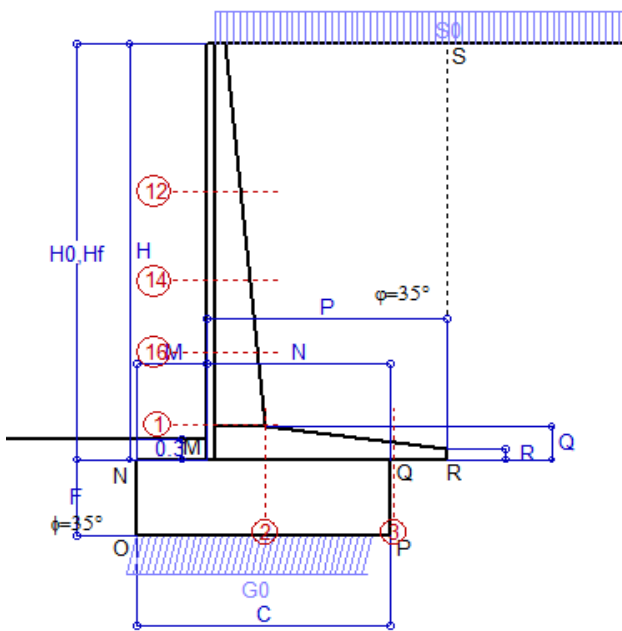
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	146.8	58.2	74.2	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	92	3.30	40	0.049
2	95.4	0.0	125.1	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	84	3.99	42	0.000
3	19.8	0.0	49.8	125.0	25.2	19.8	15.00	6.16	72	3.74	42	0.000
4	-1.9	0.0	0.0	125.0	18.0	12.6	7.77	6.16	23	1.08	42	0.000
12	9.1	13.4	11.4	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	31	0.93	38	0.000
14	37.1	27.4	29.5	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	54	1.83	38	0.000
16	81.3	41.8	49.9	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	69	2.50	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

- $H_m = 6.00$ m
- $C = 3.60$ m
- $F = 1.10$ m
- $M = 1.00$ m
- $N = 2.60$ m
- $P = 3.40$ m
- $Q = 0.48$ m
- $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prefabbricato tipo u60NM**
- Altezza della terra contro il pannello $H = 6.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
- Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_g = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 6.00$ m

$H = 6.00$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.560$

$a_{\text{max}}/g = 0.135$

$\beta_m = 0.18$

$I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 6.00$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
- (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	111.6	346.1	7.9	34.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.3	33.9	0.6	2.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.3	3.0	51.5	103.6
Peso terra e sovraccarico x 1	7.9	34.3	339.1	941.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	15.2	3.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 146.6	M_g = 422.5	P_g = 496.9	M_g = 1,257.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 496.9$ kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.146$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.7^\circ$
- Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 290.9 > E_d = S_9 = 146.6$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 1258 > E_d = 1.0 * M_9 = 422.5$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 683 > E_d = 275.3$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 242$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 157$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.322$

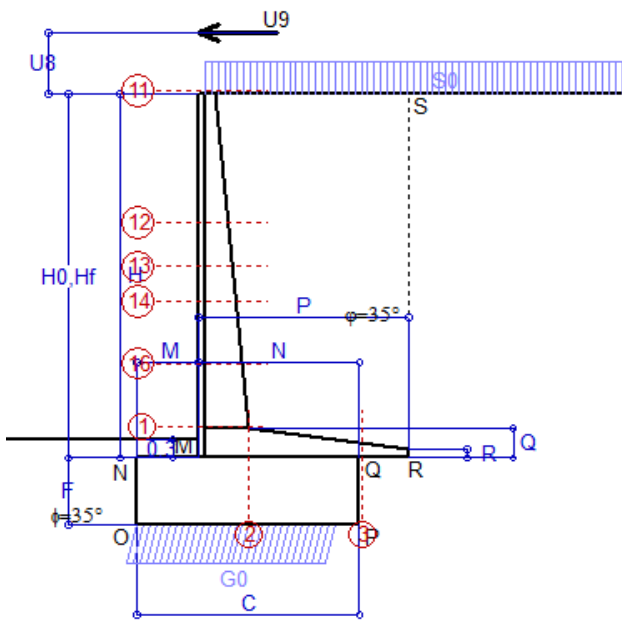
Freccia in cima al pannello mm 10.24

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	244.5	244.5	64.6	86.1	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.38	20.80	4.52	9.01	589.5	264.7
2	159.0	159.0	0.0	144.5	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	49.2	49.2	0.0	57.6	25.2	19.8	125.0	125.0	-	4.68	15.00	6.16	7.86	107.1	146.6
12	19.7	22.8	15.1	18.0	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.52	3.96	99.8	64.4
14	69.1	77.9	30.6	38.5	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.90	12.57	4.52	3.96	249.2	77.9
16	141.3	158.5	46.5	60.4	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.52	5.07	435.4	120.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.8	272.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32.5	133.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	51.9	104.9
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	397.8	1,099.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	92.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.6	2.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 140.3	M₉ = 500.2	P₉ = 548.7	M₈ = 1,382.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 548.7$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.22$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.171$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 384.1 > E_d = 1 * S_9 = 140.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 1244 > E_d = 1.1 * M_9 = 550.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 295$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 154$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 16.64

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	323.4	323.4	71.3	75.2	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.41	20.80	4.52	9.01	591.0	268.4	
2	210.2	210.2	0.0	191.1	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1	
3	50.7	50.7	0.0	59.3	25.2	19.8	125.0	125.0	-	4.68	15.00	6.16	7.86	107.1	146.6	
11	13.5	14.3	-0.2	6.3	25.4	17.9	111.9	11.9	73°, 1.0	2.25	3.14	4.52	3.96	28.3	31.1	
12	66.9	71.9	18.5	21.0	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.32	6.28	4.52	3.96	100.2	64.2	
13	100.3	108.1	27.6	29.4	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.16	9.42	4.52	3.96	172.2	73.2	
14	134.2	144.8	35.7	36.9	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.92	12.57	4.52	3.96	249.9	78.9	
16	216.3	234.6	52.5	54.5	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.39	18.25	4.52	5.07	436.5	122.6	

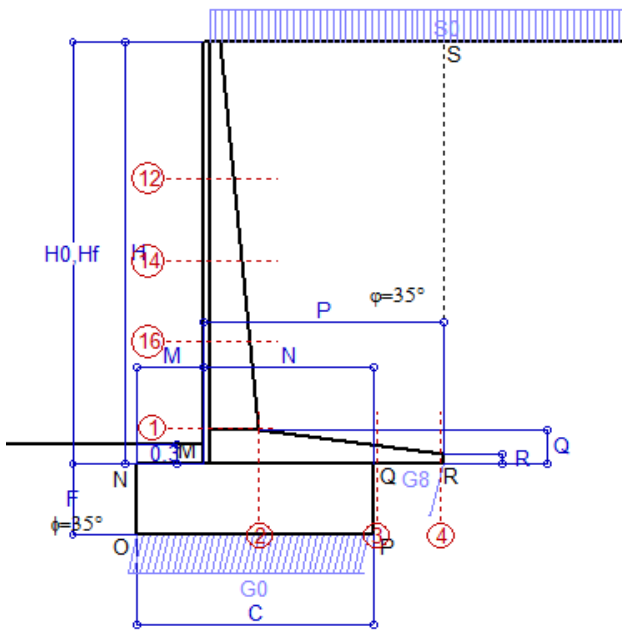
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	134.0	437.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	52.8	229.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	75.8	159.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	610.1	1,762.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	6.4	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 193.2	M₉ = 669.1	P₉ = 814.6	M₈ = 2,154.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 7.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.02$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 807.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.224$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 570.2 > Ed = 1 * S_9 = 193.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 1939 > Ed = 1.1 * M_9 = 736$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 391$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 288$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 15.66

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	393.8	393.8	108.0	113.9	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.20	23.31	4.52	9.16	708.9	280.0
2	256.0	256.0	0.0	220.4	51.5	46.1	125.0	125.0	-	8.96	32.77	7.10	10.58	543.7	277.2
3	114.3	114.3	0.0	103.5	28.7	23.3	125.0	125.0	-	5.38	18.72	7.10	7.29	155.1	169.6
4	-0.1	-0.1	0.0	0.1	15.5	10.1	125.0	125.0	-	3.60	6.59	7.10	0.00	-33.0	72.8
12	30.8	35.1	24.7	24.9	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.35	6.28	4.52	3.96	99.8	61.5
14	96.7	107.9	47.2	47.8	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.96	12.57	4.52	3.96	249.1	74.6
16	210.8	233.9	74.4	76.7	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.78	19.51	4.52	5.07	481.3	119.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

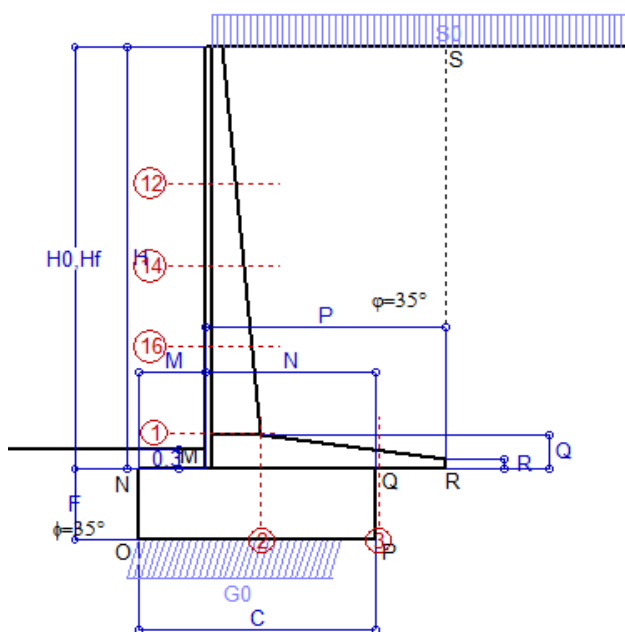
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	130.6	426.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	58.0	252.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	58.3	123.0
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	479.9	1,386.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	9.3	2.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 197.9$	$M_9 = 681.3$	$P_9 = 637.3$	$M_8 = 1,687.1$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	220.9	763.1	674.7	1,810.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 637.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.16$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.202$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.3^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 377.8 > Ed = S_9 \text{equ} = 220.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_8 \text{equ}) = 1810 > Ed = M_9 \text{equ} = 763.1$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1064.1 > Ed = 531.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 346$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 192$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 16.41

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	403.6	403.6	88.3	116.3	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.11	23.31	4.52	9.16	704.2	279.7
2	262.4	262.4	0.0	225.9	51.5	46.1	125.0	125.0	-	8.96	32.77	7.10	10.58	543.7	277.2
3	94.8	94.8	0.0	81.9	28.7	23.3	125.0	125.0	-	5.38	18.72	7.10	7.29	155.1	169.6
12	32.5	37.0	20.4	26.2	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.32	6.28	4.52	3.96	99.4	61.2
14	100.7	112.4	38.8	49.5	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.92	12.57	4.52	3.96	247.9	74.2
16	217.6	241.3	60.9	78.8	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.72	19.51	4.52	5.07	478.7	119.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

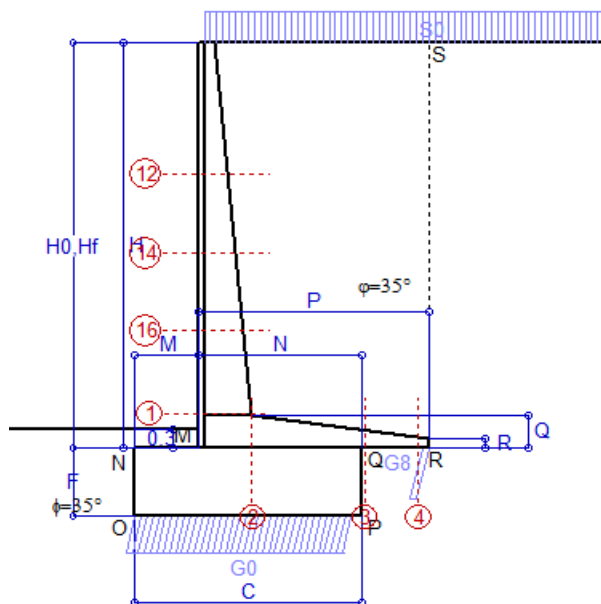
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
103.04	336.61	0.00	0.00
35.23	153.24	0.00	0.00
0.00	0.00	58.34	122.98
0.00	0.00	458.05	1,324.10
4.93	1.25	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 143.20$	$M_9 = 491.11$	$P_9 = 615.38$	$M_8 = 1,625.28$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.309$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.008$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 23.23$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.10$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 592.15$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.49$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.170$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 10.53

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	289.2	80.9	120.5	119.4	85.6	77.7	23.31	4.52	156	5.64	40	0.116
2	188.0	0.0	219.6	125.0	51.5	46.1	32.77	7.10	135	6.57	42	0.131
3	64.2	0.0	109.0	125.0	28.7	23.3	18.72	7.10	160	8.49	42	0.154
4	-1.0	0.0	0.0	125.0	17.2	11.8	7.58	7.10	12	0.62	42	0.000
12	21.8	18.2	22.9	114.8	46.7	39.9	6.28	4.52	83	2.20	38	0.000
14	69.6	35.1	47.9	116.5	59.6	50.9	12.57	4.52	106	3.43	38	0.060
16	153.5	55.5	79.8	118.2	71.9	63.6	19.51	4.52	122	4.36	38	0.080

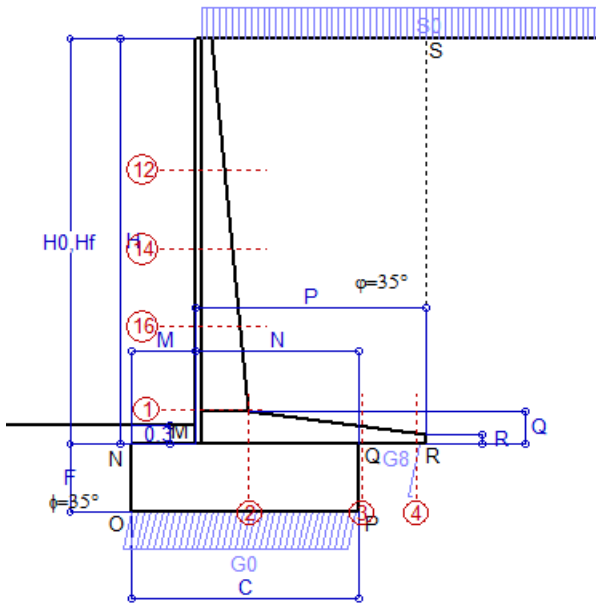
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
103.04	336.61	0.00	0.00
26.42	114.93	0.00	0.00
0.00	0.00	58.34	122.98
0.00	0.00	439.80	1,272.54
4.86	1.24	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 134.33$	$M_9 = 452.79$	$P_9 = 597.13$	$M_8 = 1,573.72$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.476$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.112$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 20.67$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.09$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 576.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.58$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.161$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9.45

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	263.8	77.4	112.2	119.4	85.6	77.7	23.31	4.52	142	5.16	40	0.102
2	171.5	0.0	200.3	125.0	51.5	46.1	32.77	7.10	123	5.99	42	0.108
3	64.2	0.0	107.7	125.0	28.7	23.3	18.72	7.10	160	8.49	42	0.154
4	-0.9	0.0	0.0	125.0	17.0	11.6	7.48	7.10	10	0.54	42	0.000
12	18.5	17.0	20.0	114.8	46.7	39.9	6.28	4.52	70	1.88	38	0.000
14	61.2	33.0	43.1	116.5	59.6	50.9	12.57	4.52	93	3.02	38	0.044
16	137.9	52.7	73.3	118.2	71.9	63.6	19.51	4.52	109	3.92	38	0.067

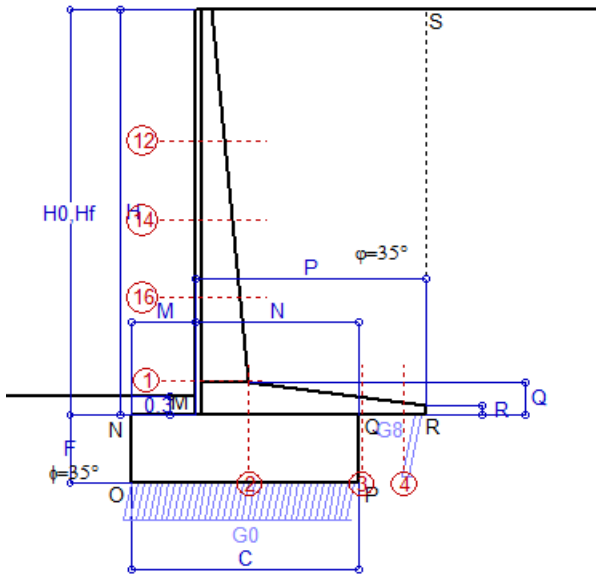
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
103.04	336.61	0.00	0.00
0.00	0.00	58.34	122.98
0.00	0.00	385.05	1,117.87
4.65	1.22	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 107.69$	$M_9 = 337.83$	$P_9 = 542.38$	$M_8 = 1,419.05$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.201$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.525$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 41.26$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 501.13$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.139$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.21

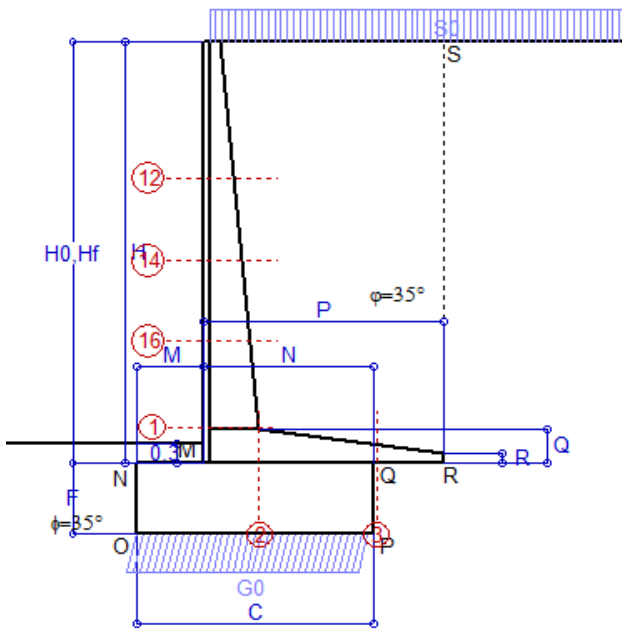
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	187.6	66.7	87.4	119.4	85.6	77.7	23.31	4.52	99	3.71	40	0.059
2	122.0	0.0	142.5	125.0	51.5	46.1	32.77	7.10	87	4.26	42	0.000
3	31.4	0.0	68.4	125.0	28.7	23.3	18.72	7.10	78	4.16	42	0.000
4	-4.4	0.0	0.0	125.0	19.6	14.1	8.94	7.10	44	2.04	42	0.000
12	8.7	13.2	11.1	114.8	46.7	39.9	6.28	4.52	31	0.92	38	0.000
14	36.0	26.9	28.9	116.5	59.6	50.9	12.57	4.52	53	1.81	38	0.000
16	91.0	44.3	53.8	118.2	71.9	63.6	19.51	4.52	70	2.62	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 6.50$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 3.65$ m
 $Q = 0.51$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u65NM
 Altezza della terra contro il pannello $H = 6.50$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_g = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 6.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 6.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	131.0	428.0	9.2	43.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.0	39.0	0.6	2.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.4	3.5	57.9	121.5
Peso terra e sovraccarico x 1	9.2	42.5	394.6	1,145.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	9.9	2.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	S_g = 162.9	M_g = 516.7	P_g = 560.2	M_g = 1,488.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 560.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.51$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.160$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 326.4 > E_d = S_9 = 162.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 1488 > E_d = 1.0 * M_9 = 516.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 850 > E_d = 347.3$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 269$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 193$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 12.07

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	309.9	309.9	74.0	99.9	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.05	23.31	4.52	9.16	700.8	283.8
2	201.4	201.4	0.0	173.4	51.5	46.1	125.0	125.0	-	8.96	32.77	7.10	10.58	543.7	277.2
3	91.2	91.2	0.0	78.5	28.7	23.3	125.0	125.0	-	5.38	18.72	7.10	7.29	155.1	169.6
12	19.4	22.5	14.8	17.9	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.30	6.28	4.52	3.96	98.8	63.8
14	68.0	76.7	30.1	38.1	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.88	12.57	4.52	3.96	246.6	77.3
16	158.2	177.2	49.3	64.8	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.67	19.51	4.52	5.07	476.6	122.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

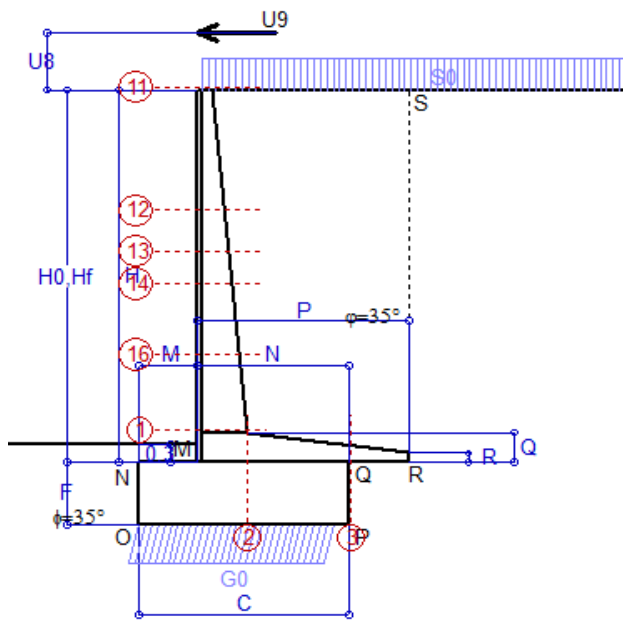
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 6.50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	103.0	336.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	35.2	153.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	58.3	123.0
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	458.0	1,324.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	98.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.9	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 154.6	M₉ = 589.4	P₉ = 615.4	M₈ = 1,625.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 615.4$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.37$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.183$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 430.8 > E_d = 1 * S_9 = 154.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 1463 > E_d = 1.1 * M_9 = 648.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 321$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 195$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 18.53

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	385.8	385.8	80.9	85.7	85.6	77.7	119.4	19.4	73°, 1.0	8.08	23.31	4.52	9.16	702.4	288.2	
2	250.7	250.7	0.0	215.9	51.5	46.1	125.0	125.0	-	8.96	32.77	7.10	10.58	543.7	277.2	
3	93.3	93.3	0.0	80.5	28.7	23.3	125.0	125.0	-	5.38	18.72	7.10	7.29	155.1	169.6	
11	13.5	14.3	-0.2	6.2	25.2	17.7	111.9	11.9	73°, 1.0	2.25	3.14	4.52	3.96	28.1	30.8	
12	66.0	70.9	18.2	20.6	46.7	39.9	114.8	14.8	73°, 1.0	3.31	6.28	4.52	3.96	99.2	63.7	
13	98.4	106.1	27.1	28.9	53.9	46.4	115.8	15.8	73°, 1.0	4.15	9.42	4.52	3.96	170.2	72.5	
14	131.9	142.3	35.1	36.3	59.6	50.9	116.5	16.5	73°, 1.0	4.91	12.57	4.52	3.96	247.3	78.2	
16	232.8	252.6	55.5	57.6	71.9	63.6	118.2	18.2	73°, 1.0	6.70	19.51	4.52	5.07	477.7	125.2	

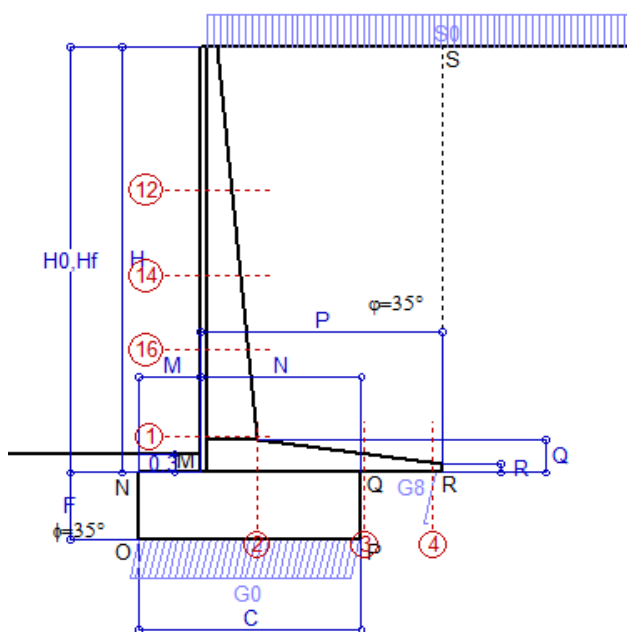
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155.4	533.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56.9	261.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	186.6
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	694.5	2,095.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.2	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 216.4	M₉ = 796.5	P₉ = 908.4	M₈ = 2,513.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 29.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.09$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 879.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.244$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 635.9 > Ed = 1 * S_9 = 216.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 2262 > Ed = 1.1 * M_9 = 876.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 432$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 318$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 18.23

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	480.7	480.7	122.0	128.9	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.98	26.61	4.52	10.70	855.5	349.9	
2	312.4	312.4	0.0	255.3	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3	
3	155.3	155.3	0.0	123.8	32.3	26.8	125.0	125.0	-	6.14	22.68	7.10	8.30	214.7	192.1	
4	-1.1	-1.1	0.0	1.5	17.0	11.6	125.0	125.0	-	3.69	7.48	7.10	0.00	-37.5	79.9	
12	40.1	45.5	28.7	28.9	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.68	7.60	4.52	3.96	126.7	64.5	
14	125.7	140.4	55.0	56.4	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.66	15.21	4.52	3.96	331.0	81.0	
16	255.1	282.7	83.3	86.1	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.49	22.81	4.52	5.07	591.3	124.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

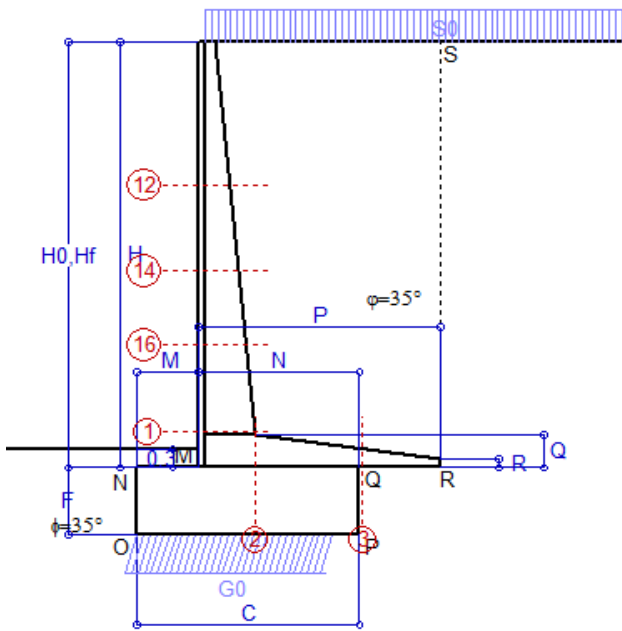
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 7.00$ m	$K_1 = 0.343$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	151.5	520.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	62.5	287.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	143.5
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	545.6	1,645.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.1	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 220.1$	$M_9 = 809.1$	$P_9 = 710.1$	$M_8 = 1,967.1$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	245.4	905.5	753.7	2,115.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 710.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.26$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.218$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.2^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_{9equ} * R_0 = 422.1 > Ed = S_{9equ} = 245.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_{8equ}) = 2116 > Ed = M_{9equ} = 905.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1290.6 > Ed = 642.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 378$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 233$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 19.08

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	491.5	491.5	99.6	131.3	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.89	26.61	4.52	10.70	849.7	349.5
2	319.5	319.5	0.0	261.1	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3
3	154.3	154.3	0.0	103.8	32.3	26.8	125.0	125.0	-	6.14	22.68	7.10	8.30	214.7	192.1
12	42.2	47.8	23.6	30.3	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.66	7.60	4.52	3.96	126.1	64.2
14	130.5	145.7	45.1	58.3	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.61	15.21	4.52	3.96	329.4	80.6
16	262.8	291.0	68.2	88.2	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.43	22.81	4.52	5.07	588.3	124.3

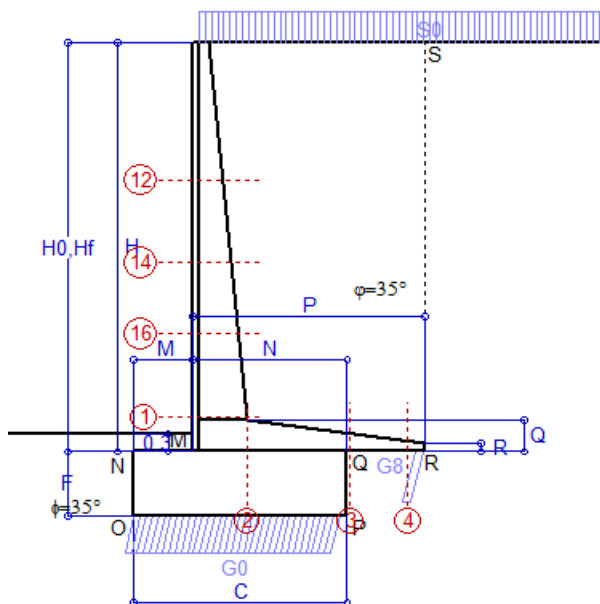
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	410.31	0.00	0.00
37.94	174.52	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	143.53
0.00	0.00	522.24	1,576.39
3.20	1.01	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 160.65$	$M_9 = 585.83$	$P_9 = 686.74$	$M_8 = 1,898.12$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.240$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.992$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 41.17$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.16$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 645.57$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.48$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.185$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 12.23

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	353.9	91.4	137.4	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	158	6.04	40	0.121
2	230.0	0.0	255.3	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	138	6.87	42	0.142
3	89.4	0.0	133.9	125.0	32.3	26.8	22.68	7.10	160	8.68	42	0.165
4	-3.1	0.0	0.0	125.0	18.8	13.3	8.51	7.10	32	1.54	42	0.000
12	28.5	21.2	27.1	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	85	2.40	38	0.000
14	90.9	40.9	56.8	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	104	3.52	38	0.064
16	186.4	62.2	90.4	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	120	4.58	38	0.082

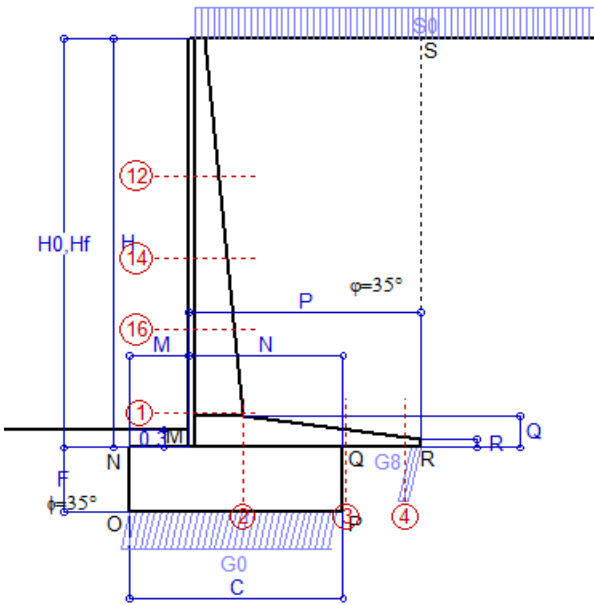
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	410.31	0.00	0.00
28.45	130.89	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	143.53
0.00	0.00	502.74	1,518.86
3.19	1.01	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 151.15$	$M_9 = 542.20$	$P_9 = 667.24$	$M_8 = 1,840.59$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.395$
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.090$
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 37.91$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.15$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 629.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.57$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.176$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 11.02

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	324.3	87.6	128.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	144	5.55	40	0.108
2	210.8	0.0	234.0	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	126	6.29	42	0.120
3	89.4	0.0	132.3	125.0	32.3	26.8	22.68	7.10	160	8.68	42	0.165
4	-2.8	0.0	0.0	125.0	18.6	13.1	8.40	7.10	29	1.44	42	0.000
12	24.4	19.8	23.8	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	72	2.07	38	0.000
14	80.5	38.6	51.5	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	92	3.13	38	0.050
16	168.2	59.2	83.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	108	4.14	38	0.070

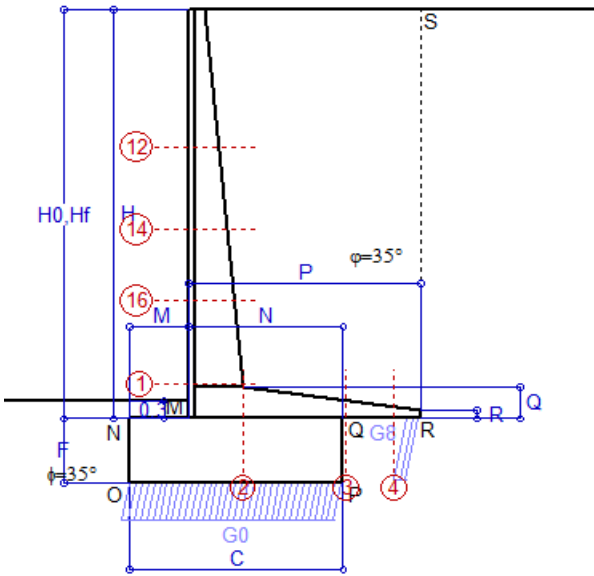
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	410.31	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	143.53
0.00	0.00	444.24	1,346.29
3.14	1.01	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 122.65$	$M_9 = 411.31$	$P_9 = 608.74$	$M_8 = 1,668.02$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 4.055
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.474
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 58.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.23$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 550.48$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.60$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.153$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.35

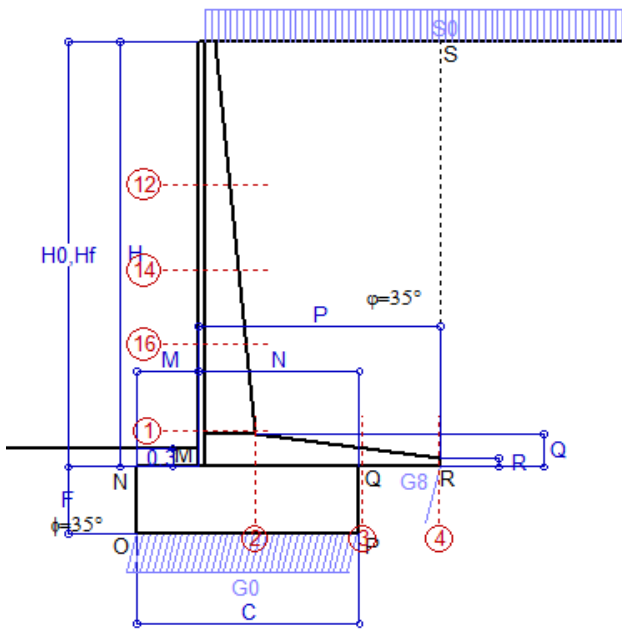
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	235.7	76.1	101.8	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	103	4.08	40	0.066
2	153.2	0.0	170.0	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	92	4.57	42	0.000
3	47.2	0.0	89.8	125.0	32.3	26.8	22.68	7.10	85	4.58	42	0.000
4	-8.2	0.0	0.0	125.0	21.1	15.7	9.88	7.10	74	3.22	42	0.000
12	12.2	15.5	13.9	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	34	1.06	38	0.000
14	49.3	31.8	35.7	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	55	1.95	38	0.000
16	113.8	50.2	62.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	71	2.84	38	0.030

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 7.00$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 3.90$ m
 $Q = 0.55$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u70NM
 Altezza della terra contro il pannello $H = 7.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_g = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 7.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 7.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	152.0	521.7	10.7	52.5		
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.6	44.4	0.7	3.3		
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.6	4.0	65.0	141.8		
Peso terra e sovraccarico x 1	10.7	51.9	454.0	1,375.4		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.8	1.7	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0		
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*		
<i>*non sommati</i>						
TOTALI	S₉ = 183.0	M₉ = 625.1	P₉ = 628.2	M₈ = 1,749.1		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 1.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.01$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 626.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.174$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.1^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 364.5 > E_d = S_9 = 183$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 1749 > E_d = 1.0 * M_9 = 625.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1043 > E_d = 430.8$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 296$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 233$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 14.40

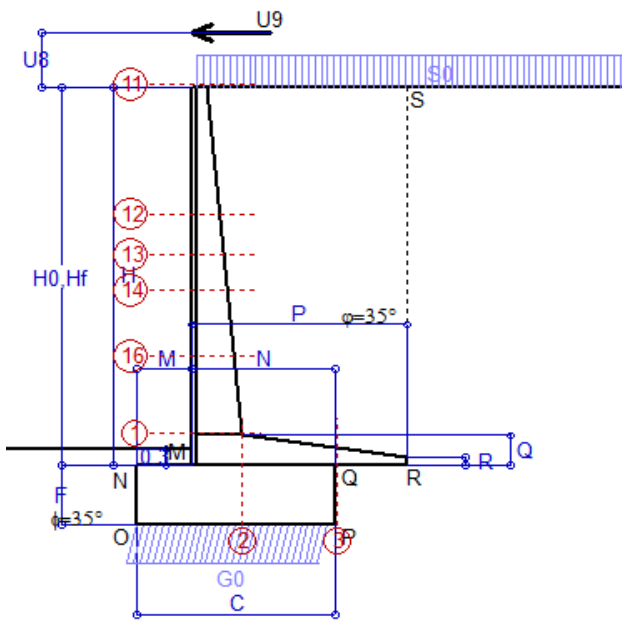
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
1	386.2	386.2	84.3	114.8	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.83	26.61	4.52	10.70	845.8	353.8
2	255.9	255.9	0.0	203.7	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3
3	146.6	146.6	0.0	99.3	32.3	26.8	125.0	125.0	-	6.14	22.68	7.10	8.30	214.7	192.1
4	0.0	0.0	0.0	0.0	15.2	9.7	125.0	125.0	-	3.58	6.38	7.10	0.00	-32.0	71.1
12	26.4	30.3	17.4	21.5	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.63	7.60	4.52	3.96	125.4	66.9
14	91.4	103.0	35.5	46.2	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.57	15.21	4.52	3.96	327.9	83.9
16	196.1	219.1	55.8	74.0	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.38	22.81	4.52	5.07	585.8	128.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 7.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.5	410.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	37.9	174.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	143.5
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	522.2	1,576.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	104.0	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.2	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 172.1	M₉ = 689.9	P₉ = 686.7	M₈ = 1,898.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 686.7$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.52$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.195$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = G_0 * R_0 = 480.7 > E_d = 1 * S_9 = 172.1$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 1708 > E_d = 1.1 * M_9 = 758.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 346$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 242$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

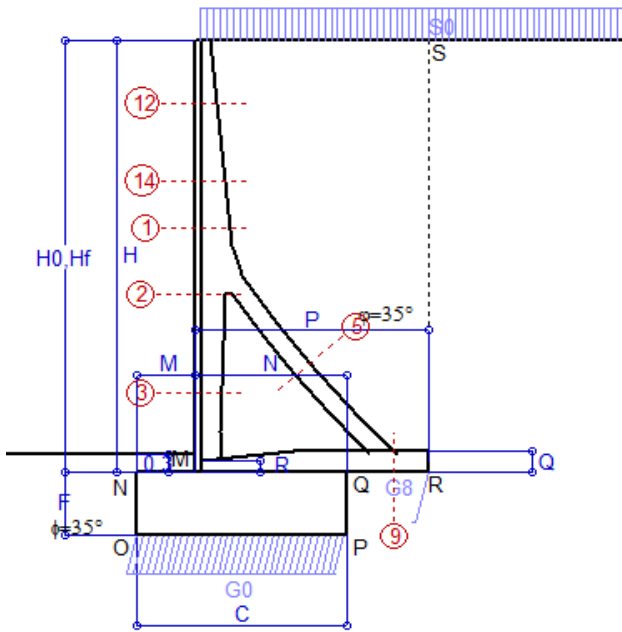
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 20.70

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	456.7	456.7	91.4	96.8	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.86	26.61	4.52	10.70	847.6	359.1	
2	296.8	296.8	0.0	242.6	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3	
3	152.1	152.1	0.0	102.2	32.3	26.8	125.0	125.0	-	6.14	22.68	7.10	8.30	214.7	192.1	
11	13.6	14.3	-0.2	6.1	25.1	17.6	111.9	11.9	73°, 1.0	2.34	3.80	4.52	3.96	32.1	30.6	
12	76.2	82.0	21.2	23.4	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.65	7.60	4.52	3.96	125.9	66.9	
13	114.5	123.6	31.1	32.8	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.62	11.40	4.52	3.96	217.0	76.1	
14	158.3	171.5	40.9	43.0	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.59	15.21	4.52	3.96	328.8	85.2	
16	270.5	293.8	62.2	64.6	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.41	22.81	4.52	5.07	587.1	130.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.20$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	178.3	642.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	61.0	295.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	82.4	175.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	762.6	2 339.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.7	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 243.1	M_g = 939.0	P_g = 973.8	M_g = 2 746.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 18.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.05$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 954.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.265$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 681.6 > Ed = 1 * S_9 = 243.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 2472 > Ed = 1.1 * M_9 = 1032.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 472$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 354$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 2.18

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	87.5	98.6	45.4	45.7	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.69	11.12	4.15	4.02	232.5	79.9
2	50.3	58.5	274.6	-73.8	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.77	5.56	6.50	10.75	146.9	-173.7
3	-27.7	-27.7	316.3	0.0	42.5	37.5	22.5	22.5	-	10.72	4.02	6.50	4.51	-162.9	74.1
5	-14.4	-14.4	-272.6	25.1	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.94	7.57	9.11	5.46	-53.2	53.6
9	57.9	57.9	0.0	84.3	35.0	30.0	125.0	125.0	-	4.26	11.12	2.26	11.22	124.3	160.3
12	6.7	8.0	10.8	10.7	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	2.46	3.55	4.15	4.02	46.1	50.5
14	42.9	48.9	30.2	30.2	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	3.61	7.57	4.15	4.02	133.8	68.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

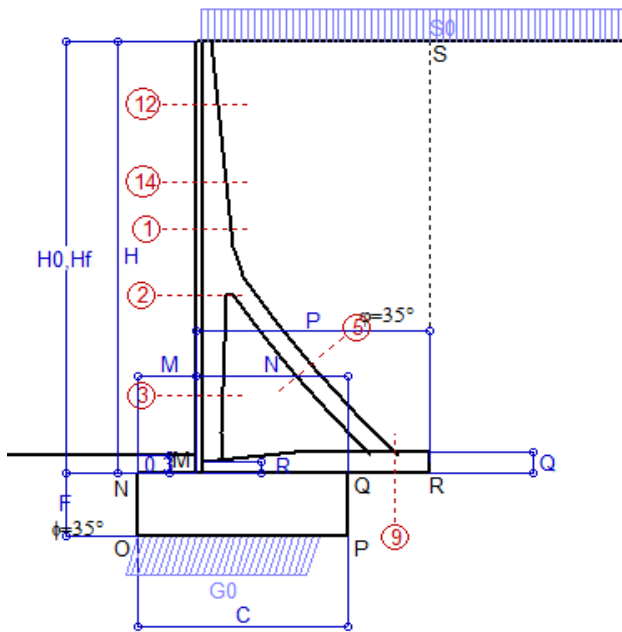
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.20$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	173.9	625.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	67.0	324.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	63.4	134.7
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	598.3	1 835.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.3	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 246.1$	$M_9 = 952.2$	$P_9 = 760.8$	$M_9 = 2 147.9$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	274.4	1 064.9	809.9	2 316.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 760.8$ KN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.14$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.242$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.9^\circ$
Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = P_9 \text{equ} \cdot R_0 = 453.6 > E_d = S_9 \text{equ} = 274.4$	
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (M_8 \text{equ}) = 2317 > E_d = M_9 \text{equ} = 1064.9$	
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = 1435.7 > E_d = 769.5$	
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 422$ KN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 239$ KN	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	91.1	102.6	37.3	47.4	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.65	11.12	4.15	4.02	231.2	79.6	
2	53.4	61.9	274.4	-74.8	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.76	5.56	6.50	10.75	146.9	-173.5	
3	-27.4	-27.4	310.9	0.0	42.5	37.5	22.5	22.5	-	10.59	4.02	6.50	4.51	-161.8	73.7	
5	-11.4	-11.4	-280.7	19.8	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.86	7.57	9.11	5.46	-52.2	53.6	
9	50.7	50.7	0.0	82.1	35.0	30.0	125.0	125.0	-	4.26	11.12	2.26	11.22	124.3	160.3	
12	7.1	8.6	8.9	11.4	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	2.45	3.55	4.15	4.02	45.9	50.3	
14	45.1	51.3	24.9	31.6	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	3.58	7.57	4.15	4.02	133.1	68.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed}=M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

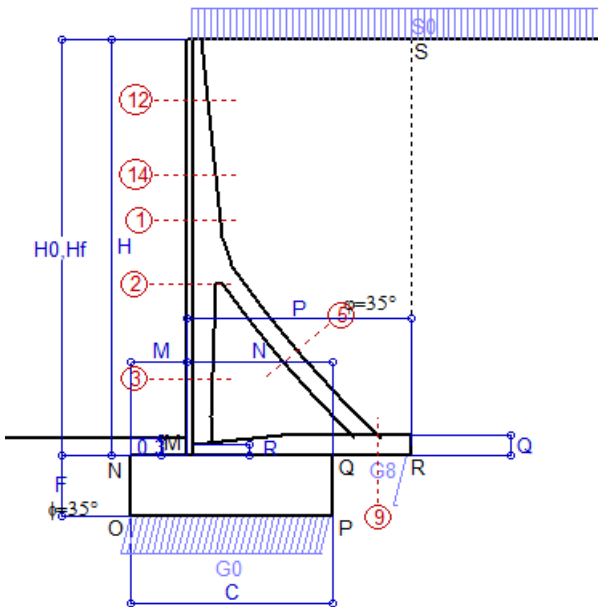
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/108

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
137.19	493.88	0.00	0.00
40.65	197.15	0.00	0.00
0.00	0.00	63.42	134.67
0.00	0.00	574.34	1 763.04
2.87	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 180.71$	$M_9 = 692.01$	$P_9 = 736.76$	$M_8 = 2 075.91$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.000$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.854$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 19.96$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.07$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 716.80$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.199$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.79

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	62.8	33.7	44.6	120.7	60.2	53.2	11.12	4.15	102	2.99	38	0.000
2	35.3	207.6	-55.7	112.0	53.8	49.0	5.56	6.50	31	2.68	38	0.000
3	-22.2	240.7	0.0	22.5	42.5	37.5	4.02	6.50	-4	3.38	38	0.000
5	-8.8	-200.2	18.6	0.0	34.0	22.2	7.57	9.11	157	0.00	38	0.109
9	41.4	0.0	56.9	125.0	35.0	30.0	11.12	2.26	132	4.54	40	0.000
12	4.6	7.9	8.8	117.6	37.9	31.1	3.55	4.15	37	0.92	38	0.000
14	30.5	22.3	28.2	124.0	51.8	44.7	7.57	4.15	85	2.26	38	0.000

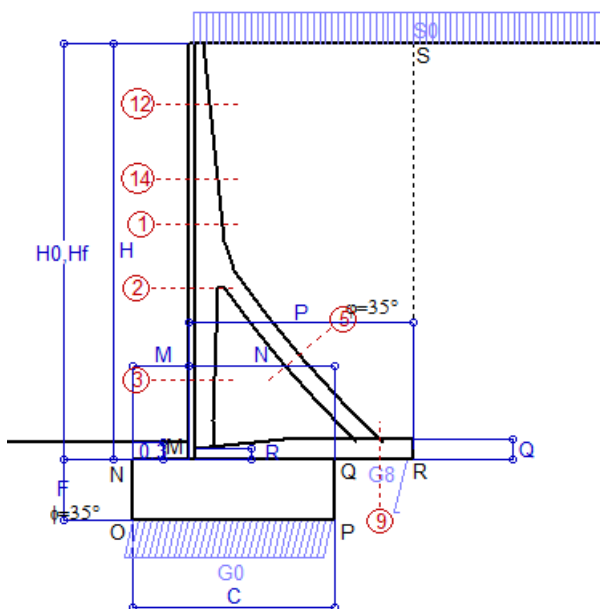
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
137.19	493.88	0.00	0.00
30.49	147.86	0.00	0.00
0.00	0.00	63.42	134.67
0.00	0.00	554.34	1 703.04
2.87	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 170.54$	$M_9 = 642.72$	$P_9 = 716.76$	$M_8 = 2 015.91$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.137$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.942$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 28.78$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.11$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 687.98$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.191$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.47

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	55.1	31.8	40.1	120.7	60.2	53.2	11.12	4.15	89	2.63	38	0.000
2	28.7	193.2	-52.0	112.0	53.8	49.0	5.56	6.50	17	2.14	38	0.000
3	-24.0	224.5	0.0	22.5	42.5	37.5	4.02	6.50	-3	3.47	38	0.000
5	-8.4	-184.8	17.8	0.0	34.0	22.2	7.57	9.11	146	0.00	38	0.098
9	35.9	0.0	49.1	125.0	35.0	30.0	11.12	2.26	114	3.95	40	0.000
12	3.8	7.2	7.3	117.6	37.9	31.1	3.55	4.15	30	0.75	38	0.000
14	26.2	20.9	24.8	124.0	51.8	44.7	7.57	4.15	73	1.95	38	0.000

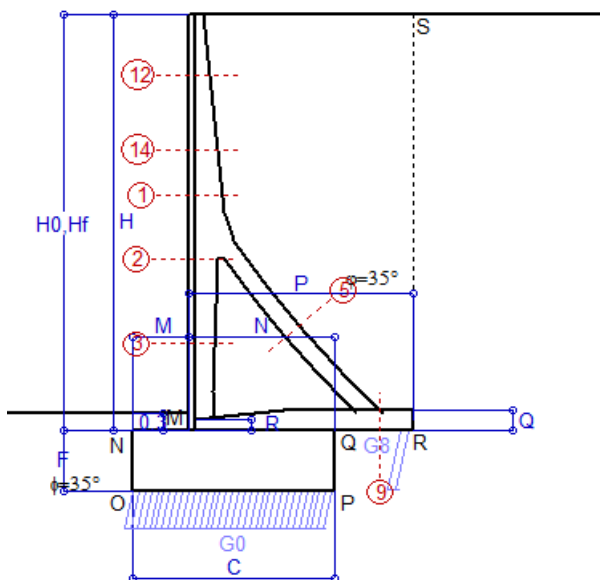
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
137.19	493.88	0.00	0.00
0.00	0.00	63.42	134.67
0.00	0.00	494.34	1 523.04
2.85	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 140.04$	$M_9 = 494.86$	$P_9 = 656.76$	$M_8 = 1 835.91$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.710$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.283$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 55.50$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.21$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 601.26$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.167$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

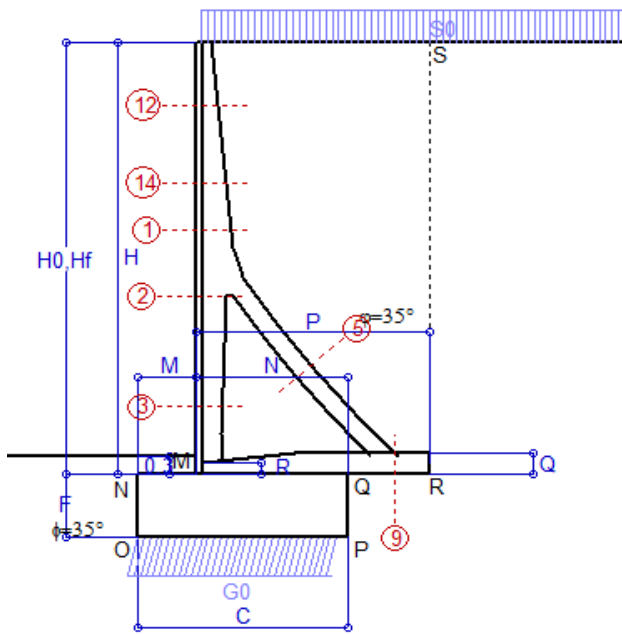
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	31.9	25.9	26.5	120.7	60.2	53.2	11.12	4.15	49	1.55	38	0.000
2	8.9	150.0	-40.8	112.0	53.8	49.0	5.56	6.50	-1	0.96	38	0.000
3	-29.6	175.7	0.0	22.5	42.5	37.5	4.02	6.50	1	3.94	38	0.000
5	-7.3	-138.7	15.4	0.0	34.0	22.2	7.57	9.11	115	0.00	38	0.062
9	22.4	0.0	30.6	125.0	35.0	30.0	11.12	2.26	71	2.46	40	0.000
12	1.2	5.3	2.8	117.6	37.9	31.1	3.55	4.15	7	0.25	38	0.000
14	13.3	16.5	14.7	124.0	51.8	44.7	7.57	4.15	35	1.02	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 7.50$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 4.00$ m
 $Q = 0.35$ m
 $R = 0.20$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u75TM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 7.50$ m
 $H = 7.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mu $i_\beta = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 7.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	174.4	628.0	12.3	61.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.3	50.1	0.7	3.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.5	4.5	63.1	133.0
Peso terra e sovraccarico x 1	11.9	60.2	503.8	1551.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.0	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 206.5	M_g = 745.7	P_g = 677.7	M_g = 1926.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ KN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 677.7$ KN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.52$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.193$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 15.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = G_0 * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 392.2 > Ed = S_9 = 206.5$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 1926 > Ed = 1.0 * M_9 = 745.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = 1170 > Ed = 524.9$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 332$ KN Lato monte (punto Q) $G_7 = 248$ KN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 0.94

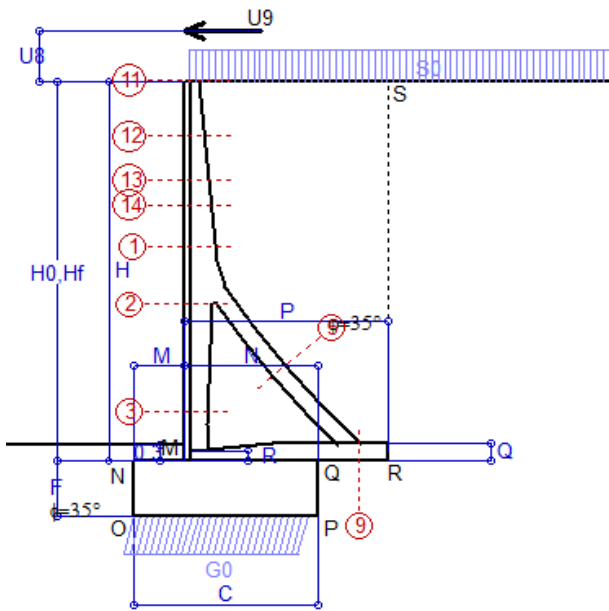
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	61.9	70.5	28.9	36.5	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.61	11.12	4.15	4.02	229.8	82.8
2	27.3	34.4	223.0	-66.6	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.53	5.56	6.50	10.75	139.3	-175.5
3	-33.7	-33.7	259.6	14.1	42.5	37.5	22.5	22.5	-	9.63	4.02	6.50	4.51	-150.4	70.4
5	-9.3	-9.3	-228.0	16.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.34	7.57	9.11	5.46	-58.6	53.6
9	50.6	50.6	0.0	82.7	35.0	30.0	125.0	125.0	-	4.26	11.12	2.26	11.22	124.3	160.3
12	3.7	4.6	6.0	6.7	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	2.44	3.55	4.15	4.02	45.7	52.4
14	28.5	32.9	18.5	22.7	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	3.55	7.57	4.15	4.02	132.3	71.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 7.50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.20$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 7.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0.00^\circ$
	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	137.2	493.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	40.6	197.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	63.4	134.7
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	574.3	1 763.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	109.7	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.9	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 192.1	M₉ = 801.8	P₉ = 736.8	M₈ = 2 075.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 736.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.46$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.213$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = G_0 * R_0 = 515.7 > Ed = 1 * S_9 = 192.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 1868 > Ed = 1.1 * M_9 = 881.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 381$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 257$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

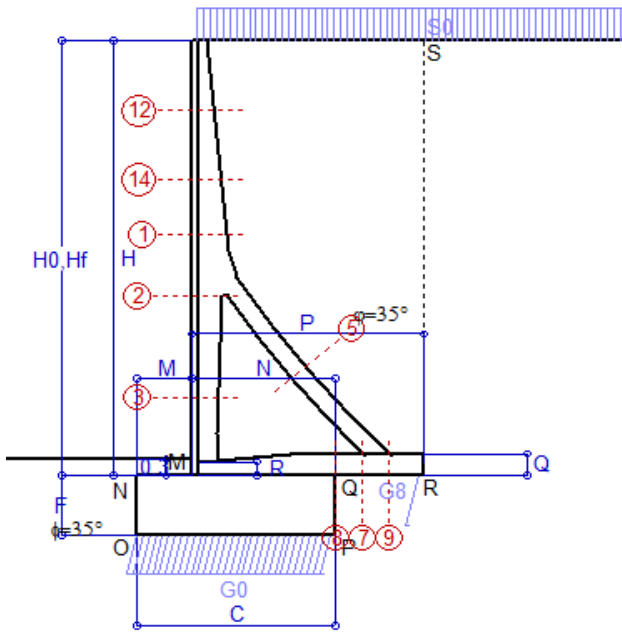
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$^\circ, ctg\Theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	123.1	133.5	33.7	35.5	60.2	53.2	120.7	20.5	73°, 1.0	4.64	11.12	4.15	4.02	230.6	83.6	
2	89.1	97.0	243.7	-60.2	53.8	49.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.63	5.56	6.50	10.75	142.4	-176.7	
3	-0.1	-0.1	285.9	0.0	42.5	37.5	22.5	22.5	-	10.08	4.02	6.50	4.51	-156.3	72.1	
5	-10.8	-10.8	-247.3	18.8	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.17	7.57	9.11	5.46	-56.3	53.6	
9	50.3	50.3	0.0	81.6	35.0	30.0	125.0	125.0	-	4.26	11.12	2.26	11.22	124.3	160.3	
11	13.5	14.3	-0.2	6.6	26.4	18.9	111.7	11.9	73°, 1.0	1.95	1.54	4.15	4.02	17.6	33.5	
12	34.1	36.4	7.9	11.7	37.9	31.1	117.6	14.8	73°, 1.0	2.45	3.55	4.15	4.02	45.8	51.8	
13	59.5	63.9	16.5	18.9	46.7	39.2	122.2	17.0	73°, 1.0	3.02	5.56	4.15	4.02	86.9	63.7	
14	79.2	85.4	22.3	24.4	51.8	44.7	124.0	18.3	73°, 1.0	3.57	7.57	4.15	4.02	132.8	71.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202.9	764.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	331.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	95.0	212.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	843.8	2 675.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 271.4$	$M_9 = 1 097.3$	$P_9 = 1 067.6$	$M_8 = 3 119.1$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 32.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.09$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1035.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.287$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 747.3 > Ed = 1 * S_9 = 271.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 2807 > Ed = 1.1 * M_9 = 1207$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 517$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 389$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	108.7	122.1	51.4	52.0	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.10	12.60	4.15	4.02	277.3	83.3
2	63.4	73.2	306.8	-82.6	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.20	6.57	6.50	10.44	180.7	-178.1
3	-31.7	-31.7	353.6	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.69	4.02	6.50	4.54	-179.2	78.3
5	-16.9	-16.9	-305.7	28.3	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.15	9.11	10.05	5.69	-57.8	55.7
7	35.0	32.1	196.5	2.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.48	11.12	6.47	12.90	178.4	203.6
8	75.2	75.2	196.5	54.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.79	7.10	6.47	6.54	128.9	203.6
9	59.5	59.5	0.0	79.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	9.8	11.6	13.3	13.2	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.60	4.02	4.15	4.02	54.8	53.5
14	48.5	55.1	32.3	32.4	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.75	8.04	4.15	4.02	145.9	70.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

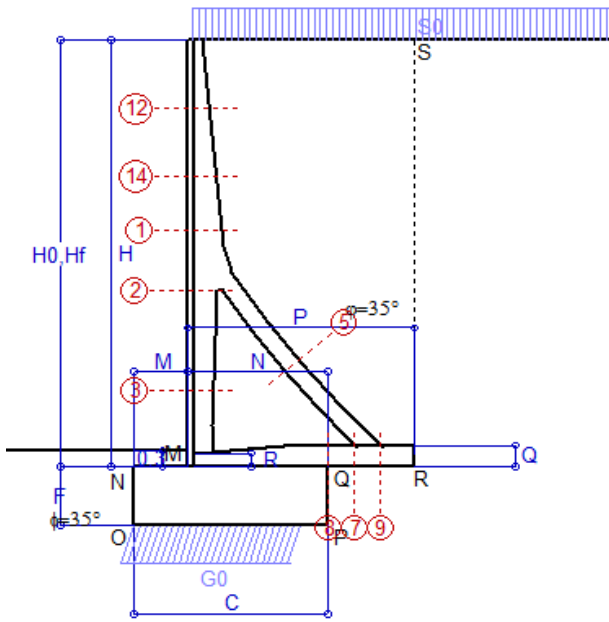
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.343$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 8.00$ m $O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.8	745.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	71.4	364.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.1	163.4
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	661.4	2 095.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.1	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 273.4$	$M_9 = 1110.7$	$P_9 = 833.5$	$M_9 = 2437.3$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	304.5	1 241.4	888.3	2 631.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 833.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.18$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.262$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.2^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 497.4 > Ed = S_9 \text{equ} = 304.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_8 \text{equ}) = 2631 > Ed = M_9 \text{equ} = 1241.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1671.4 > Ed = 911.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 461$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 274$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	113.0	126.8	42.2	53.8	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	275.8	83.0	
2	67.0	77.2	306.1	-83.5	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.20	6.57	6.50	10.44	180.6	-177.9	
3	-31.3	-31.3	347.0	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.52	4.02	6.50	4.54	-177.8	77.8	
5	-13.3	-13.3	-314.2	22.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.08	9.11	10.05	5.69	-56.7	55.7	
7	39.0	40.3	202.0	-29.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.50	11.12	6.47	12.90	179.3	-204.3	
8	52.9	52.9	202.0	10.6	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.81	7.10	6.47	6.54	129.8	204.3	
9	56.9	56.9	0.0	81.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	10.5	12.4	11.0	14.1	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	53.2	
14	50.9	57.8	26.6	33.8	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.72	8.04	4.15	4.02	145.1	69.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

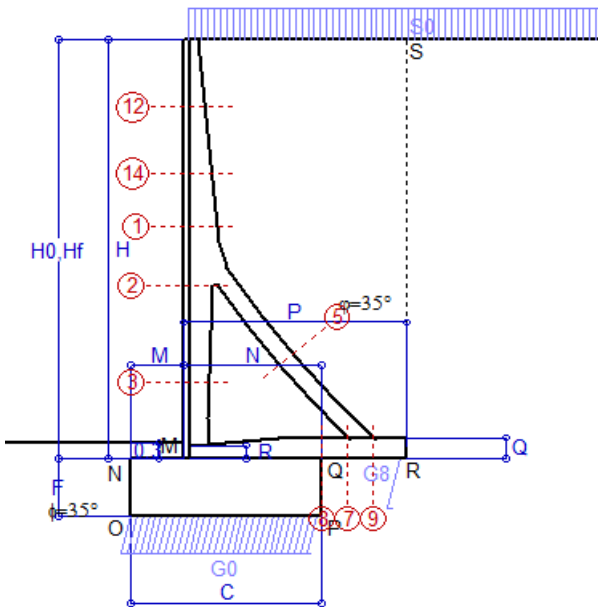
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	587.94	0.00	0.00
43.36	221.13	0.00	0.00
0.00	0.00	73.11	163.37
0.00	0.00	636.16	2 017.66
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 202.11$	$M_9 = 810.04$	$P_9 = 808.27$	$M_8 = 2 359.22$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	2.912
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	2.799
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 30.70$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.11$ m	
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 777.57$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m	
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t = 0.216$ MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta = 14.0^\circ$	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.05

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	78.3	38.2	51.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	107	3.24	38	0.000
2	44.9	232.2	-63.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	37	3.00	38	0.000
3	-25.5	269.3	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-4	3.62	38	0.000
5	-10.4	-225.0	20.8	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	162	0.00	38	0.115
7	20.8	144.6	-0.6	125.0	40.0	35.0	11.12	6.47	5	1.15	40	0.000
8	49.6	144.6	38.4	125.0	40.0	35.0	7.10	6.47	106	4.67	40	0.000
9	42.4	0.0	56.1	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	115	3.65	40	0.000
12	6.8	9.7	11.2	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	46	1.14	38	0.000
14	34.5	23.9	30.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	89	2.38	38	0.000

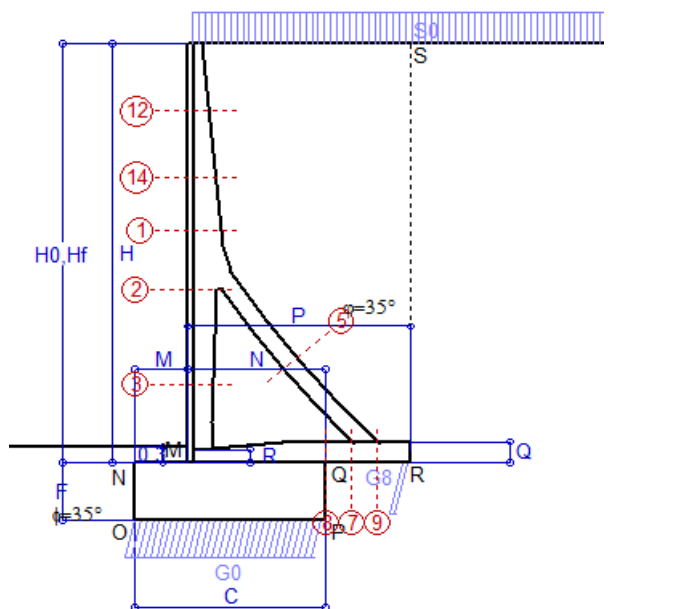
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	587.94	0.00	0.00
32.52	165.85	0.00	0.00
0.00	0.00	73.11	163.37
0.00	0.00	615.16	1 952.56
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 191.27$	$M_9 = 754.76$	$P_9 = 787.27$	$M_8 = 2 294.12$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.040$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.881$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 39.91$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.14$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 747.36$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.208$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	69.1	36.1	46.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	94	2.86	38	0.000
2	37.1	216.7	-59.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	22	2.45	38	0.000
3	-27.6	251.8	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-3	3.73	38	0.000
5	-10.0	-208.5	20.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	151	0.00	38	0.105
7	11.0	134.0	-5.1	125.0	40.0	35.0	11.12	6.47	0	0.59	40	0.000
8	36.6	134.0	32.9	125.0	40.0	35.0	7.10	6.47	60	3.22	40	0.000
9	36.6	0.0	48.4	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	99	3.15	40	0.000
12	5.6	9.0	9.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	38	0.95	38	0.000
14	29.8	22.4	27.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	76	2.06	38	0.000

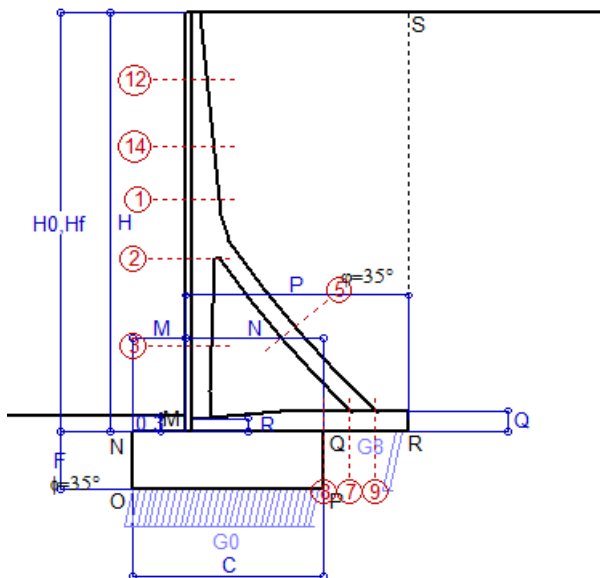
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	587.94	0.00	0.00
0.00	0.00	73.11	163.37
0.00	0.00	552.16	1 757.26
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 158.75$	$M_9 = 588.92$	$P_9 = 724.27$	$M_8 = 2 098.82$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.564$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.194$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 67.81$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 656.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.182$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

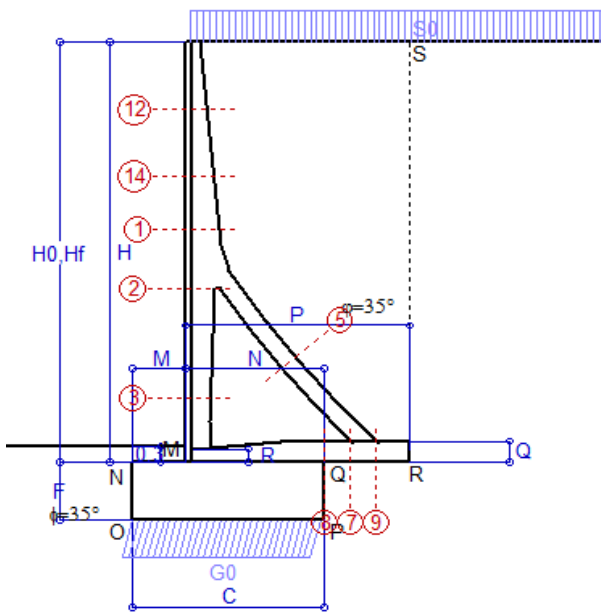
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	41.5	29.7	31.6	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	54	1.74	38	0.000
2	13.7	170.3	-46.9	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	1.14	38	0.000
3	-34.3	199.4	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	1	4.22	38	0.000
5	-8.8	-158.9	17.4	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	120	0.00	38	0.072
7	-16.6	102.2	-18.8	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	8	1.06	40	0.000
8	-0.9	102.2	16.1	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	-1	0.23	40	0.000
9	25.4	0.0	33.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	69	2.18	40	0.000
12	2.0	6.7	4.0	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	11	0.36	38	0.000
14	15.5	17.8	16.3	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	37	1.10	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 8.00$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 4.20$ m
 $Q = 0.40$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u80TM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 8.00$ m
 $H = 8.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $\alpha = \arctan(\tan\phi/1.25) = 29.26^\circ$
 $R_0 = 0.560$
 $a_{max}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	198.5	747.6	14.0	72.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.0	56.2	0.8	4.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.8	5.2	72.7	161.4
Peso terra e sovraccarico x 1	13.2	71.0	561.7	1 787.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.7	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 231.6	M_g = 882.7	P_g = 747.0	M_g = 2 201.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 747.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.56$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.210$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 15.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 431.0 > E_d = S_9 = 231.6$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 2202 > E_d = 1.0 * M_9 = 882.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1376 > E_d = 633.1$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 363$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 286$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.31
 Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

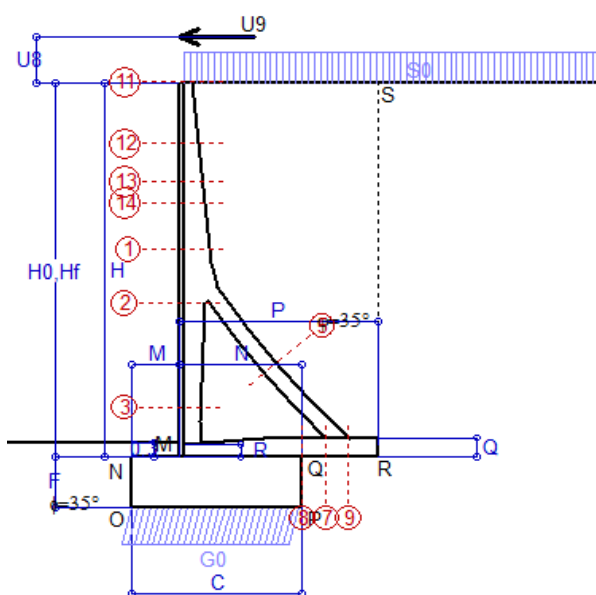
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	79.0	89.7	33.1	42.5	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.01	12.60	4.15	4.02	274.3	86.4
2	36.9	45.6	252.5	-75.4	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.96	6.57	6.50	10.44	172.2	-180.0
3	-38.8	-38.8	293.8	15.8	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.23	4.02	6.50	4.54	-166.1	74.3
5	-11.0	-11.0	-259.6	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.53	9.11	10.05	5.69	-63.2	55.7
7	52.1	47.7	166.9	11.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.35	11.12	6.47	12.90	173.6	199.7
8	86.5	86.5	166.9	49.8	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.65	7.10	6.47	6.54	124.0	199.7
9	57.5	57.5	0.0	83.1	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	5.8	7.0	7.6	8.7	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.57	4.02	4.15	4.02	54.3	55.5
14	32.9	37.9	19.9	24.8	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.69	8.04	4.15	4.02	144.3	73.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurviva da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.1	587.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.4	221.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.1	163.4
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	636.2	2 017.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	115.5	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.7	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 213.5	M₉ = 925.5	P₉ = 808.3	M₈ = 2 359.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 808.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.55$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.228$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 565.8 > E_d = 1 * S_9 = 213.5$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 2123 > E_d = 1.1 * M_9 = 1018.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 410$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 300$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

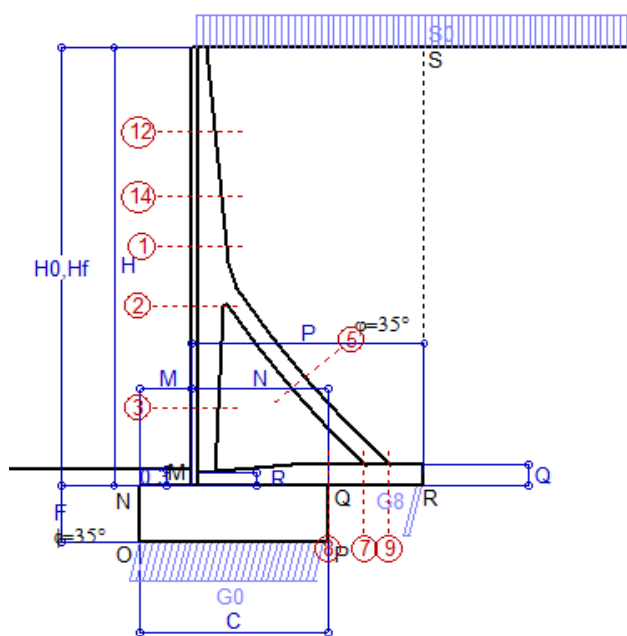
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 6.50

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd}	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	142.8	155.1	38.2	40.0	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.04	12.60	4.15	4.02	275.1	87.5	
2	102.1	111.3	268.2	-66.3	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.03	6.57	6.50	10.44	174.6	-181.4	
3	-1.8	-1.8	314.3	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.67	4.02	6.50	4.54	-170.8	75.7	
5	-12.7	-12.7	-272.0	21.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.43	9.11	10.05	5.69	-61.8	55.7	
7	48.1	46.1	174.9	1.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.38	11.12	6.47	12.90	174.9	200.7	
8	78.3	78.3	174.9	40.8	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.69	7.10	6.47	6.54	125.3	200.7	
9	56.6	56.6	0.0	81.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
11	13.5	14.3	-0.2	6.7	26.4	18.9	111.7	11.9	73°, 1.0	2.02	2.01	4.15	4.02	20.8	33.5	
12	39.2	42.0	9.7	13.2	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.58	4.02	4.15	4.02	54.5	54.9	
13	65.3	70.3	18.3	20.5	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.16	6.03	4.15	4.02	97.6	66.0	
14	85.0	91.8	23.9	26.0	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.71	8.04	4.15	4.02	144.8	73.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	229.1	901.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	69.1	369.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	102.0	234.8
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	945.1	3 116.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 301.6$	$M_9 = 1 272.0$	$P_9 = 1 175.9$	$M_8 = 3 582.4$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 58.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1117.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.310$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 823.1 > Ed = 1 * S_9 = 301.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 3224 > Ed = 1.1 * M_9 = 1399.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 564$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 424$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	133.0	149.1	57.7	58.7	66.3	59.3	121.1	20.8	-	5.72	15.27	4.15	4.02	352.8	88.1
2	78.5	90.2	340.8	-91.7	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.65	7.63	7.54	10.16	218.7	-181.9
3	-36.0	-36.0	392.9	0.0	46.1	41.0	22.5	22.5	-	12.68	5.09	7.54	4.57	-210.8	85.4
5	-20.3	-20.3	-340.7	32.3	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.38	9.11	11.66	5.82	-68.4	57.2
7	15.9	17.3	219.0	-26.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.65	11.59	6.47	11.01	187.8	-206.5
8	71.0	71.0	219.0	80.6	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.97	7.57	6.47	4.65	138.5	206.5
9	60.8	60.8	0.0	75.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.64	11.59	3.08	9.82	151.6	177.8
12	17.0	19.8	18.0	17.9	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	2.90	5.09	4.15	4.02	75.2	58.4
14	65.2	73.7	38.2	38.5	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.28	10.18	4.15	4.02	196.6	74.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

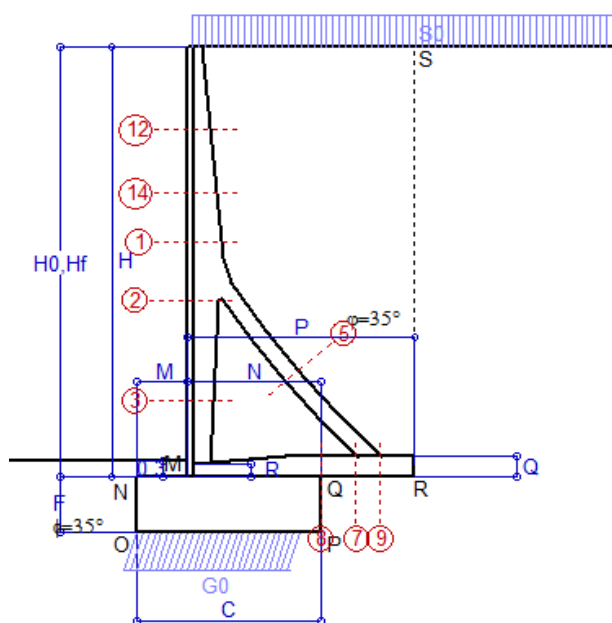
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	223.3	878.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	75.9	406.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	78.5	180.6
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	740.0	2 438.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.4	1.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	S₉ = 302.6	M₉ = 1 285.7	P₉ = 917.5	M₉ = 2 797.6
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	337.0	1 436.1	980.0	3 025.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 917.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.278$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.3^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_9 \text{equ} \cdot R_0 = 548.8 > Ed = S_9 \text{equ} = 337$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_8 \text{equ}) = 3026 > Ed = M_9 \text{equ} = 1436.1$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1974.4 > Ed = 1069.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 493$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 325$ kN

Verifica delle sezioni allo s.i.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.77

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	137.9	154.5	47.3	60.6	66.3	59.3	121.1	20.8	-	5.68	15.27	4.15	4.02	350.9	87.3
2	82.7	94.7	339.6	-92.7	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.65	7.63	7.54	10.16	218.5	-181.7
3	-35.5	-35.5	385.1	0.0	46.1	41.0	22.5	22.5	-	12.48	5.09	7.54	4.57	-209.1	84.8
5	-16.0	-16.0	-349.7	25.4	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.31	9.11	11.66	5.82	-67.3	57.2
7	48.9	50.4	224.8	-33.4	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.68	11.59	6.47	11.01	188.7	-207.3
8	81.8	81.8	224.8	49.1	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.00	7.57	6.47	4.65	139.4	207.3
9	68.7	68.7	0.0	96.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.64	11.59	3.08	9.82	151.6	177.8
12	18.0	21.0	14.8	18.9	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	2.89	5.09	4.15	4.02	74.9	58.1
14	68.1	77.0	31.4	40.1	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.25	10.18	4.15	4.02	195.7	74.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

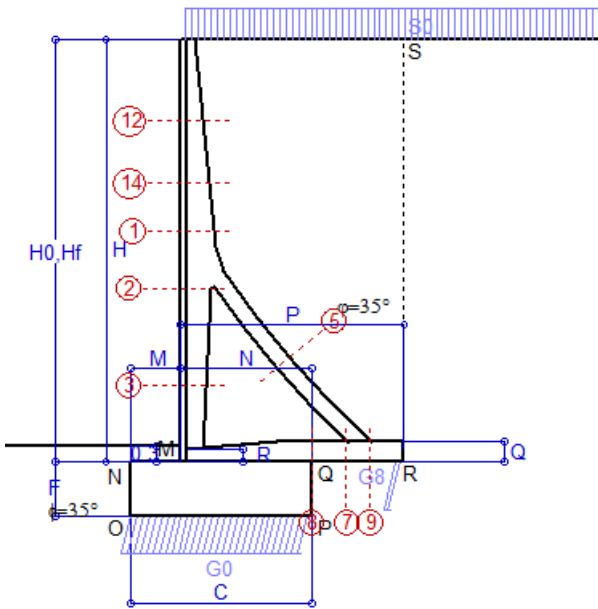
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
176.21	693.10	0.00	0.00
46.07	246.47	0.00	0.00
0.00	0.00	78.50	180.59
0.00	0.00	713.33	2 352.74
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 224.94$	$M_9 = 940.54$	$P_9 = 890.83$	$M_8 = 2 711.53$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.883$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.772$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 50.93$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.17$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 839.90$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.233$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.36

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	96.2	43.0	58.7	121.1	66.3	59.3	15.27	4.15	103	3.35	38	0.051
2	56.1	258.2	-71.0	112.0	59.8	54.9	7.63	7.54	41	3.31	38	0.000
3	-28.8	299.4	0.0	22.5	46.1	41.0	5.09	7.54	-4	3.80	38	0.000
5	-12.2	-251.2	23.6	0.0	34.0	22.1	9.11	11.66	158	0.00	38	0.101
7	6.2	161.5	-23.1	125.0	40.0	35.0	11.59	6.47	-1	0.50	40	0.000
8	45.8	161.5	58.4	125.0	40.0	35.0	7.57	6.47	75	3.99	40	0.000
9	43.1	0.0	53.2	125.0	40.0	35.0	11.59	3.08	112	3.64	40	0.000
12	11.9	13.2	15.7	119.5	43.6	36.7	5.09	4.15	59	1.50	38	0.000
14	46.6	28.3	37.0	124.0	56.4	49.3	10.18	4.15	89	2.58	38	0.000

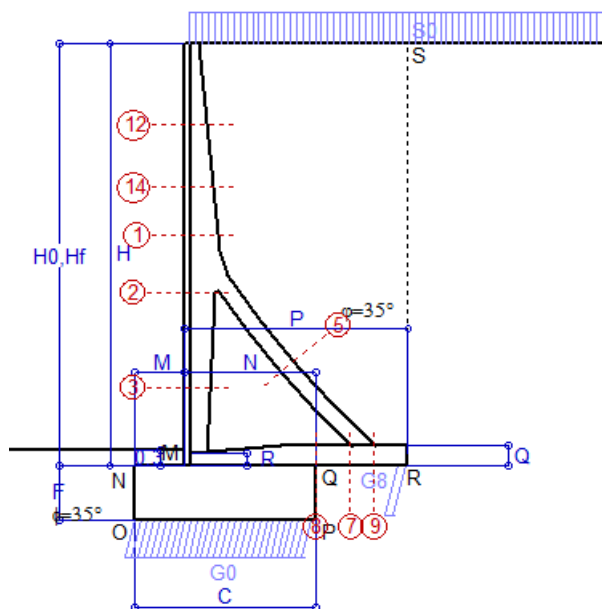
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
176.21	693.10	0.00	0.00
34.55	184.85	0.00	0.00
0.00	0.00	78.50	180.59
0.00	0.00	691.08	2 280.99
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 213.42$	$M_9 = 878.92$	$P_9 = 868.58$	$M_8 = 2 639.77$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.003$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.849$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 60.16$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.20$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 808.42$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.225$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.92

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	85.3	40.7	53.3	121.1	66.3	59.3	15.27	4.15	91	2.98	38	0.000
2	47.0	241.6	-66.6	112.0	59.8	54.9	7.63	7.54	27	2.76	38	0.000
3	-31.3	280.8	0.0	22.5	46.1	41.0	5.09	7.54	-3	3.92	38	0.000
5	-11.8	-233.5	22.7	0.0	34.0	22.1	9.11	11.66	149	0.00	38	0.099
7	-3.6	150.1	-27.0	125.0	40.0	34.8	11.59	6.47	-1	0.40	40	0.000
8	31.6	150.1	52.4	125.0	40.0	35.0	7.57	6.47	31	2.41	40	0.000
9	36.7	0.0	45.3	125.0	40.0	35.0	11.59	3.08	96	3.10	40	0.000
12	10.0	12.2	13.4	119.5	43.6	36.7	5.09	4.15	49	1.26	38	0.000
14	40.5	26.6	32.9	124.0	56.4	49.3	10.18	4.15	77	2.25	38	0.000

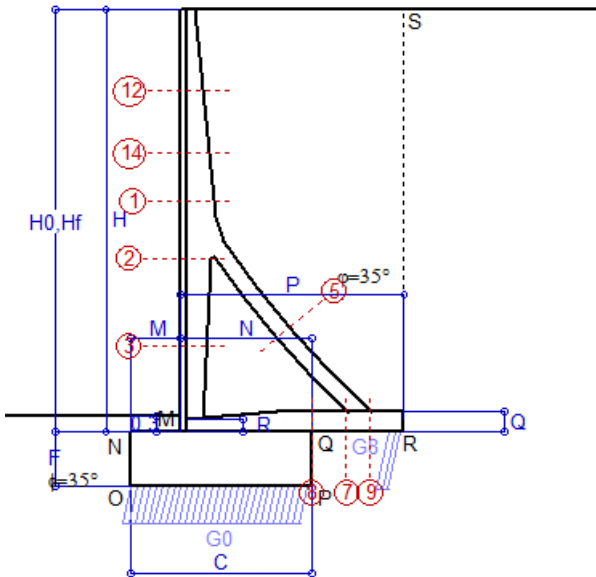
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
176.21	693.10	0.00	0.00
0.00	0.00	78.50	180.59
0.00	0.00	624.33	2 065.72
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 178.87$	$M_9 = 694.07$	$P_9 = 801.83$	$M_8 = 2 424.51$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.493$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.138$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 88.06$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.29$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 713.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.198$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

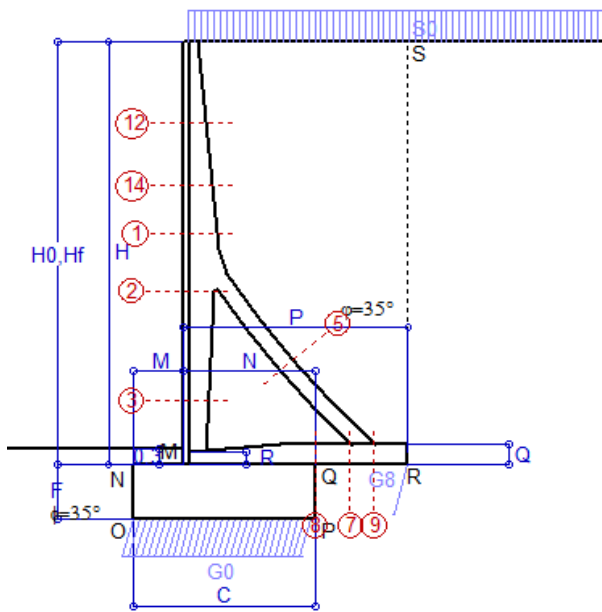
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	52.8	33.7	37.2	121.1	66.3	59.3	15.27	4.15	55	1.87	38	0.000
2	19.7	192.0	-53.5	112.0	59.8	54.9	7.63	7.54	0	1.33	38	0.000
3	-39.3	224.8	0.0	22.5	46.1	41.0	5.09	7.54	0	4.43	38	0.000
5	-10.4	-180.6	20.0	0.0	34.0	22.1	9.11	11.66	120	0.00	38	0.078
7	-31.3	116.1	-38.9	125.0	40.0	34.8	11.59	6.47	55	2.83	40	0.000
8	-9.1	116.1	34.4	125.0	40.0	34.8	7.57	6.47	0	0.50	40	0.000
9	30.9	0.0	38.2	125.0	40.0	35.0	11.59	3.08	81	2.61	40	0.000
12	4.1	9.3	6.6	119.5	43.6	36.7	5.09	4.15	18	0.54	38	0.000
14	22.3	21.4	20.8	124.0	56.4	49.3	10.18	4.15	40	1.27	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 8.50$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 4.45$ m
 $Q = 0.40$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u85TM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 8.50$ m
 $H = 8.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan\phi/1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del murc $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	224.1	881.3	15.8	86.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.7	62.7	0.8	4.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.9	5.8	78.0	178.4
Peso terra e sovraccarico x 1	15.0	84.1	634.0	2 097.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.8	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	S_g = 258.8	M_g = 1 036.5	P_g = 826.4	M_g = 2 542.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghez del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 9.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.03$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 817.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.227$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 15.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 475.5 > E_d = S_9 = 258.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 2542 > E_d = 1.0 * M_9 = 1036.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1638 > E_d = 756$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 396$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 324$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.83

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

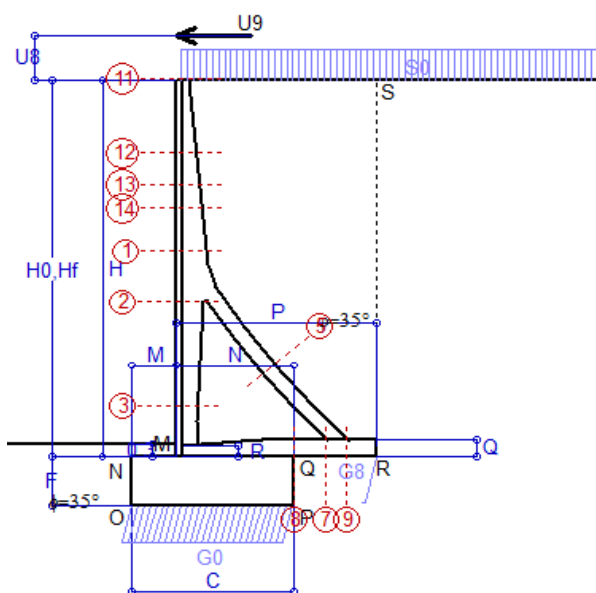
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	99.3	112.3	37.5	49.0	66.3	59.3	121.1	20.8	73°, 1.0	5.63	15.27	4.15	4.02	349.2	90.0
2	48.7	59.1	284.3	-84.8	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.41	7.63	7.54	10.16	209.3	-183.9
3	-44.1	-44.1	330.6	17.9	46.1	41.0	22.5	22.5	-	11.06	5.09	7.54	4.57	-197.1	81.1
5	-13.4	-13.4	-293.7	21.3	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.76	9.11	11.66	5.82	-73.9	57.2
7	50.9	48.1	188.8	-1.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.52	11.59	6.47	11.01	182.9	-202.6
8	104.5	104.5	188.8	77.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.84	7.57	6.47	4.65	133.5	202.6
9	65.3	65.3	0.0	88.1	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.64	11.59	3.08	9.82	151.6	177.8
12	10.7	12.6	10.5	12.6	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	2.87	5.09	4.15	4.02	74.5	60.7
14	46.0	52.6	23.9	30.5	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.22	10.18	4.15	4.02	194.6	77.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul scurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 8.50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.50$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	176.2	693.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	46.1	246.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	78.5	180.6
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	713.3	2 352.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	121.2	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.7	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 236.4	M₉ = 1 061.7	P₉ = 890.8	M₈ = 2 711.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 13.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.05$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 876.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.244$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 623.6 > Ed = 1 * S_9 = 236.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 2440 > Ed = 1.1 * M_9 = 1167.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 441$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 337$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

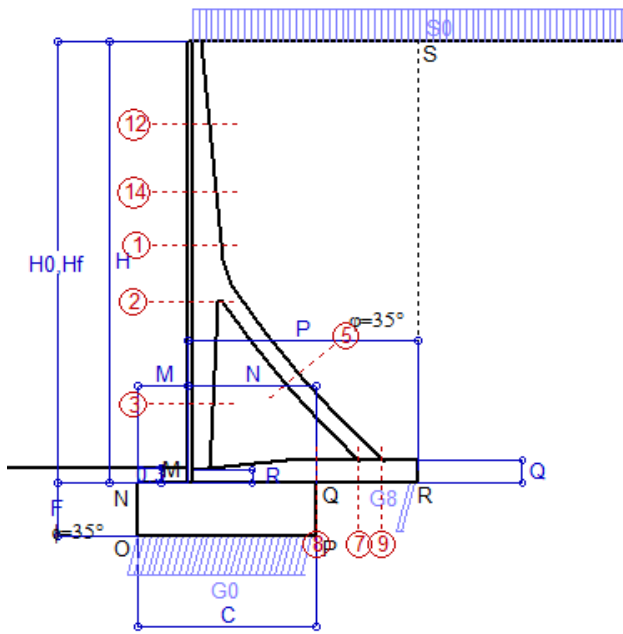
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 7.19

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	164.8	179.2	43.0	44.9	66.3	59.3	121.1	20.8	73°, 1.0	5.66	15.27	4.15	4.02	350.2	91.5	
2	116.7	127.3	294.2	-72.6	59.8	54.9	112.0	22.5	90°, 1.0	5.45	7.63	7.54	10.16	211.0	-185.5	
3	-3.7	-3.7	344.4	0.0	46.1	41.0	22.5	22.5	-	11.42	5.09	7.54	4.57	-200.2	82.1	
5	-15.3	-15.3	-298.3	24.3	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.72	9.11	11.66	5.82	-73.4	57.2	
7	41.4	41.3	191.7	-12.8	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.54	11.59	6.47	11.01	183.4	-203.0	
8	88.8	88.8	191.7	68.6	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.85	7.57	6.47	4.65	134.0	203.0	
9	61.5	61.5	0.0	79.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.64	11.59	3.08	9.82	151.6	177.8	
11	13.5	14.3	-0.2	6.6	26.4	18.9	111.7	11.9	73°, 1.0	2.10	2.54	4.15	4.02	24.3	33.5	
12	49.3	52.9	13.2	16.2	43.6	36.7	119.5	15.7	73°, 1.0	2.88	5.09	4.15	4.02	74.7	60.2	
13	75.7	81.7	21.3	23.8	50.9	44.4	122.8	17.3	73°, 1.0	3.59	7.63	4.15	4.02	132.8	71.2	
14	101.7	110.1	28.3	30.3	56.4	49.3	124.0	18.6	73°, 1.0	4.24	10.18	4.15	4.02	195.2	77.8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 9.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	256.8	1 053.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	73.2	409.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	113.4	270.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1 037.2	3 524.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 333.4	M_g = 1 464.0	P_g = 1 279.2	M_g = 4 027.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 75.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1204.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.334$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 895.5 > E_d = 1 * S_9 = 333.4$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 3625 > E_d = 1.1 * M_9 = 1610.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 613$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 463$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	4.05
$K_0 =$	0.244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Ed} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	160.5	179.6	64.4	65.8	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.07	16.46	4.84	5.03	399.9	117.7
2	95.5	109.2	376.4	-101.2	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.02	8.23	8.64	10.77	249.9	-203.1
3	-40.7	-40.7	434.1	0.0	47.9	42.8	22.5	22.5	-	14.86	5.09	8.64	4.59	-242.9	92.8
5	-23.4	-23.4	-377.4	35.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.46	10.30	12.25	6.01	-69.4	59.0
7	0.8	6.4	242.6	-47.2	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.17	12.60	7.60	10.76	233.7	-227.1
8	73.8	73.8	242.6	96.2	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.39	8.04	7.60	3.78	169.3	227.1
9	61.7	61.7	0.0	74.2	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8
12	18.2	21.1	18.6	18.6	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.97	5.09	4.84	4.02	76.5	59.1
14	75.8	85.6	41.6	42.1	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.49	10.78	4.84	4.02	216.0	76.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

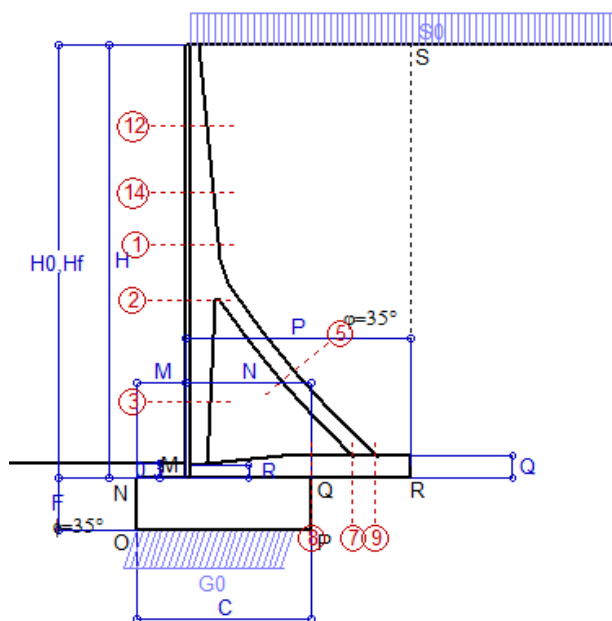
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_0 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 9.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	250.4	1 026.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	80.4	450.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	87.2	208.4
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	811.4	2 756.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	1.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	$S_9 = 334.1$	$M_9 = 1 477.8$	$P_9 = 997.6$	$M_9 = 3 143.3$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	371.8	1 649.8	1 066.6	3 401.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 997.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.34$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.299$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.5^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \text{equ} * R_0 = 597.3 > E_d = S_9 \text{equ} = 371.8$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (M_8 \text{equ}) = 3402 > E_d = M_9 \text{equ} = 1649.8$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2264.0 > E_d = 1244.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 532$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 367$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 4.45

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN		
1	166.0	185.6	52.7	67.8	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.02	16.46	4.84	5.03	397.7	117.3	
2	100.2	114.3	374.6	-102.2	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.01	8.23	8.64	10.77	249.6	-202.9	
3	-40.2	-40.2	424.8	0.0	47.9	42.8	22.5	22.5	-	14.62	5.09	8.64	4.59	-241.0	92.1	
5	-18.4	-18.4	-386.9	28.1	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.39	10.30	12.25	6.01	-68.3	59.0	
7	51.5	54.8	248.7	-40.7	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.20	12.60	7.60	10.76	234.8	-227.9	
8	103.5	103.5	248.7	69.2	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.42	8.04	7.60	3.78	170.4	227.9	
9	76.2	76.2	0.0	95.6	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
12	19.3	22.4	15.4	19.7	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.96	5.09	4.84	4.02	76.2	58.8	
14	79.2	89.3	34.2	43.7	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.45	10.78	4.84	4.02	214.9	76.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

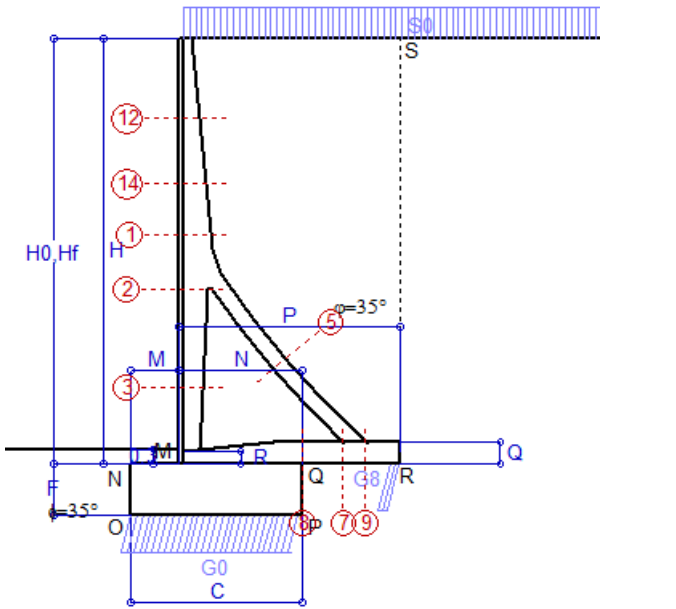
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 9.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	809.96	0.00	0.00
48.78	273.16	0.00	0.00
0.00	0.00	87.22	208.42
0.00	0.00	783.50	2 663.88
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 248.99$	$M_9 = 1 084.10$	$P_9 = 969.72$	$M_8 = 3 050.51$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	2.814
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	2.726
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 63.68$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.20$ m	
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 906.04$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3.60$ m	
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t = 0.252$ MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta = 14.4^\circ$	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.70

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	116.3	48.0	66.4	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	110	3.61	38	0.061
2	68.5	285.3	-79.2	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	47	3.64	38	0.000
3	-32.7	331.0	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-5	4.04	38	0.000
5	-14.2	-278.7	26.0	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	169	0.00	38	0.107
7	-5.6	179.2	-38.6	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	-1	0.44	40	0.000
8	47.1	179.2	70.1	125.0	45.0	40.0	8.04	7.60	46	3.00	40	0.000
9	43.5	0.0	52.2	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	91	2.87	40	0.000
12	12.8	13.7	16.4	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	63	1.57	38	0.000
14	54.4	30.9	40.8	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	95	2.76	38	0.000

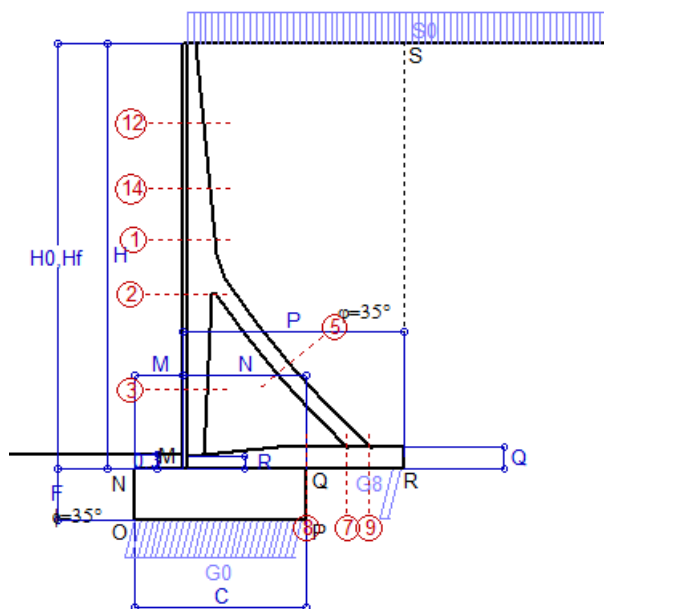
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 9.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	809.96	0.00	0.00
36.58	204.87	0.00	0.00
0.00	0.00	87.22	208.42
0.00	0.00	760.25	2 586.58
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 236.80$	$M_9 = 1 015.81$	$P_9 = 946.47$	$M_8 = 2 973.20$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = \dots = 2.927$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.798$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 73.30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.23$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 873.17$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.243$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.20

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	103.8	45.5	60.6	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	98	3.23	38	0.046
2	58.0	267.7	-74.5	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	32	3.08	38	0.000
3	-35.7	311.1	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-4	4.17	38	0.000
5	-13.7	-259.9	25.1	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	159	0.00	38	0.105
7	-15.7	167.1	-42.2	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	0	0.66	40	0.000
8	31.6	167.1	63.9	125.0	45.0	40.0	8.04	7.60	13	1.60	40	0.000
9	37.3	0.0	44.9	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	78	2.46	40	0.000
12	10.7	12.7	14.0	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	52	1.32	38	0.000
14	47.5	29.0	36.5	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	82	2.42	38	0.000

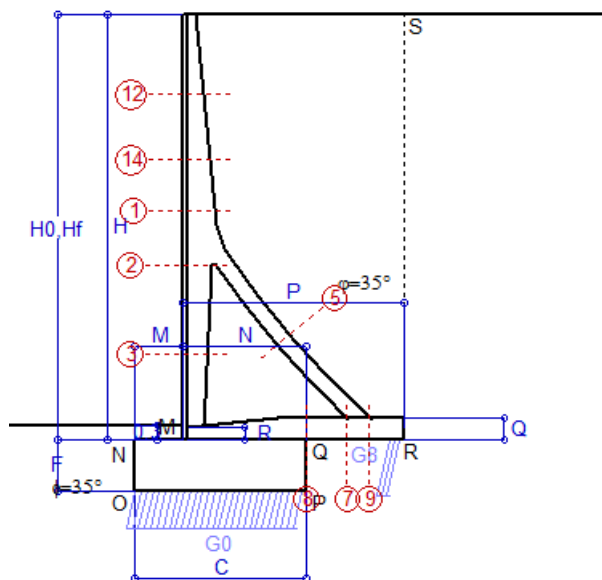
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 9.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197.55	809.96	0.00	0.00
0.00	0.00	87.22	208.42
0.00	0.00	690.50	2 354.66
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 200.21$	$M_9 = 810.94$	$P_9 = 876.72$	$M_8 = 2 741.28$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.380$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.065$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 102.37$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.32$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 774.35$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.215$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

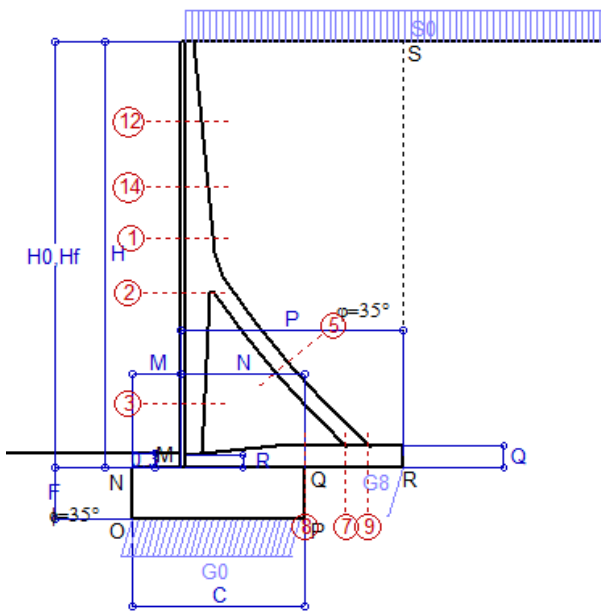
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	66.0	38.0	43.2	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	60	2.08	38	0.000
2	26.4	215.0	-60.5	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	1	1.53	38	0.000
3	-45.0	251.5	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	0	4.71	38	0.000
5	-12.2	-203.5	22.2	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	130	0.00	38	0.088
7	-44.1	130.8	-53.5	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	67	3.15	40	0.000
8	-13.3	130.8	44.8	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	0	0.55	40	0.000
9	34.6	0.0	41.6	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	73	2.28	40	0.000
12	4.5	9.7	7.0	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	19	0.58	38	0.000
14	26.8	23.5	23.6	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	45	1.40	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 9.00$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 4.65$ m
 $Q = 0.45$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u90TM

Altezza della terra contro il pannello $H = 9.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del murc $l_b = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 9.00$ m

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 9.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	251.2	1 029.9	17.7	100.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	12.4	69.5	0.9	4.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.1	6.6	86.7	205.9
Peso terra e sovraccarico x 1	16.6	97.5	700.1	2 387.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 288.2	M_g = 1 206.1	P_g = 903.2	M_g = 2 874.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghez del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 15.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.05$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 887.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.247$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 518.4 > E_d = S_9 = 288.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 2874 > E_d = 1.0 * M_9 = 1206.1$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1893 > E_d = 893$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 433$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 357$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.29

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

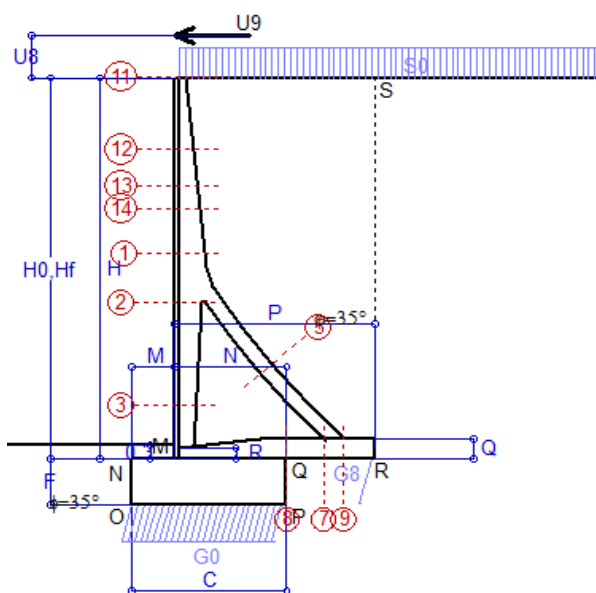
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	122.5	138.2	42.2	55.9	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.98	16.46	4.84	5.03	395.8	121.0
2	62.0	74.3	317.6	-94.6	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.77	8.23	8.64	10.77	239.6	-205.2
3	-49.9	-49.9	369.0	19.8	47.9	42.8	22.5	22.5	-	13.18	5.09	8.64	4.59	-229.0	88.3
5	-15.6	-15.6	-329.4	23.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.81	10.30	12.25	6.01	-75.0	59.0
7	46.9	46.0	211.8	-13.9	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.04	12.60	7.60	10.76	228.0	-223.0
8	119.2	119.2	211.8	92.7	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.25	8.04	7.60	3.78	163.5	223.0
9	70.2	70.2	0.0	84.1	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8
12	11.7	13.7	10.9	13.3	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.93	5.09	4.84	4.02	75.7	61.3
14	54.7	62.4	26.2	34.0	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.42	10.78	4.84	4.02	213.8	79.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul scurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 9.00\text{ m}$	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00\text{ m}$
$C = 3.60\text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00\text{ m}$
$F = 1.10\text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0\text{ kN/m}^2$
$M = 1.00\text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60\text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0\text{ kN/m}^3$
$P = 4.65\text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0\text{ kN/m}^3$
$Q = 0.45\text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00\text{ m}$	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29\text{ kN/cad}$
$R = 0.25\text{ m}$	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 9.00\text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.6	810.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	48.8	273.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	87.2	208.4
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	783.5	2 663.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	126.9	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.7	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 260.4	M₉ = 1 211.0	P₉ = 969.7	M₈ = 3 050.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 26.8\text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.08\text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 943.0\text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.60\text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.262\text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 678.8 > E_d = 1 * S_9 = 260.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 2745 > E_d = 1.1 * M_9 = 1332.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 478\text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 366\text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 7.89

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}	
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	cm ²	cm ²	
1	189.1	205.9	48.0	50.1	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.00	16.46	4.84	5.03	396.8	122.8	
2	132.5	144.8	321.4	-79.4	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.79	8.23	8.64	10.77	240.2	-207.1	
3	-5.9	-5.9	375.9	0.0	47.9	42.8	22.5	22.5	-	13.35	5.09	8.64	4.59	-230.5	88.7	
5	-17.6	-17.6	-325.8	27.0	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.84	10.30	12.25	6.01	-75.4	59.0	
7	29.2	32.2	209.4	-28.5	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.03	12.60	7.60	10.76	227.6	-222.7	
8	91.1	91.1	209.4	80.2	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.24	8.04	7.60	3.78	163.0	222.7	
9	62.3	62.3	0.0	75.1	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
11	13.5	14.3	-0.2	6.6	26.4	18.9	111.8	11.9	73°, 1.0	2.21	2.54	4.84	4.02	25.3	33.5	
12	50.9	54.6	13.7	16.7	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	76.0	60.9	
13	84.0	90.8	23.6	26.0	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	3.79	8.23	4.84	4.02	149.0	73.8	
14	112.1	121.4	30.9	32.8	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.44	10.78	4.84	4.02	214.5	80.3	

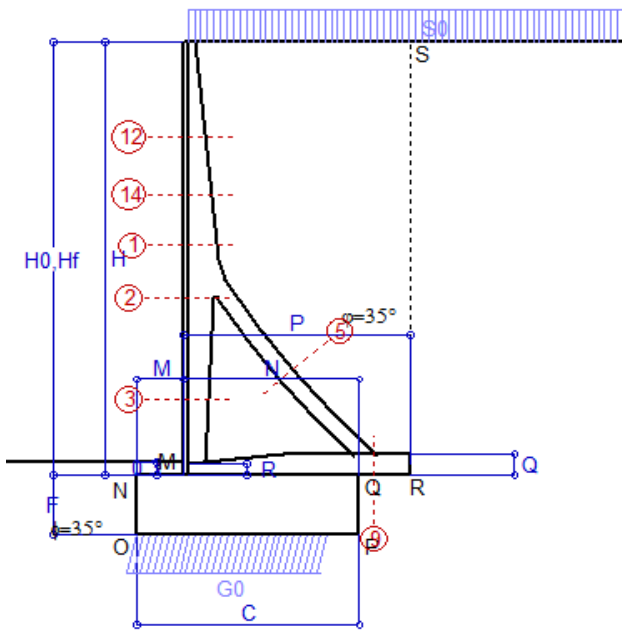
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 9.50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.50$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 9.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	286.1	1,278.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	77.2	467.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	118.0	287.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1,151.3	4,058.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	12.8	3.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	202.8	486.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 376.2	M₉ = 1,748.9	P₉ = 1,472.1	M₈ = 4,832.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1472.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.19$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.351$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = G_0 * R_0 = 1030 > E_d = 1 * S_9 = 376.2$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 4349 > E_d = 1.1 * M_9 = 1923.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 795$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 475$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	4.90
$K_0 =$	0.244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	191.4	213.2	71.3	73.2	72.3	65.3	121.4	21.0	73°, 1.0	6.63	18.85	4.84	5.03	478.7	122.2
2	114.7	130.7	413.7	-111.1	65.7	60.7	112.0	22.5	90°, 1.0	6.49	9.42	9.05	10.50	297.0	-206.9
3	-46.0	-46.0	477.2	0.0	49.6	44.4	22.5	22.5	-	15.19	6.28	9.05	4.61	-271.0	98.6
5	-27.7	-27.7	-416.0	40.4	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.76	11.37	14.51	6.31	-84.3	61.8
9	118.9	118.9	0.0	148.4	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.30	13.67	3.08	8.73	203.6	194.8
12	29.6	33.9	24.4	24.4	48.0	41.2	120.5	16.2	73°, 1.0	3.31	6.28	4.84	4.02	103.1	64.4
14	92.2	103.8	46.5	47.2	60.8	53.7	124.0	18.7	73°, 1.0	4.92	12.57	4.84	4.02	263.4	79.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

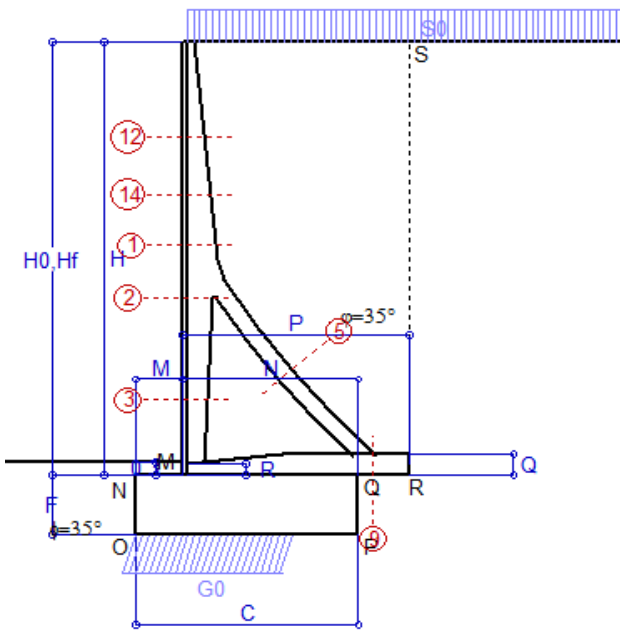
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 9.50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.50$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 9.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	279.0	1,246.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	84.8	513.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	90.8	220.9
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	900.0	3,171.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	18.3	5.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO)	$S_g = 382.1$	$M_g = 1,764.4$	$P_g = 1,146.7$	$M_g = 3,766.5$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	424.9	1,968.5	1,218.9	4,047.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1146.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.49$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.328$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.4^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 682.6 > E_d = S_{9\text{equ}} = 424.9$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (M_{8\text{equ}}) = 4048 > E_d = M_{9\text{equ}} = 1968.5$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2632.3 > E_d = 1442.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 697$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 293$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$ Freccia in cima al pannello mm 5.35

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	197.6	220.0	58.4	75.3	72.3	65.3	121.4	21.0	73°, 1.0	6.58	18.85	4.84	5.03	476.2	121.9
2	120.0	136.3	411.3	-112.0	65.7	60.7	112.0	22.5	90°, 1.0	6.48	9.42	9.05	10.50	296.6	-206.6
3	-45.3	-45.3	466.5	0.0	49.6	44.4	22.5	22.5	-	14.91	6.28	9.05	4.61	-268.7	97.8
5	-21.7	-21.7	-425.8	31.7	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.69	11.37	14.51	6.31	-83.1	61.8
9	90.3	90.3	0.0	112.4	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.30	13.67	3.08	8.73	203.6	194.8
12	31.2	35.8	20.1	25.7	48.0	41.2	120.5	16.2	73°, 1.0	3.29	6.28	4.84	4.02	102.7	64.1
14	96.0	108.0	38.2	49.0	60.8	53.7	124.0	18.7	73°, 1.0	4.88	12.57	4.84	4.02	262.2	79.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

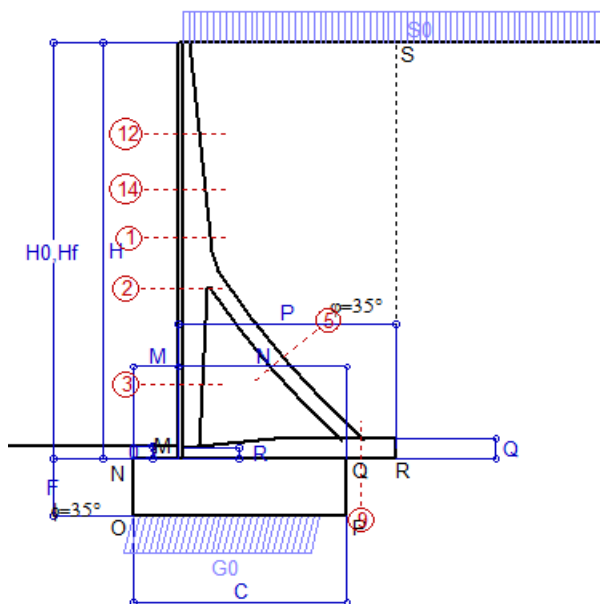
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 9.50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.50$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
220.11	983.17	0.00	0.00
51.49	311.50	0.00	0.00
0.00	0.00	90.76	220.93
0.00	0.00	870.55	3,069.79
9.85	2.69	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 281.45$	$M_9 = 1,297.36$	$P_9 = 1,117.31$	$M_8 = 3,665.11$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.825$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.779$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1117.31$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.24$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.264$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.08

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	139.2	53.2	74.6	121.4	72.3	65.3	18.85	4.84	110	3.77	38	0.066
2	82.8	313.9	-87.9	112.0	65.7	60.7	9.42	9.05	51	3.93	38	0.000
3	-36.7	364.1	0.0	22.5	49.6	44.4	6.28	9.05	-5	4.23	38	0.000
5	-16.6	-307.7	29.1	0.0	34.0	21.9	11.37	14.51	162	0.00	38	0.093
9	90.6	0.0	113.0	125.0	45.0	40.0	13.67	3.08	175	5.77	40	0.000
12	20.9	18.0	22.3	120.5	48.0	41.2	6.28	4.84	76	1.96	38	0.000
14	66.3	34.6	46.3	124.0	60.8	53.7	12.57	4.84	95	2.91	38	0.000

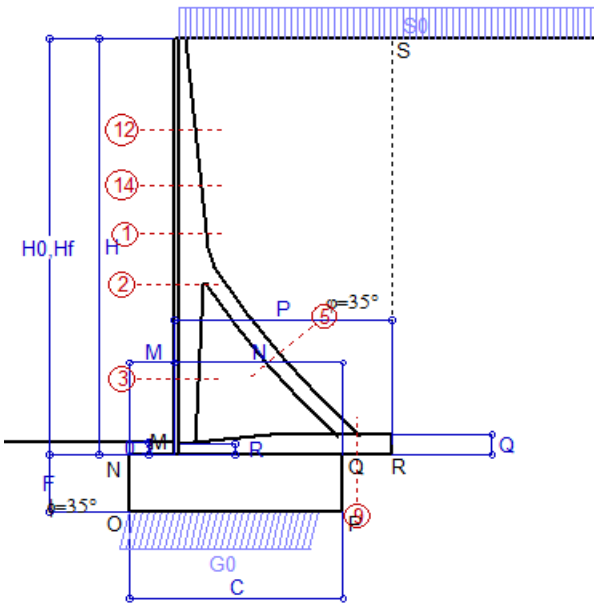
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 9.50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.50$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 9.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
220.11	983.17	0.00	0.00
38.62	233.63	0.00	0.00
0.00	0.00	90.76	220.93
0.00	0.00	846.05	2,985.26
9.71	2.67	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 268.44$	$M_9 = 1,219.46$	$P_9 = 1,092.81$	$M_8 = 3,580.59$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.936$
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.850$
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1092.81$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.32$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.253$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.51

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	124.7	50.5	68.4	121.4	72.3	65.3	18.85	4.84	98	3.39	38	0.052
2	70.8	295.2	-82.9	112.0	65.7	60.7	9.42	9.05	36	3.37	38	0.000
3	-40.1	343.1	0.0	22.5	49.6	44.4	6.28	9.05	-4	4.38	38	0.000
5	-16.1	-287.7	28.1	0.0	34.0	21.9	11.37	14.51	153	0.00	38	0.092
9	88.5	0.0	110.4	125.0	45.0	40.0	13.67	3.08	171	5.64	40	0.000
12	17.7	16.7	19.4	120.5	48.0	41.2	6.28	4.84	64	1.68	38	0.000
14	58.2	32.6	41.7	124.0	60.8	53.7	12.57	4.84	83	2.56	38	0.000

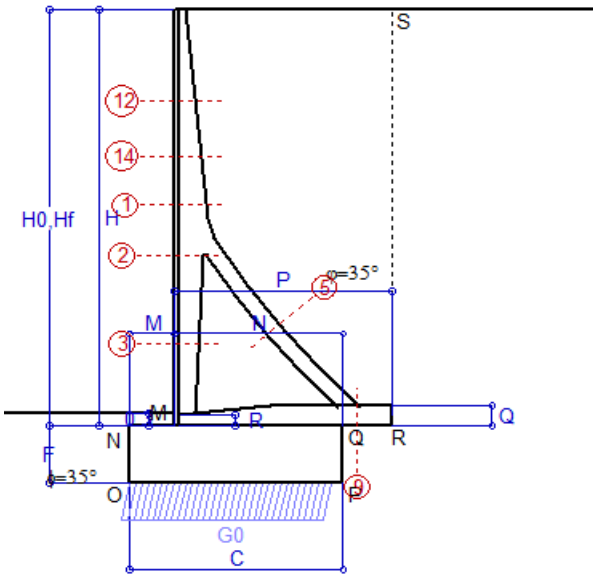
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 9.50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.50$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 9.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
220.11	983.17	0.00	0.00
0.00	0.00	90.76	220.93
0.00	0.00	772.55	2,731.69
9.28	2.59	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 229.39$	$M_9 = 985.76$	$P_9 = 1,019.31$	$M_8 = 3,327.01$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	3.375
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	3.110
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1019.31$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	4.59 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.222 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12.7°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

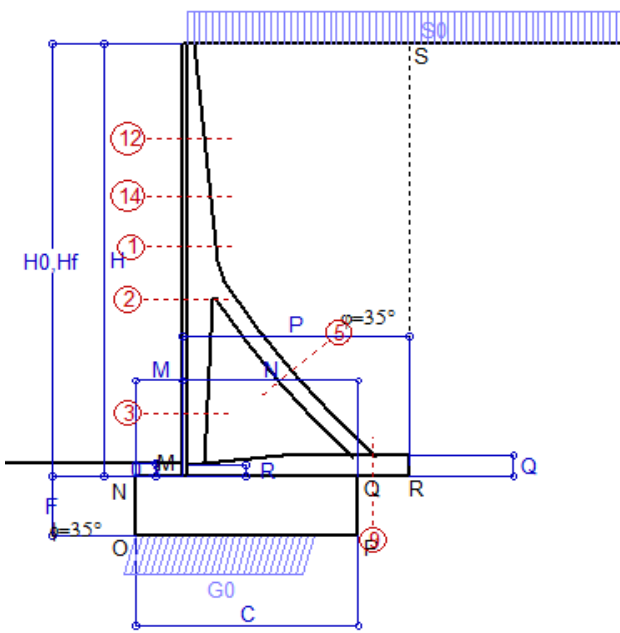
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	81.2	42.5	49.7	121.4	72.3	65.3	18.85	4.84	62	2.24	38	0.000
2	34.7	239.3	-67.9	112.0	65.7	60.7	9.42	9.05	3	1.76	38	0.000
3	-50.8	279.8	0.0	22.5	49.6	44.4	6.28	9.05	0	4.93	38	0.000
5	-14.4	-227.9	25.1	0.0	34.0	21.9	11.37	14.51	127	0.00	38	0.087
9	82.4	0.0	102.8	125.0	45.0	40.0	13.67	3.08	160	5.25	40	0.000
12	8.3	13.0	10.7	120.5	48.0	41.2	6.28	4.84	28	0.81	38	0.000
14	34.0	26.5	27.7	124.0	60.8	53.7	12.57	4.84	47	1.52	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 9.50$ m
 $C = 4.80$ m
 $F = 1.30$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 3.80$ m
 $P = 4.90$ m
 $Q = 0.45$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u95TM
 Altezza della terra contro il pannello $H = 9.50$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_8 = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 9.50$ m

$H = 9.50$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.560$

$a_{\text{max}}/g = 0.135$

$\beta_m = 0.18$

$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 9.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okabe) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	ORIZZONTALI	VERTICALI	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	279.9	1,250.1	19.7	116.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	13.1	79.2	0.9	5.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.2	7.6	90.2	218.2
Peso terra e sovraccarico x 1	18.5	117.4	782.1	2,765.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	19.6	5.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.5	154.1	369.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-33.1*	-17.6*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 337.0	M₉ = 1,462.4	P₉ = 1,047.1	M₈ = 3,475.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1047.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.88$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.270$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.2^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 33.1 \times 0.5 = 602.9 > E_d = S_9 = 337$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 17.6) = 3475 > E_d = 1.0 * M_9 = 1462.4$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2212 > E_d = 1046.5$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 586$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 307$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 2.96

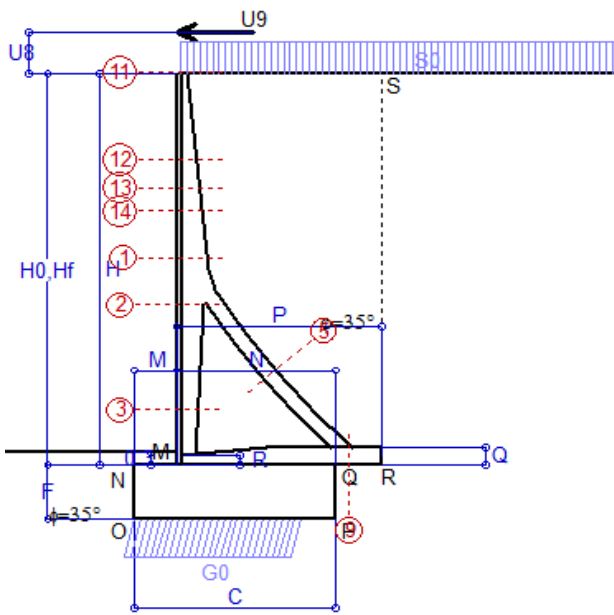
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	149.3	168.1	47.2	63.3	72.3	65.3	121.4	21.0	73°, 1.0	6.53	18.85	4.84	5.03	474.0	125.6	
2	77.7	92.1	353.0	-104.9	65.7	60.7	112.0	22.5	90°, 1.0	6.24	9.42	9.05	10.50	285.8	-209.0	
3	-56.2	-56.2	410.1	22.0	49.6	44.4	22.5	22.5	-	13.44	6.28	9.05	4.61	-256.1	93.8	
5	-18.5	-18.5	-367.6	27.1	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	6.08	11.37	14.51	6.31	-89.9	61.8	
9	93.0	93.0	0.0	117.2	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.30	13.67	3.08	8.73	203.6	194.8	
12	20.0	23.3	14.6	18.5	48.0	41.2	120.5	16.2	73°, 1.0	3.27	6.28	4.84	4.02	102.1	66.8	
14	68.3	77.6	29.6	39.0	60.8	53.7	124.0	18.7	73°, 1.0	4.84	12.57	4.84	4.02	260.9	82.8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 9.50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.50$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 9.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0.00^\circ$
	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	220.1	983.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	51.5	311.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	90.8	220.9
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	870.6	3,069.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	134.9	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	9.8	2.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 292.9	M₉ = 1,432.3	P₉ = 1,117.3	M₈ = 3,665.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1117.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.280$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = G_0 * R_0 = 782.1 > E_d = 1 * S_9 = 292.9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 3299 > E_d = 1.1 * M_9 = 1575.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 628$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 334$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

Freccia in cima al pannello mm	8.65
$K_0 =$	0.244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN		
1	216.0	227.9	53.2	55.5	72.3	65.3	121.4	21.0	73°, 1.0	6.56	18.85	4.84	5.03	475.2	127.9	
2	150.1	164.1	349.9	-86.3	65.7	60.7	112.0	22.5	90°, 1.0	6.23	9.42	9.05	10.50	285.2	-211.3	
3	-8.6	-8.6	409.0	0.0	49.6	44.4	22.5	22.5	-	13.42	6.28	9.05	4.61	-255.9	93.7	
5	-20.8	-20.8	-354.8	30.4	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	6.17	11.37	14.51	6.31	-91.3	61.8	
9	90.2	90.2	0.0	112.6	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.30	13.67	3.08	8.73	203.6	194.8	
11	13.5	14.3	-0.2	6.6	26.4	18.9	111.8	11.9	73°, 1.0	2.29	3.14	4.84	4.02	29.2	33.5	
12	64.5	69.5	18.0	20.6	48.0	41.2	120.5	16.2	73°, 1.0	3.28	6.28	4.84	4.02	102.5	66.7	
13	94.5	102.3	26.4	28.7	54.9	48.4	123.3	17.5	73°, 1.0	4.09	9.42	4.84	4.02	177.9	76.7	
14	127.6	138.4	34.6	36.5	60.8	53.7	124.0	18.7	73°, 1.0	4.87	12.57	4.84	4.02	261.6	83.7	

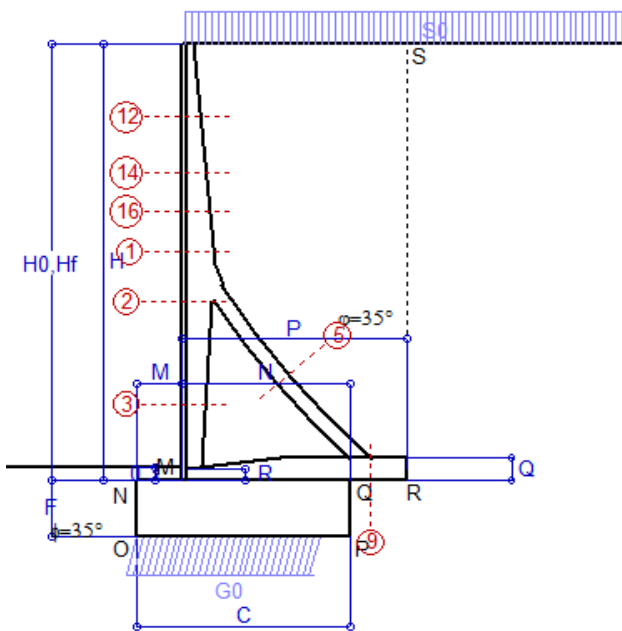
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 10.00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	317.1	1,469.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	81.3	512.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	135.2	337.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1,249.1	4,536.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	8.7	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	202.8	486.7
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 407.1$	$M_9 = 1,983.8$	$P_9 = 1,587.0$	$M_8 = 5,360.9$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1587.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.26$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.373$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = G_0 * R_0 = 1110 > Ed = 1 * S_9 = 407.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 4825 > Ed = 1.1 * M_9 = 2182.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 851$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 533$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 4.46

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	227.1	245.2	79.8	81.1	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	7.05	20.36	4.84	5.03	542.5	127.6
2	143.4	161.8	455.8	-121.5	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.91	10.18	9.36	10.26	346.1	-212.1
3	-46.3	-46.3	526.6	0.0	51.3	46.2	27.0	27.0	-	15.00	5.09	9.36	4.63	-296.3	117.0
5	-31.4	-31.4	-456.3	44.3	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.61	15.27	15.27	6.67	-88.7	65.7
9	130.8	130.8	0.0	146.5	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4
12	17.8	20.6	18.4	18.3	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.96	5.09	4.84	4.02	76.1	58.8
14	68.6	77.5	39.5	39.6	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.32	10.18	4.84	4.02	199.1	75.2
16	132.0	147.8	57.8	58.3	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.63	15.27	4.84	4.02	350.2	92.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

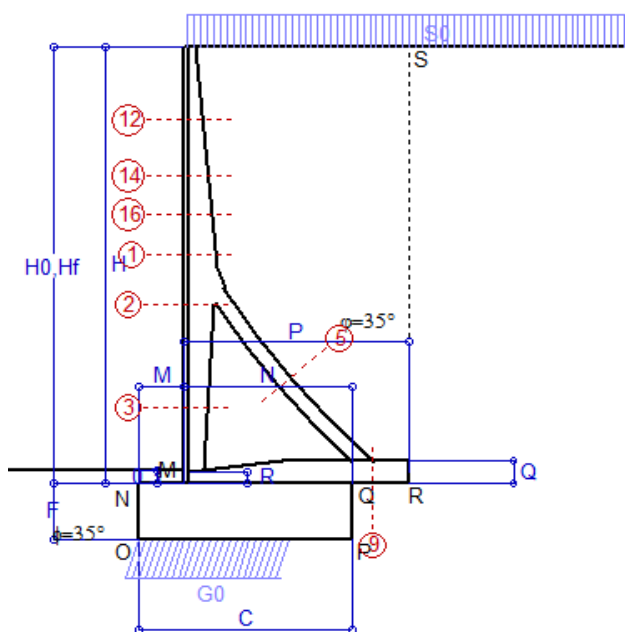
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 10.00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	309.1	1,432.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	89.3	562.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	104.0	259.5
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	975.7	3,542.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	13.3	3.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO)	S_g = 411.6	M_g = 1,998.4	P_g = 1,235.7	M_g = 4,176.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	457.6	2,228.5	1,314.4	4,492.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1235.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.53$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.350$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.4^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 736.1 > Ed = S_9 \text{equ} = 457.6$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_8 \text{equ}) = 4493 > Ed = M_9 \text{equ} = 2228.5$

$Rd = 2981.9 > Ed = 1652.5$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 752$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 328$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$
Freccia in cima al pannello mm 4.89

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	233.8	252.4	65.2	83.2	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.99	20.36	4.84	5.03	539.2	127.2
2	149.3	168.1	452.6	-122.3	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.89	10.18	9.36	10.26	345.4	-211.9
3	-45.7	-45.7	514.2	0.0	51.3	46.2	27.0	27.0	-	14.73	5.09	9.36	4.63	-293.6	116.0
5	-24.6	-24.6	-466.5	34.7	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.56	15.27	15.27	6.67	-87.5	65.7
9	99.2	99.2	0.0	110.7	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4
12	18.8	21.8	15.2	19.4	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.8	58.5
14	71.7	80.9	32.5	41.2	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.29	10.18	4.84	4.02	198.1	74.8
16	136.8	153.1	47.4	60.2	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.59	15.27	4.84	4.02	348.3	91.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

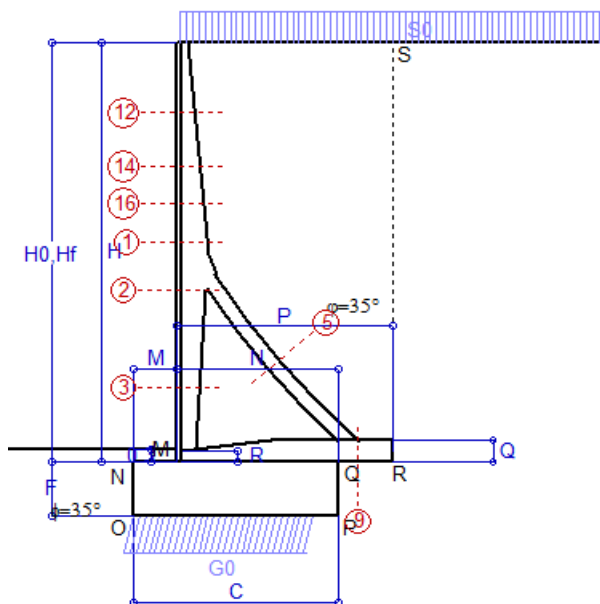
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 10.00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 10.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1,130.03	0.00	0.00
54.20	341.45	0.00	0.00
0.00	0.00	103.98	259.47
0.00	0.00	945.13	3,434.18
6.70	2.00	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 304.79$	$M_9 = 1,473.47$	$P_9 = 1,205.11$	$M_8 = 4,068.05$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.761$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.768$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1205.11$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.31$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.280$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.94

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	165.4	59.6	83.3	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	115	4.03	38	0.065
2	103.9	346.8	-97.1	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	55	4.24	38	0.000
3	-37.8	403.0	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-5	3.83	38	0.000
5	-19.8	-338.0	31.8	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	170	0.00	38	0.110
9	99.7	0.0	111.6	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	165	5.19	40	0.000
12	12.5	13.6	16.1	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	61	1.54	38	0.000
14	49.1	29.3	38.2	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	93	2.67	38	0.000
16	95.4	43.0	58.4	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	103	3.31	38	0.046

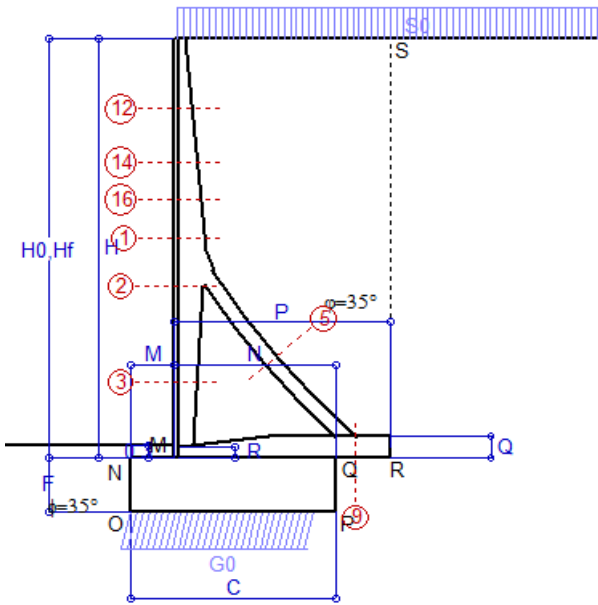
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 10.00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 10.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1,130.03	0.00	0.00
40.65	256.09	0.00	0.00
0.00	0.00	103.98	259.47
0.00	0.00	919.63	3,343.66
6.64	1.99	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 291.18$	$M_9 = 1,388.10$	$P_9 = 1,179.61$	$M_8 = 3,977.53$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.865$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.836$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1179.61$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.39$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.269$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.38

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	148.9	56.7	76.6	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	103	3.63	38	0.052
2	90.0	327.0	-91.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	41	3.66	38	0.000
3	-41.9	380.8	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	-4	3.97	38	0.000
5	-19.1	-316.9	30.7	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	161	0.00	38	0.105
9	97.6	0.0	109.3	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	161	5.08	40	0.000
12	10.4	12.6	13.8	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	51	1.30	38	0.000
14	42.8	27.5	34.0	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	80	2.33	38	0.000
16	84.6	40.7	53.0	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	91	2.94	38	0.000

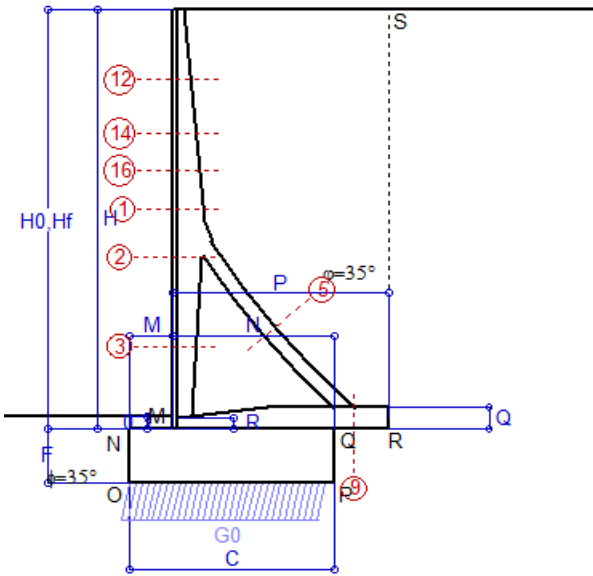
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 10.00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 10.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243.89	1,130.03	0.00	0.00
0.00	0.00	103.98	259.47
0.00	0.00	843.13	3,072.08
6.44	1.96	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 250.33$	$M_9 = 1,131.99$	$P_9 = 1,103.11$	$M_8 = 3,705.95$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.274$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.085$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1103.11$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.67$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.236$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

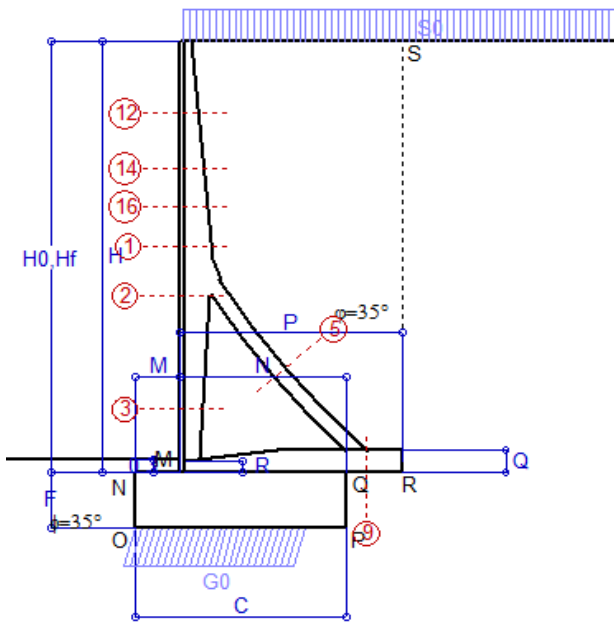
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99.3	48.1	56.7	121.5	75.3	68.3	20.36	4.84	67	2.45	38	0.000
2	48.3	267.9	-75.8	112.0	68.7	63.8	10.18	9.36	6	1.99	38	0.000
3	-54.7	313.8	0.0	27.0	51.3	46.2	5.09	9.36	0	4.49	38	0.000
5	-17.1	-253.7	27.6	0.0	34.0	21.9	15.27	15.27	134	0.00	38	0.082
9	91.2	0.0	102.1	125.0	50.0	45.0	14.20	3.08	151	4.74	40	0.000
12	4.3	9.6	6.9	119.8	43.8	37.0	5.09	4.84	19	0.56	38	0.000
14	23.7	22.2	21.7	124.0	56.9	49.8	10.18	4.84	42	1.32	38	0.000
16	52.3	33.8	36.9	124.0	66.0	58.8	15.27	4.84	54	1.84	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 10.00$ m
 $C = 4.80$ m
 $F = 1.30$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 3.80$ m
 $P = 5.10$ m
 $Q = 0.50$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u100TM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 10.00$ m
 $H = 10.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del muro $I_\beta = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 10.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Oka) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	310.1	1,436.9	21.9	133.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	13.8	86.8	1.0	5.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.5	9.0	103.4	256.3
Peso terra e sovraccarico x 1	20.2	133.7	852.6	3,106.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	14.5	4.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.5	154.1	369.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-33.1*	-17.6*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 364.9	M₉ = 1,673.0	P₉ = 1,132.9	M₈ = 3,871.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1132.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.91$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.290$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.3^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 33.1 \times 0.5 = 650.9 > E_d = S_9 = 364.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 17.6) = 3872 > E_d = 1.0 * M_9 = 1673$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2523 > E_d = 1215.8$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 635$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 344$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 2.65

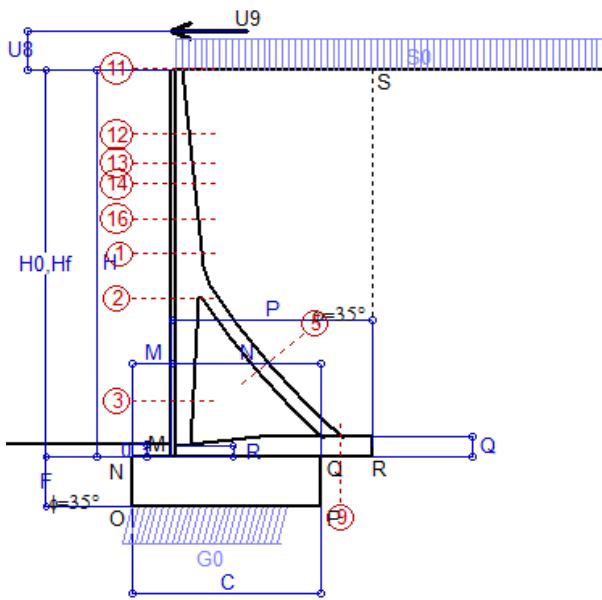
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	180.2	196.0	53.4	71.1	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.94	20.36	4.84	5.03	536.6	131.0	
2	101.7	118.6	393.1	-115.7	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.65	10.18	9.36	10.26	332.9	-214.2	
3	-58.4	-58.4	457.3	24.2	51.3	46.2	27.0	27.0	-	13.50	5.09	9.36	4.63	-280.8	111.5	
5	-21.2	-21.2	-407.6	29.9	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.87	15.27	15.27	6.67	-94.3	65.7	
9	103.0	103.0	0.0	116.8	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4	
12	11.7	13.8	10.8	13.4	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.92	5.09	4.84	4.02	75.3	61.0	
14	50.2	57.2	24.8	32.3	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.26	10.18	4.84	4.02	197.0	78.1	
16	101.1	114.2	37.6	49.6	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.54	15.27	4.84	4.02	346.6	90.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 10.00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.00$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.9	1,130.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	54.2	341.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	104.0	259.5
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	945.1	3,434.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	140.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.7	2.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 316.2	M₉ = 1,614.1	P₉ = 1,205.1	M₈ = 4,068.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1205.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.07$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.296$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = G_0 * R_0 = 843.6 > E_d = 1 * S_9 = 316.2$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 3661 > E_d = 1.1 * M_9 = 1775.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 672$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 378$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$$\text{Freccia in cima al pannello mm} = 8.17$$

$$K_0 = 0.244$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	246.5	255.8	59.6	61.3	75.3	68.3	121.5	24.9	73°, 1.0	6.97	20.36	4.84	5.03	538.0	133.5
2	175.5	191.5	382.8	-93.7	68.7	63.8	112.0	27.0	90°, 1.0	6.61	10.18	9.36	10.26	330.7	-216.7
3	-7.1	-7.1	448.0	0.0	51.3	46.2	27.0	27.0	-	13.30	5.09	9.36	4.63	-278.7	110.7
5	-23.7	-23.7	-385.1	33.4	34.0	28.0	23.0	23.0	90°, 1.0	5.98	15.27	15.27	6.67	-96.8	65.7
9	99.3	99.3	0.0	111.2	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.67	14.20	3.08	7.85	238.5	211.4
11	13.5	14.3	-0.2	6.7	26.4	18.9	111.7	11.8	73°, 1.0	2.21	2.54	4.84	4.02	25.3	33.5
12	50.3	54.0	13.6	16.5	43.8	37.0	119.8	16.5	73°, 1.0	2.93	5.09	4.84	4.02	75.6	60.6
13	77.5	83.6	21.9	24.2	51.2	44.7	123.2	18.5	73°, 1.0	3.62	7.63	4.84	4.02	134.0	71.7
14	105.1	113.7	29.3	31.1	56.9	49.8	124.0	20.0	73°, 1.0	4.28	10.18	4.84	4.02	197.6	78.6
16	163.8	178.0	43.0	44.6	66.0	58.8	124.0	22.4	-	5.57	15.27	4.84	4.02	347.6	91.1

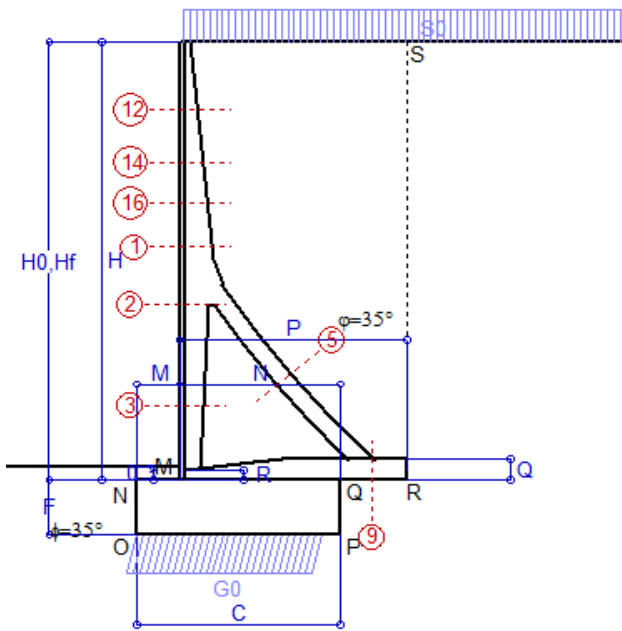
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 10.50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.50$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	349.6	1,677.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	85.4	559.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	147.3	379.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1,368.9	5,147.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.9	2.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	202.8	486.7
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 440.8$	$M_9 = 2,239.2$	$P_9 = 1,719.0$	$M_8 = 6,013.5$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1719.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.39$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.391$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 1203 > E_d = 1 * S_9 = 440.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 5412 > E_d = 1.1 * M_9 = 2463.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 901$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 616$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 4.56

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	245.5	273.7	83.5	84.9	77.3	70.1	124.0	24.7	73°, 1.0	7.37	22.15	4.84	5.03	604.1	129.6
2	160.0	180.1	501.6	-133.0	69.2	64.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.37	11.97	10.18	10.53	400.5	-218.8
3	-47.8	-47.8	578.7	0.0	53.7	48.5	27.0	27.0	-	16.31	5.69	10.18	4.59	-337.5	126.1
5	-35.8	-35.8	-500.2	46.4	44.0	37.8	23.0	23.0	90°, 1.0	5.54	15.27	15.27	6.59	-116.5	87.7
9	158.1	158.1	0.0	175.9	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.92	15.39	3.08	7.85	257.8	213.1
12	16.3	19.0	17.6	17.4	43.4	36.5	120.7	16.1	73°, 1.0	2.93	5.09	4.84	4.02	75.1	58.1
14	64.2	72.6	38.0	38.1	56.3	49.2	124.0	19.4	73°, 1.0	4.30	10.18	4.84	4.02	196.5	74.5
16	132.6	148.7	57.9	58.5	66.4	59.2	124.0	21.9	-	5.75	15.87	4.84	4.02	365.7	92.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

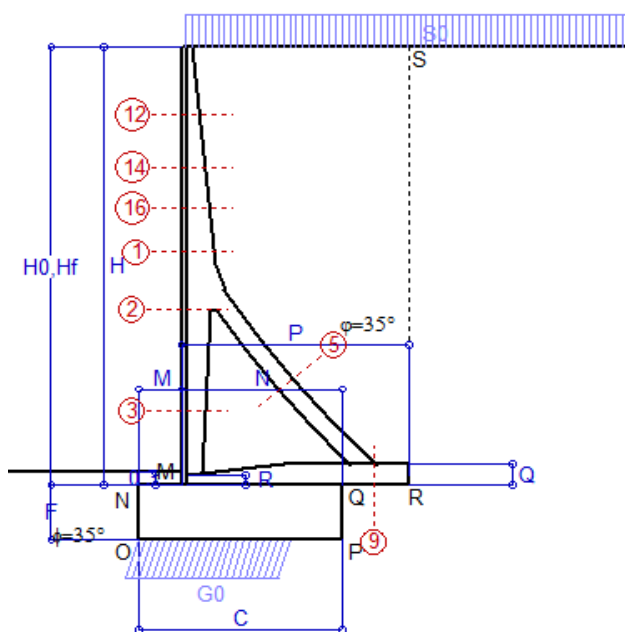
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 10.50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.50$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	340.8	1,635.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	93.8	614.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	113.3	291.7
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	1,068.7	4,017.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	9.0	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO)	S_g = 443.6	M_g = 2,252.5	P_g = 1,338.0	M_g = 4,683.2
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	493.0	2,510.8	1,425.4	5,045.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1338.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.63$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.368$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.3^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 798.2 > E_d = S_{9\text{equ}} = 493$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 5046 > E_d = M_{9\text{equ}} = 2510.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 3423.9 > E_d = 1882.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 803$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 379$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.04

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	252.6	281.5	68.3	87.1	77.3	70.1	124.0	24.7	73°, 1.0	7.31	22.15	4.84	5.03	600.7	129.3
2	166.3	186.9	497.5	-134.0	69.2	64.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.36	11.97	10.18	10.53	399.6	-218.6
3	-47.3	-47.3	564.6	0.0	53.7	48.5	27.0	27.0	-	16.00	5.69	10.18	4.59	-334.4	124.9
5	-28.0	-28.0	-510.9	36.3	44.0	37.8	23.0	23.0	90°, 1.0	5.46	15.27	15.27	6.59	-114.7	87.7
9	119.8	119.8	0.0	133.0	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.92	15.39	3.08	7.85	257.8	213.1
12	17.3	20.2	14.5	18.5	43.4	36.5	120.7	16.1	73°, 1.0	2.92	5.09	4.84	4.02	74.8	57.8
14	67.1	75.9	31.2	39.6	56.3	49.2	124.0	19.4	73°, 1.0	4.27	10.18	4.84	4.02	195.6	74.2
16	137.5	154.0	47.5	60.4	66.4	59.2	124.0	21.9	-	5.70	15.87	4.84	4.02	363.8	91.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

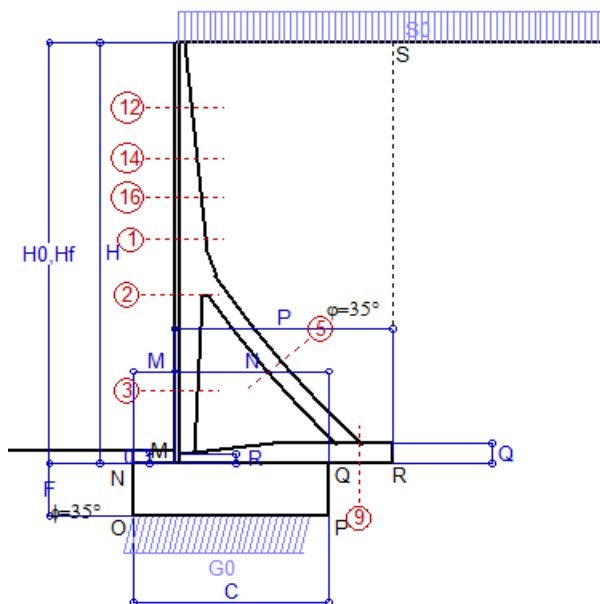
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 10.50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.50$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 10.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
268.89	1,290.67	0.00	0.00
56.91	372.75	0.00	0.00
0.00	0.00	113.30	291.65
0.00	0.00	1,036.57	3,899.21
4.53	1.67	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 330.32$	$M_9 = 1,665.09$	$P_9 = 1,305.87$	$M_8 = 4,565.26$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.742$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.767$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1305.87$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.44$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.294$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.85

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	179.1	62.4	87.7	124.0	77.3	70.1	22.15	4.84	112	4.00	38	0.064
2	116.4	382.4	-105.3	112.0	69.2	64.2	11.97	10.18	53	4.51	38	0.000
3	-39.2	443.7	0.0	27.0	53.7	48.5	5.69	10.18	-6	3.81	38	0.000
5	-22.5	-371.0	34.3	0.0	44.0	31.5	15.27	15.27	168	0.00	40	0.115
9	120.6	0.0	134.1	125.0	50.0	45.0	15.39	3.08	184	6.06	40	0.000
12	11.4	12.9	15.3	120.7	43.4	36.5	5.09	4.84	57	1.44	38	0.000
14	45.9	28.2	36.6	124.0	56.3	49.2	10.18	4.84	88	2.54	38	0.000
16	95.9	43.1	58.6	124.0	66.4	59.2	15.87	4.84	99	3.24	38	0.044

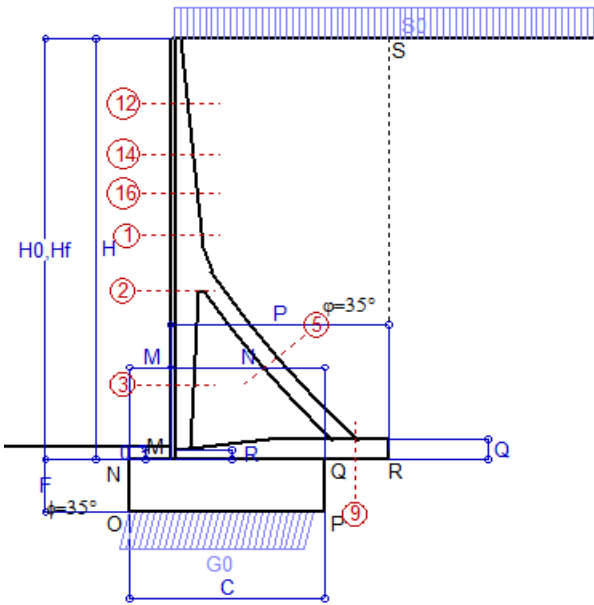
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 10.50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.50$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
268.89	1,290.67	0.00	0.00
42.68	279.56	0.00	0.00
0.00	0.00	113.30	291.65
0.00	0.00	1,009.82	3,800.90
4.51	1.67	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 316.08$	$M_9 = 1,571.90$	$P_9 = 1,279.12$	$M_8 = 4,466.96$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.842
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.833
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.00$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1279.12$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 4.53$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.283$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.23

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	161.5	59.5	80.9	124.0	77.3	70.1	22.15	4.84	101	3.61	38	0.051
2	101.1	361.6	-99.7	112.0	69.2	64.2	11.97	10.18	40	3.92	38	0.000
3	-44.0	420.1	0.0	27.0	53.7	48.5	5.69	10.18	-5	3.97	38	0.000
5	-21.8	-348.7	33.3	0.0	44.0	31.5	15.27	15.27	159	0.00	40	0.107
9	118.1	0.0	131.4	125.0	50.0	45.0	15.39	3.08	181	5.93	40	0.000
12	9.6	12.0	13.1	120.7	43.4	36.5	5.09	4.84	47	1.21	38	0.000
14	39.9	26.4	32.6	124.0	56.3	49.2	10.18	4.84	76	2.22	38	0.000
16	85.1	40.8	53.2	124.0	66.4	59.2	15.87	4.84	87	2.88	38	0.000

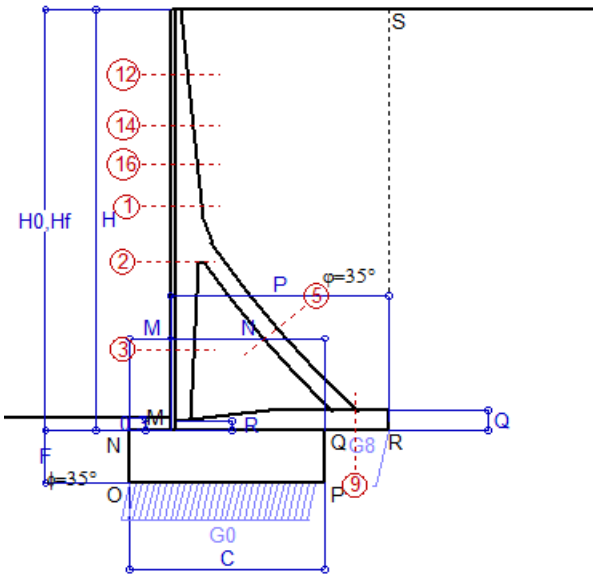
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 10.50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.50$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
268.89	1,290.67	0.00	0.00
0.00	0.00	113.30	291.65
0.00	0.00	929.57	3,505.98
4.46	1.66	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 273.35$	$M_9 = 1,292.34$	$P_9 = 1,198.87$	$M_8 = 4,172.04$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.228$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.070$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 24.29$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.06$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1174.58$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.65$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.252$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

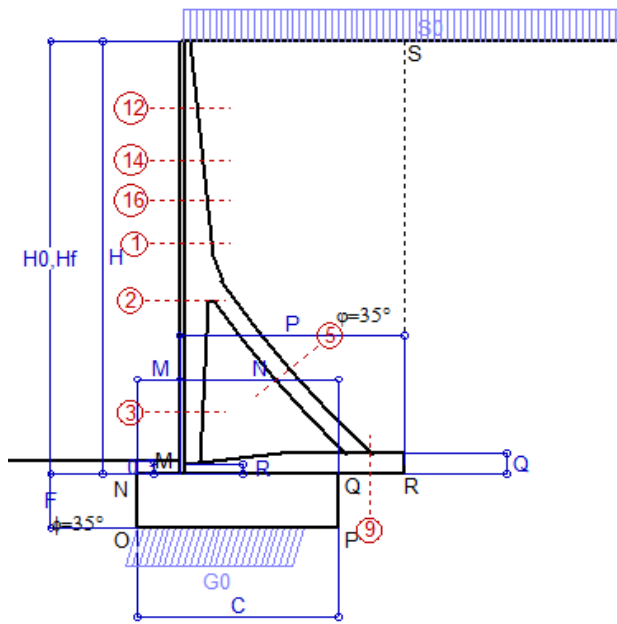
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	108.8	50.6	60.3	124.0	77.3	70.1	22.15	4.84	66	2.46	38	0.000
2	55.0	299.0	-82.9	112.0	69.2	64.2	11.97	10.18	6	2.20	38	0.000
3	-58.9	349.3	0.0	27.0	53.7	48.5	5.69	10.18	-1	4.49	38	0.000
5	-19.7	-281.8	30.0	0.0	44.0	31.5	15.27	15.27	133	0.00	40	0.081
9	96.0	0.0	98.4	125.0	50.0	45.0	15.39	3.08	147	4.82	40	0.000
12	3.9	9.1	6.4	120.7	43.4	36.5	5.09	4.84	17	0.52	38	0.000
14	21.9	21.3	20.5	124.0	56.3	49.2	10.18	4.84	40	1.24	38	0.000
16	52.6	33.8	37.1	124.0	66.4	59.2	15.87	4.84	52	1.81	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 10.50$ m
 $C = 4.80$ m
 $F = 1.30$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 3.80$ m
 $P = 5.35$ m
 $Q = 0.50$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u105TM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 10.50$ m
 $H = 10.50$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del muro $I_\theta = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 10.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Oka) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	341.9	1,641.1	24.1	153.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	14.5	94.8	1.0	6.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.7	10.1	112.7	288.1
Peso terra e sovraccarico x 1	22.3	153.3	938.9	3,541.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	10.2	3.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.5	154.1	369.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-33.1*	-17.6*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 395.4	M₉ = 1,904.7	P₉ = 1,230.8	M₈ = 4,358.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1230.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 4.02$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.306$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 33.1 \times 0.5 = 705.8 > E_d = S_9 = 395.4$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 17.6) = 4359 > E_d = 1.0 * M_9 = 1904.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2912 > E_d = 1403.5$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 680$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 397$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 2.61

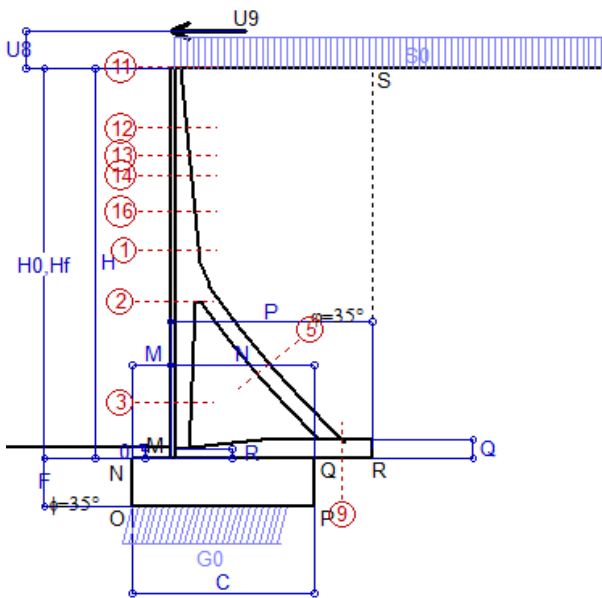
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	197.5	221.9	56.1	75.2	77.3	70.1	124.0	24.7	73°, 1.0	7.26	22.15	4.84	5.03	598.0	133.2	
2	115.5	134.1	437.0	-126.5	69.2	64.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.12	11.97	10.18	10.53	386.9	-220.9	
3	-61.2	-61.2	507.5	26.8	53.7	48.5	27.0	27.0	-	14.77	5.69	10.18	4.59	-321.4	120.3	
5	-24.3	-24.3	-451.6	31.4	44.0	37.8	23.0	23.0	90°, 1.0	5.87	15.27	15.27	6.59	-124.6	87.7	
9	124.9	124.9	0.0	140.4	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.92	15.39	3.08	7.85	257.8	213.1	
12	10.9	12.8	10.2	12.9	43.4	36.5	120.7	16.1	73°, 1.0	2.90	5.09	4.84	4.02	74.4	60.3	
14	47.3	54.0	23.8	31.1	56.3	49.2	124.0	19.4	73°, 1.0	4.23	10.18	4.84	4.02	194.5	77.4	
16	102.6	116.0	37.7	50.1	66.4	59.2	124.0	21.9	-	5.66	15.87	4.84	4.02	362.1	90.8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m = 10.50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10.50$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10.50$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	268.9	1,290.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	56.9	372.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	113.3	291.7
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	1,036.6	3,899.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	146.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 341.8	M₉ = 1,811.4	P₉ = 1,305.9	M₈ = 4,565.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1305.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.22$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.310$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 914.1 > E_d = 1 * S_9 = 341.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 4109 > E_d = 1.1 * M_9 = 1992.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 710$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 439$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 8.54
 $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	262.2	286.1	62.4	64.1	77.3	70.1	124.0	24.7	73°, 1.0	7.28	22.15	4.84	5.03	599.4	136.0
2	190.2	207.5	418.6	-104.6	69.2	64.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.05	11.97	10.18	10.53	383.0	-223.7
3	-6.9	-6.9	488.9	0.0	53.7	48.5	27.0	27.0	-	14.37	5.69	10.18	4.59	-317.0	118.8
5	-27.0	-27.0	-418.3	35.0	44.0	37.8	23.0	23.0	90°, 1.0	6.09	15.27	15.27	6.59	-130.1	87.7
9	120.1	120.1	0.0	133.6	50.0	45.0	125.0	125.0	-	5.92	15.39	3.08	7.85	257.8	213.1
11	13.5	14.3	-0.2	6.6	26.4	18.9	111.7	11.9	73°, 1.0	2.21	2.54	4.84	4.02	25.3	33.5
12	48.4	52.0	12.9	15.9	43.4	36.5	120.7	16.1	73°, 1.0	2.91	5.09	4.84	4.02	74.7	59.9
13	74.9	80.8	21.1	23.5	50.8	44.3	124.0	18.0	73°, 1.0	3.60	7.63	4.84	4.02	132.7	71.0
14	100.7	109.0	28.2	30.0	56.3	49.2	124.0	19.4	73°, 1.0	4.25	10.18	4.84	4.02	195.1	77.8
16	164.4	178.8	43.1	44.6	66.4	59.2	124.0	21.9	-	5.69	15.87	4.84	4.02	363.1	91.2

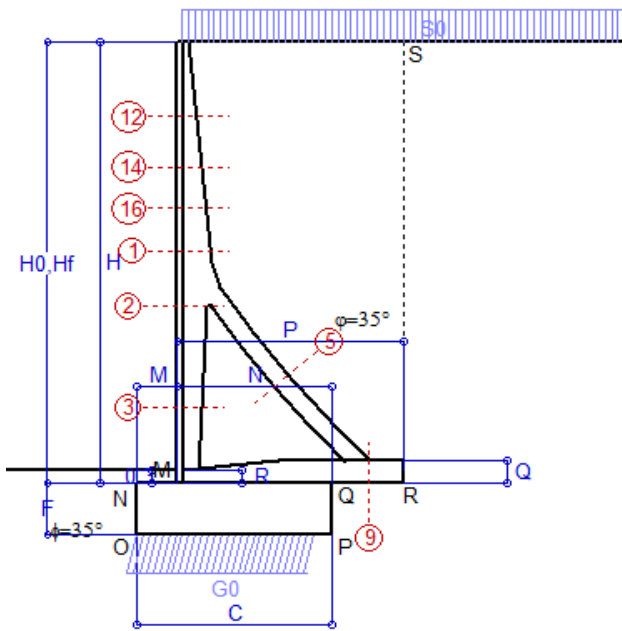
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 11.00$ m	Prefabbricato tipo u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 11.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	383.6	1,905.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	89.4	608.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	164.0	440.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1,477.0	5,704.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.0	2.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	202.8	486.7
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 478.0$	$M_9 = 2,515.6$	$P_9 = 1,843.8$	$M_8 = 6,631.3$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1843.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.46$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.413$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 1290 > E_d = 1 * S_9 = 478$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 5968 > E_d = 1.1 * M_9 = 2767.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 955$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 686$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 5.34

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	285.9	318.4	91.4	93.4	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.81	23.94	5.53	5.03	681.4	134.1
2	187.0	210.0	544.5	-144.4	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.75	12.57	10.87	11.70	444.6	-255.7
3	-52.6	-52.6	628.3	0.0	55.6	50.4	27.0	27.0	-	17.46	6.28	10.87	4.61	-374.9	134.2
5	-40.2	-40.2	-544.4	50.6	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	5.79	17.06	17.06	6.64	-131.6	88.2
9	173.0	173.0	0.0	175.4	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	294.1	226.7
12	22.9	26.5	21.2	21.1	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.16	5.69	5.53	4.02	89.5	61.6
14	78.4	88.4	42.6	42.8	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.63	11.37	5.53	4.02	230.2	77.5
16	160.5	179.5	64.7	65.6	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.20	17.66	5.53	5.03	427.6	117.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

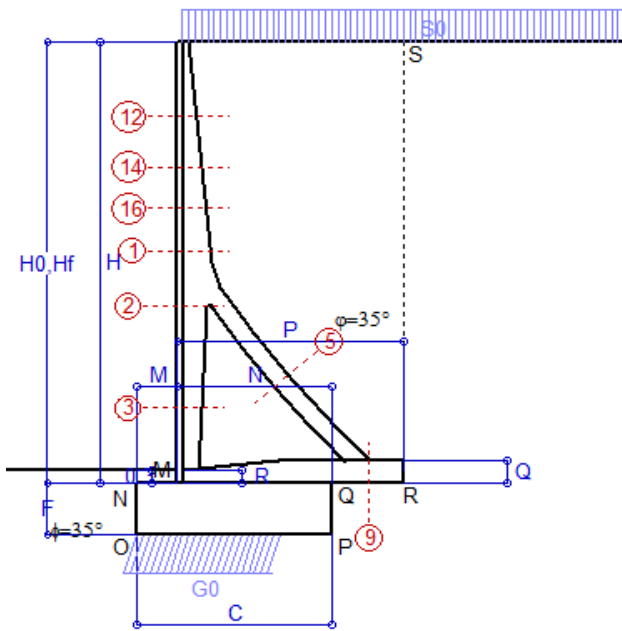
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 11.00$ m	Prefabbricato tipo u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 11.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	374.0	1,857.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	98.2	667.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	126.1	338.5
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	1,152.4	4,449.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.9	2.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO)	$S_9 = 479.1$	$M_9 = 2,527.8$	$P_9 = 1,434.5$	$M_8 = 5,162.3$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	532.3	2,816.5	1,529.3	5,565.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1434.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.67$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.391$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 18.5^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 \text{equ} * R_0 = 856.4 > E_d = S_9 \text{equ} = 532.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_8 \text{equ}) = 5565 > E_d = M_9 \text{equ} = 2816.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 3839.4 > E_d = 2134.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 858$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 420$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	293.7	327.0	74.7	95.6	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.74	23.94	5.53	5.03	677.6	133.7
2	193.9	217.4	539.5	-145.4	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.73	12.57	10.87	11.70	443.5	-255.5
3	-52.1	-52.1	612.3	0.0	55.6	50.4	27.0	27.0	-	17.12	6.28	10.87	4.61	-371.3	132.9
5	-31.5	-31.5	-555.3	39.6	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	5.72	17.06	17.06	6.64	-129.8	88.2
9	131.0	131.0	0.0	132.4	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	294.1	226.7
12	24.2	28.0	17.5	22.3	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.14	5.69	5.53	4.02	89.1	61.3
14	81.7	92.1	35.0	44.5	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.59	11.37	5.53	4.02	229.0	77.2
16	166.0	185.6	53.0	67.6	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.15	17.66	5.53	5.03	425.4	117.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

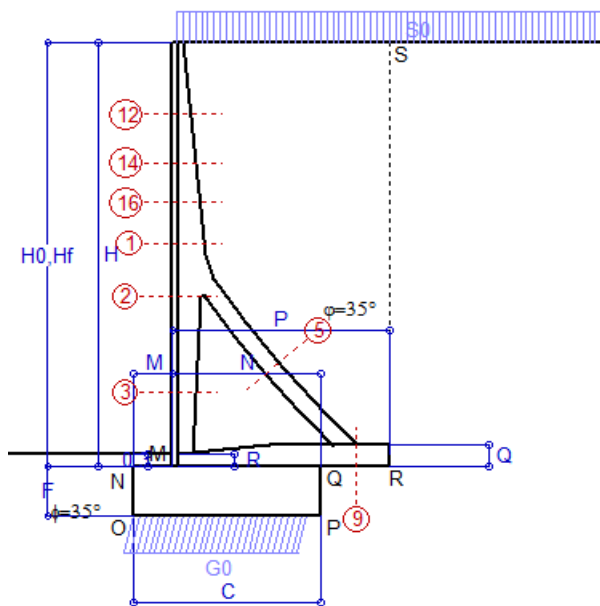
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 11.00$ m	Prefabbricato tipo u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 11.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
295.11	1,465.70	0.00	0.00
59.62	405.40	0.00	0.00
0.00	0.00	126.14	338.52
0.00	0.00	1,119.08	4,323.64
3.81	1.61	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 358.53$	$M_9 = 1,872.72$	$P_9 = 1,401.22$	$M_8 = 5,036.56$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.689$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.736$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1401.22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.52$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.310$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.22

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	209.0	68.4	97.1	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	116	4.22	38	0.070
2	136.4	415.3	-115.3	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	59	4.85	38	0.000
3	-43.1	482.0	0.0	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-6	3.97	38	0.000
5	-25.3	-404.3	37.3	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	166	0.00	40	0.115
9	132.1	0.0	133.9	125.0	55.0	49.7	15.87	3.08	177	5.60	42	0.000
12	16.1	15.6	18.9	121.6	45.9	39.1	5.69	5.53	68	1.72	38	0.000
14	56.2	31.6	41.6	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	92	2.73	38	0.000
16	116.3	48.2	66.4	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	103	3.45	38	0.053

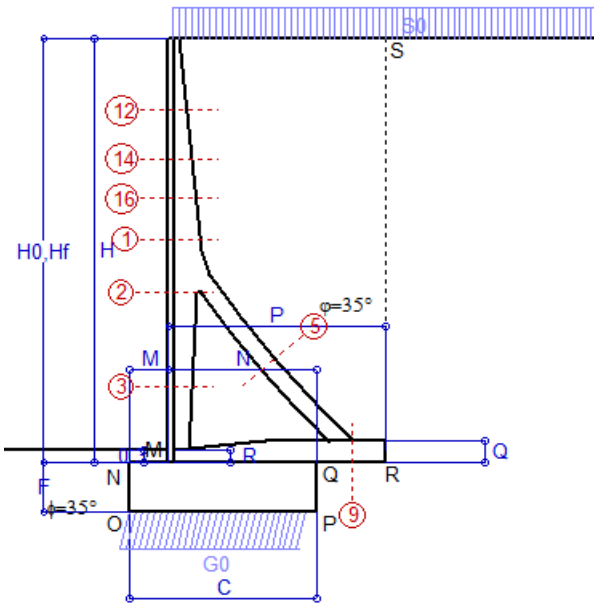
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 11.00$ m	Prefabbricato tipo u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 11.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
295.11	1,465.70	0.00	0.00
44.71	304.05	0.00	0.00
0.00	0.00	126.14	338.52
0.00	0.00	1,091.33	4,218.88
3.81	1.61	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 343.63$	$M_9 = 1,771.37$	$P_9 = 1,373.47$	$M_8 = 4,931.80$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.784$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.798$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1373.47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.298$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.53

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	189.2	65.2	89.8	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	105	3.83	38	0.058
2	119.2	393.4	-109.4	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	45	4.26	38	0.000
3	-48.5	457.2	0.0	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-5	4.13	38	0.000
5	-24.6	-380.8	36.1	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	157	0.00	40	0.107
9	129.5	0.0	131.3	125.0	55.0	49.7	15.87	3.08	174	5.49	42	0.000
12	13.6	14.5	16.3	121.6	45.9	39.1	5.69	5.53	56	1.46	38	0.000
14	49.1	29.7	37.3	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	80	2.40	38	0.000
16	103.8	45.7	60.6	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	91	3.09	38	0.000

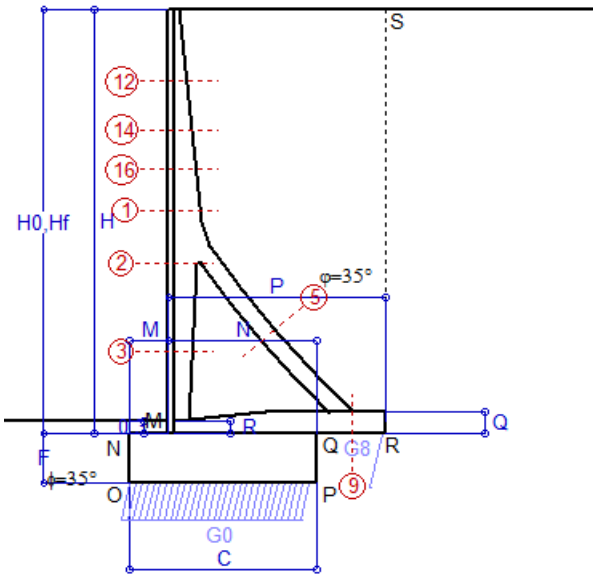
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 11.00$ m	Prefabbricato tipo u110TM	$H_0 = 11.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 11.00$ m
$F = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
295.11	1,465.70	0.00	0.00
0.00	0.00	126.14	338.52
0.00	0.00	1,008.08	3,904.62
3.80	1.61	0.00	0.00
0.00	0.00	156.00	374.40
$S_9 = 298.91$	$M_9 = 1,467.32$	$P_9 = 1,290.22$	$M_8 = 4,617.53$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.147$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.021$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 32.87$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.08$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1257.35$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.69$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.268$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

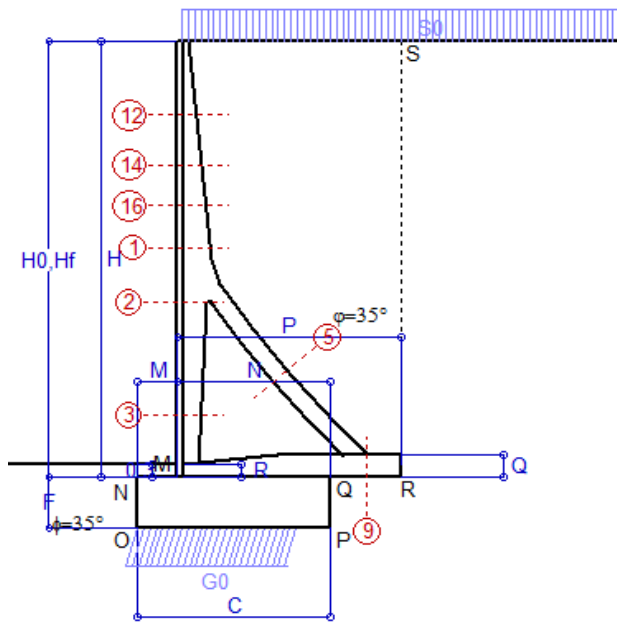
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	129.8	55.8	68.0	124.0	80.3	73.2	23.94	5.53	70	2.66	38	0.000
2	67.7	327.6	-91.6	112.0	72.2	67.2	12.57	10.87	9	2.47	38	0.000
3	-65.2	382.7	0.0	27.0	55.6	50.4	6.28	10.87	-2	4.67	38	0.000
5	-22.3	-310.4	32.7	0.0	44.0	31.4	17.06	17.06	132	0.00	40	0.083
9	101.3	0.0	101.4	125.0	55.0	49.7	15.87	3.08	136	4.30	42	0.000
12	6.0	11.2	8.6	121.6	45.9	39.1	5.69	5.53	23	0.67	38	0.000
14	27.9	24.1	24.2	124.0	58.8	51.7	11.37	5.53	43	1.39	38	0.000
16	66.0	38.2	43.2	124.0	69.5	62.3	17.66	5.53	56	1.99	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 11.00$ m
 $C = 4.80$ m
 $F = 1.30$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 3.80$ m
 $P = 5.55$ m
 $Q = 0.55$ m
 $R = 0.30$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u110TM
 $a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 11.00$ m
 $H = 11.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del muro $I_\theta = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 11.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Oka) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	375.2	1,863.7	26.5	173.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	15.2	103.1	1.1	7.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.0	11.3	125.4	334.4
Peso terra e sovraccarico x 1	24.2	173.0	1,017.2	3,940.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.9	2.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.7	2.5	154.1	369.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-33.1*	-17.6*	0.0*	0.0*
TOTALI	429.3	2,156.1	1,324.2	4,824.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1324.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.06$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.326$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.7^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 33.1 \times 0.5 = 758.1 > E_d = S_9 = 429.3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 17.6) = 4825 > E_d = 1.0 * M_9 = 2156.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 3285 > E_d = 1608.2$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 729$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 441$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$
 Freccia in cima al pannello mm 3.24

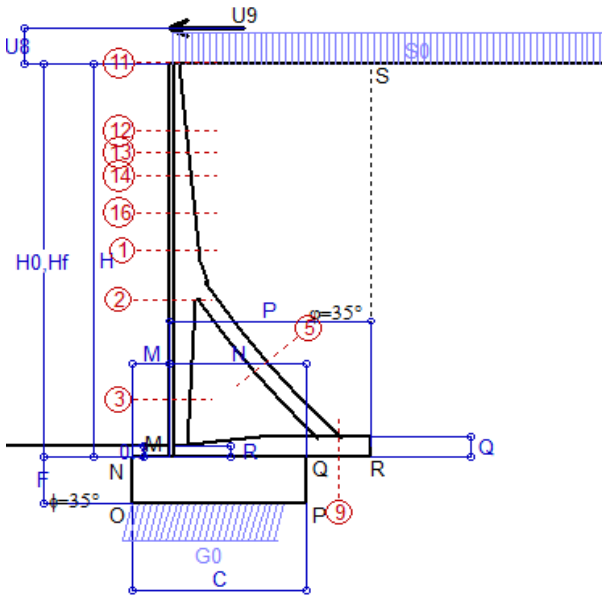
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	233.7	262.0	61.8	83.7	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.69	23.94	5.53	5.03	674.6	137.7	
2	138.7	160.1	478.2	-138.3	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.50	12.57	10.87	11.70	429.9	-257.8	
3	-67.3	-67.3	555.1	29.1	55.6	50.4	27.0	27.0	-	15.88	6.28	10.87	4.61	-358.1	128.2	
5	-27.4	-27.4	-495.8	34.5	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	6.09	17.06	17.06	6.64	-139.7	88.2	
9	137.4	137.4	0.0	141.2	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	294.1	226.7	
12	15.8	18.5	12.6	16.2	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.12	5.69	5.53	4.02	88.6	64.0	
14	59.1	67.2	26.9	35.7	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.56	11.37	5.53	4.02	227.9	80.5	
16	126.7	142.9	42.5	57.1	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.11	17.66	5.53	5.03	423.4	120.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



Dati

$H_m =$	11.00 m	Prefabbricato tipo u110TM	$H_0 =$	11.00 m
$C =$	4.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	11.00 m
$F =$	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m2
$M =$	1.00 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	35°
$N =$	3.80 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m3
$P =$	5.55 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.55 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$U_V =$	1.00 m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 =$	14.29 kN/cad
$R =$	0.30 m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_b =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.271
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	11.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.244

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	295.1	1,465.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	59.6	405.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	126.1	338.5
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	1,119.1	4,323.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	152.0	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.8	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	156.0	374.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	370.0	2,024.8	1,401.2	5,036.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1401.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	4.30 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_1 =$	0.326 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	14.8°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = G_0 * R_0 = 980.9 > E_d = 1 * S_9 = 370$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 4533 > E_d = 1.1 * M_9 = 2227.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 753$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 492$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 9.23

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	296.2	318.5	68.4	70.4	80.3	73.2	124.0	24.8	73°, 1.0	7.72	23.94	5.53	5.03	676.1	141.0
2	213.7	233.2	451.5	-112.9	72.2	67.2	112.0	27.0	90°, 1.0	7.39	12.57	10.87	11.70	423.9	-260.9
3	-9.3	-9.3	527.1	0.0	55.6	50.4	27.0	27.0	-	15.27	6.28	10.87	4.61	-351.4	125.9
5	-30.4	-30.4	-451.5	38.2	44.0	37.7	23.0	23.0	90°, 1.0	6.36	17.06	17.06	6.64	-146.9	88.2
9	131.5	131.5	0.0	133.3	55.0	49.7	125.0	125.0	-	6.28	15.87	3.08	10.28	294.1	226.7
11	13.5	14.3	-0.2	6.6	26.4	18.9	111.7	11.9	73°, 1.0	2.31	2.54	5.53	4.02	26.2	33.5
12	56.7	61.0	15.6	18.3	45.9	39.1	121.6	16.5	73°, 1.0	3.13	5.69	5.53	4.02	88.9	63.7
13	81.3	87.9	22.9	25.2	52.3	45.8	124.0	18.1	73°, 1.0	3.79	8.23	5.53	4.02	147.7	73.1
14	114.5	124.1	31.6	33.3	58.8	51.7	124.0	19.6	73°, 1.0	4.58	11.37	5.53	4.02	228.5	81.2
16	189.1	205.8	48.2	49.9	69.5	62.3	124.0	22.2	73°, 1.0	6.13	17.66	5.53	5.03	424.5	122.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Anas S.p.A.

S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

**Relazione di calcolo dei muri di sostegno in c.a.
con componenti prefabbricati con barriera integrata**

svolta a sensi del D.M. 14/1/2008

Manufatti dotati di 'Marcatura CE' ai sensi del D.M. 14.01.2008

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uNP

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uTP

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.

Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96.

Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008, aggiornata sul sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I): **Tipo 2**

Vn = anni 50

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali

Tabella 1 - Materiali e loro resistenze

		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)				
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} * 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)	tipo	B450C	B450C	-
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²	450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	391.3	391.3	-

Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli:

AZIONI	simboli	Verifiche SLU: Approccio 1		Verifiche SLE	Verifica sismica
		A1+M1+R1	A2+M2+R2		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):					
Peso proprio della struttura	g_1	1.3	1.0	1.0	1.0
Peso della terra portata	g_2	1.3	1.0	1.0	1.0
Spinta della terra	g_3	1.3	1.0	1.0	1.0
Sovraccarichi per carichi mobili	q_1	1.5	1.3	1.0 x Ψ	0.2
Parametri geotecnici del terreno spingente (tabella 6.2.II):					
Angolo di resistenza al taglio	φ	35°	29.26°	35°	29.26°
Coesione efficace	c'_k	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso specifico della terra	γ	18	18	18	18
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali (tabella 6.5.I; tranne il coeff 1.4 assunto dall'Eurocodice 7, tabella A.13, perché più cautelativo):					
Capacità portante della fondazione	γ_r	1.0	1.4	1.0	1.0
Scorrimento della fondazione	γ_r	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU (tabella 6.2.I):

AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	γ_{G1f}	0.9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	γ_{G1s}	1.1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	γ_{Q1f}	0.0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	γ_{Q1s}	1.5

Tabella 4 - Elenco delle sezioni trasversali verificate e loro posizione nell'opera

Sezione n°	Distanza da inizio muro m	Progressiva km	Altezza del muro m	Tipo di prefabb.	Note

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, esposte in otto schede successive.

- Scheda 1 Verifica SLU: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Scheda 2 Verifica SLU: GEO, EQU e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)
- Scheda 3 Verifica SLE combinazione RARA ($\Psi = 1.0$), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.
- Scheda 4 Verifica SLE combinaz. FREQUENTE ($\Psi = 0.75$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni
- Scheda 5 Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE ($\Psi = 0$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni.
- Scheda 6 Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti
- Scheda 7 Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica.
- Scheda 8 Eventuale verifica analoga alla scheda 1 ma con un profilo del terreno maggiorato rispetto a quanto previsto nel progetto, per accertare che tutte le membrature abbiano una resistenza sufficiente anche in caso di profili anomali nel corso dei lavori.

In ogni scheda i dati e i disegni delle sezioni corrispondono a quanto effettivamente assunto nel calcolo.

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (schede 1 e 2)

4.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** è svolta la verifica SLU di tipo strutturale (STR) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 1**, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "**A1+M1+R1**" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 2**, impiegando i coefficienti per il caso "**A2+M2+R2**" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuna delle due schede è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è svolto nella **settima scheda**, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti.

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 della pagina 2.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura di pag 5, la spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

L'esperienza ha dimostrato che, se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore φ dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto $\varphi' = \arctan(\tan\varphi / 1.25)$ nel caso A2+M2+R2.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta K_1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con le formula di **Rankine**,

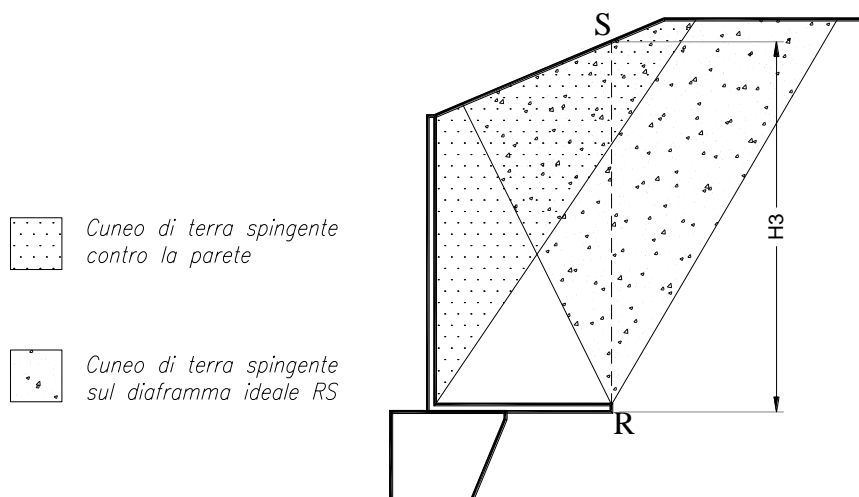
per terrapieno orizzontale:

$$K_1 = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Per terrapieno inclinato
dell'angolo β :

$$K_1 = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato di Rankine dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



Se il profilo del rilevato non è una retta il codice di calcolo, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento "**Cuneo a cavallo di R-S**".

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta K_3 su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace.

Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

4.2.3 Pesì e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicate per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri Tensiter tipo "T") il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite negli ultimi 35 anni hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo S.L.U. abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano

Nel calcolo SLE abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

4.3 La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità. Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perchè privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il 40 ÷ 50%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

4.4 Lo stato limite di ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali esposti nella nostra tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

4.5 Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno. Questo confronto è svolto nella scheda 7. La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970

La verifica è svolta a sensi del terzo capoverso del punto 6.5.3.1.1 del DM 14/1/08. Nella prima colonna la verifica è svolta secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nella seconda secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+M3), tenendo conto in entrambe dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico anche in una sola delle due condizioni.

Nella terza colonna è svolta la verifica nel caso sismico, assumendo pari a uno tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni e delle resistenze. Il calcolo della capacità portante tiene conto della riduzione per in coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

4.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo s.l.u.

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$K_0 = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2\varphi / 3$.

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete".

Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5) a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete.

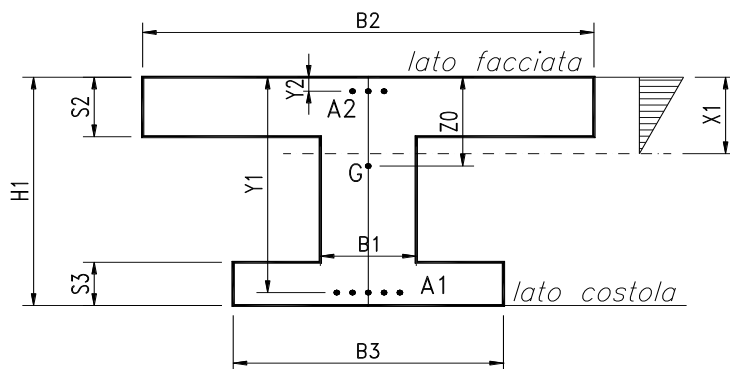
La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia.

La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscampa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

- M_{Ed}** = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .
 - M_{Edu}** = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage)
 - N_{Ed}** = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .
 - V_{Ed}** = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.
 - α°** = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave.
 - $ctg\theta$** = cotangente dell'inclinazione θ dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe V_{cd} è già maggiore di quello delle forze esterne V_{ed} .
 - M_{Rd}** = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed} .
 - V_{Rd}** = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra V_{Rcd} e V_{Rsd} , ove:
 - V_{Rcd} = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19)
 - V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18)
- Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.
Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti.

La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di V_{rsd} è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.2], e quella che compete alla sezione resistente metallica.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

4.7 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea.

Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzeria del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indefornabilità del collegamento.

Il codice di calcolo determina le due componenti verticali nei punti M e Q. Se la componente più piccola non raggiunge almeno il 15% della somma delle due componenti, il codice segnala il pericolo. Per poter proseguire occorre o ridimensionare la fondazione, o assegnare appropriate dimensioni alle armature previste in questo caso.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

5. VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 3, 4 e 5)

Nella **terza scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alla spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

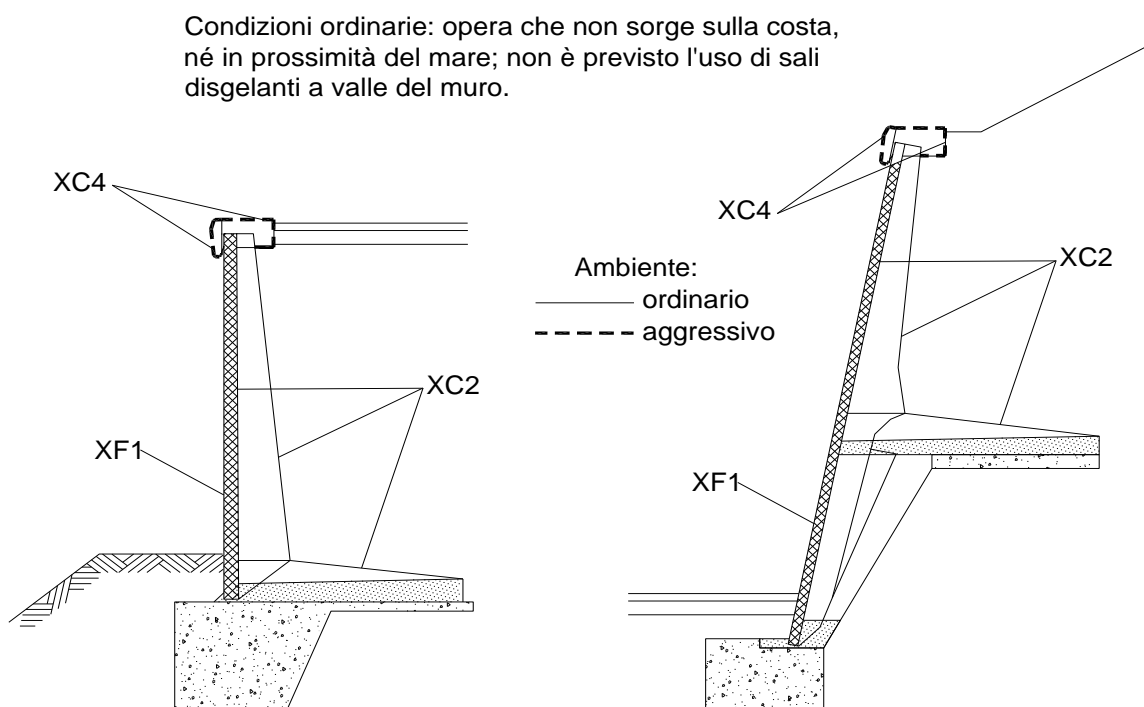
Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008.

Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

5.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente **aggressivo** solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe **XC2** e la classe **2b** del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

5.2 Copriferri

Il valore della tolleranza ΔC_{dev} relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato. Sulla facciata esterna e interna della parete è ± 5 mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è $+5/-0$, in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè ± 10 mm. I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate
Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro				
Resistenza del calcestruzzo Rck N/mm ²	45	45	45	30
Classificazione dell'ambiente	XC2	XC2	XF1	XC2
Spessore del copriferro:				
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	20	25	20	20
Tolleranza di lavorazione	5	$\pm 5/-0$	5	10
Maggior spessore per durata	0	0	0	0
TOTALE da norma mm	25	25	25	30
Spessore indicato nei disegni mm	30\pm5/-0	30\pm5/-0	35\pm5	40\pm10
Ampiezza massima delle fessure :				
Combinaz. frequente mm	0.4	0.4	0.4	0.4
Combinaz. quasi permanente mm	0.3	0.3	0.3	0.3

5.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 9/1/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto.

I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

5.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94 \text{ MPa}$$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ MPa}$$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_s < 0.80 * 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

6. VERIFICA SISMICA (scheda 6)

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1), in base al valore dell'accelerazione massima a_g attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale F_0 indicati nell'allegato B della norma, aggiornati sul sito Internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 02/07/21

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati **Tensiter** hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative tipiche dei muri Tensiter:

a) La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfianchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;

b) La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;

c) La spinta della terra sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Infatti appena il cuneo spingente inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, il sovraccarico su di esso si azzerà perché è portato dalla platea.

Per questi motivi i muri Tensiter nel loro normale dimensionamento sono di massima adatti fino ad accelerazioni locali al suolo $A_g/g = 0,10 \div 0,15$ g per quelli di classe "L", $0,15 \div 0,25$ g per quelli di classe "M" e $0,25 \div 0,35$ g per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tutti i parametri locali (categoria di sottosuolo, categoria topografica, ecc.).

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di		Alghero
Coordinate geografiche della località:	Latitudine	40.559°
	Longitudine	8.318°
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni	50
Classe d'uso IV Corrispondente coefficiente C_U (Tab 2.4.II)	$C_U =$	1.5
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni	75
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_T}=10\%$)	anni	712
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g =$	0.090
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 =$	2.98
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)		C
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$, coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)		
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s =$	1.500
Categoria topografica (tab 3.2.IV)		T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)		
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T =$	1.0
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g =$	0.135
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	$\beta_m =$	0.18
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)		
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2\varphi} =$	0.2

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g =$	0.0243
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h =$	0.0122

6.4 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si sommano alle spinte, coefficienti parziali A_2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sulla struttura di sostegno deve essere calcolata nell'istante più gravoso dell'oscillazione sismica, corrispondente alla presenza simultanea della massima accelerazione orizzontale e del massimo alleggerimento verticale dovuto alle forze d'inerzia.

In tale istante la direzione della risultante del peso e delle forze d'inerzia applicata a ogni singola massa (terreno spingente, parete prefabbricata, platea, fondazione, ecc.) risulta ruotata, rispetto alla verticale, dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 1.41^\circ$$

La formula di Mononobe e Okabe determina il coefficiente di spinta della terra contro una parete piana con la teoria di Coulomb, secondo la quale in aderenza alla parete piana del muro si forma un cuneo di terra spingente limitato verso il terrapieno da una superficie di scorrimento piana. Infatti la loro formula corrisponde alla formula di Coulomb assumendo come direzione verticale quella della risultante del peso e delle forze d'inerzia: ruotando la sezione dell'angolo Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la **prima formula di Mononobe-Okabe**:

$$K_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi - \Theta - \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta - \Theta)}{\sin(\psi - \Theta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito φ è inferiore a $\beta + \Theta$:

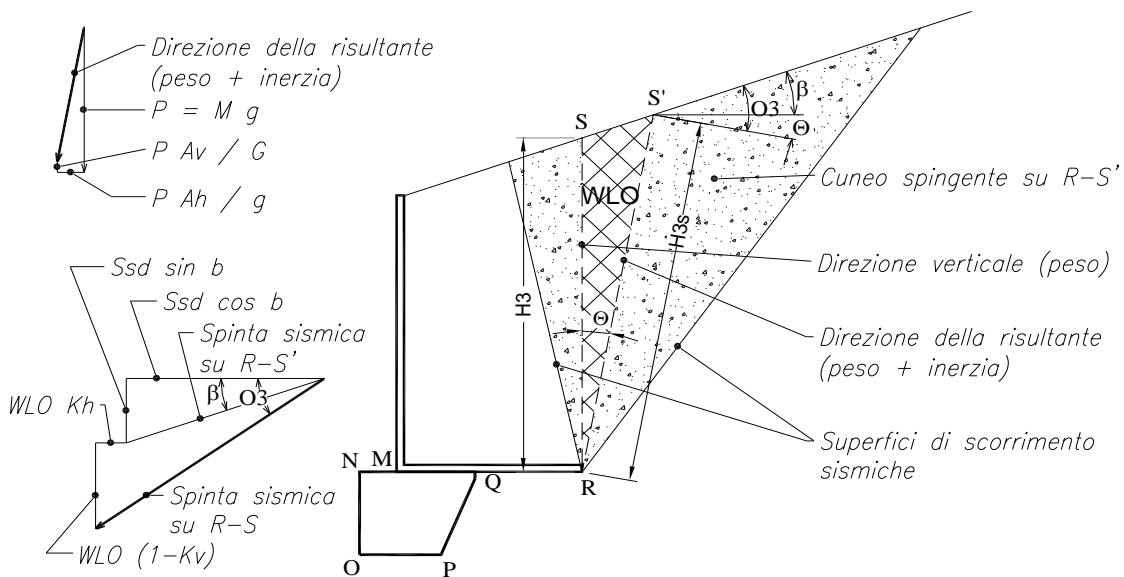
$$K_o = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \Theta - \delta)}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2. $\varphi = \text{atn}(\tan(\varphi/1.25))$
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2\varphi / 3$.
- Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.11.6.2.1 del DM 14/1/08 e in perfetta analogia al modello che determina la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta Ed sulla sezione R-S assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani di scorrimento le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo e tutte le forze di massa sono ruotate dell'angolo Θ .

Per stabilire il procedimento di calcolo consideriamo la sezione ideale R-S', ottenuta facendo ruotare verso monte la sezione R-S dell'angolo Θ attorno al punto R della figura. Essa avrà la direzione della risultante dei pesi e delle forze d'inerzia nell'istante più gravoso. Il coefficiente di spinta della terra sulla sezione R-S' si calcola facilmente, in quanto:

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato β dell'angolo Θ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla direzione delle forze di massa è sempre parallela alla superficie del rilevato;
- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazioni successive il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni del rilevato dell'angolo Θ . La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione O_3 della spinta rispetto alla normale al piano R-S'. Dunque l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $O_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il peso specifico del terreno e per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente calcolata avremo le due componenti, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza d'inerzia di quanto è compreso fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno, avremo il coefficiente di spinta su R-S.

Dal rapporto fra le componenti verticali e orizzontali prima determinate abbiamo anche l'angolo di inclinazione della spinta su R-S rispetto all'orizzontale.

Chiameremo questi procedimenti di calcolo della spinta sismica sul diaframma ideale R-S con il nome di

"Rankine sismico" se il coefficiente di spinta su R-S' è calcolato con la formula di Rankine

"cuneo a a cavallo di R-S" se la spinta su R-S' è calcolata con la procedura prima descritta

6.5 Spinta sulla parete prefabbricata

Se il profilo del rilevato è rettilineo e l'eventuale sovraccarico agisce sull'intera superficie e inoltre se l'inclinazione del rilevato β è minore dell'angolo d'attrito φ , per determinare il coefficiente di spinta sulla parete in assenza di sisma impiegheremo la **formula di Coulomb**.

Nelle stesse condizioni, se l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta minore dell'angolo d'attrito φ calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ il profilo del rilevato è instabile. Ciò premesso, in questo caso calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **2a formula di Mononobe-Okabe**, la quale genera un valore finito, convenzionale, da considerarsi valido perchè stabilito dal DM 14/1/08 e dall'Eurocodice II.

In tutti gli altri casi, cioè se il profilo è costituito da una spezzata, o se il sovraccarico agisce solo su una parte del rilevato, anche se l'inclinazione dei vari tronchi è alta ma purchè l'inclinazione del tronco più lontano dalla parete $\beta + \Theta$ sia minore dell'angolo d'attrito φ usiamo la procedura **"Cuneo contro la parete"**.

Secondo questa procedura l'intera altezza della parete prefabbricata è suddivisa in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5). Per ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle due reazioni sulle superfici di scorrimento determina l'entità e la direzione della spinta sulla parete.

La spinta fino a ogni striscia determina la distribuzione dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore a sfavore della sicurezza estremamente diffuso.

Negli altri casi, cioè se l'inclinazione β del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ , usiamo la **2a formula di Mononobe-Okabe** nella quale l'inclinazione del rilevato è assunta pari alla massima fra tutte le inclinazioni dei tronchi

Tuttavia, a giudizio del progettista, il valore fornito dalla 2a Formula di Mononobe-Okabe può sostituire quello generato dalla procedura "Cuneo contro la parete" se il valore fornito da questa procedura è più gravoso di quello dato dalla 2a formula di Mononobe-Okabe. Il procedimento è conforme alla norma perchè sostituisce il calcolo della spinta di un profilo di altezza finita con quello di un profilo di uguale inclinazione ma altezza infinita. Dal momento che la norma stabilisce la procedura di calcolo di questo caso più gravoso, potremmo applicarla anche al nostro profilo

Questa scelta può, ad esempio verificarsi nel calcolo dei muri di sottoscarpa, se l'altezza della scarpata è importante e l'angolo d'inclinazione del terreno $\beta + \Theta$ è maggiore dell'angolo d'attrito φ . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture Tensiter.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta

6.6 Calcolo delle forze d'inerzia

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, addizionandole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia orizzontali, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale K_h , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

6.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico

Prendiamo in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito ϕ ridotto, $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi + \Theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi * \sin(\phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) * \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

- ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2. $\phi = \text{atn}(\tan(\phi/1.25))$
 ε = Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0^\circ$ se il terreno scende allontanandosi dal muro
 ψ = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\psi < 90^\circ$ se la parete strapiomba
 δ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $\delta = 0$ a favore della stabilità.
 Θ = Angolo di rotazione sismica

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di Θ in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e quelle di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza N_c , N_q , N_γ sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (Coesione, Angolo d'attrito, Peso specifico, Inclinazione del terreno a valle)
- dei dati geometrici della fondazione (Dimensioni, Profondità di posa, Inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (Componente verticale e orizzontale, Larghezza dell'impronta nastriforme)

Esso è sviluppato nella scheda 7 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per la combinazione 1 (A1+M1+R1), per la combinazione 2 (A2+M2+R2) e per il calcolo sismico. Essi sono sviluppati in tre colonne successive.

Nelle ultime righe della tabella sono riportate le azioni sul terreno calcolate nelle schede di verifica per le tre combinazioni. La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante.

8. CODICI DI CALCOLO

8.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è stata fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE e per la fessurazione.

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono state compilate automaticamente mediante il programma di calcolo Muri 2008' vers.2.6.3, realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

8.3 Affidabilità dei codici utilizzati

Il programma di calcolo "Muri 2008" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2006", già sviluppato con il codice Visual-basic della Microsoft. Questo programma a sua volta discende, dopo un'infinità di perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu prodotto e utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella prima denuncia di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

Ogni estensione, aggiornamento, revisione è sempre stata testata numericamente in modo completo, cioè è sempre stato effettuato il confronto tra i risultati del calcolo ottenuti con il codice e quelli realizzati con un calcolo a mano, con la completa riconciliazione dei risultati anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite almeno 15.000 opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere in condizioni di impiego anomale. Almeno 100.000 sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la straordinaria affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di m² di facciata, in 40 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è in grado di svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (... , DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u., Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è la prova della sua affidabilità.

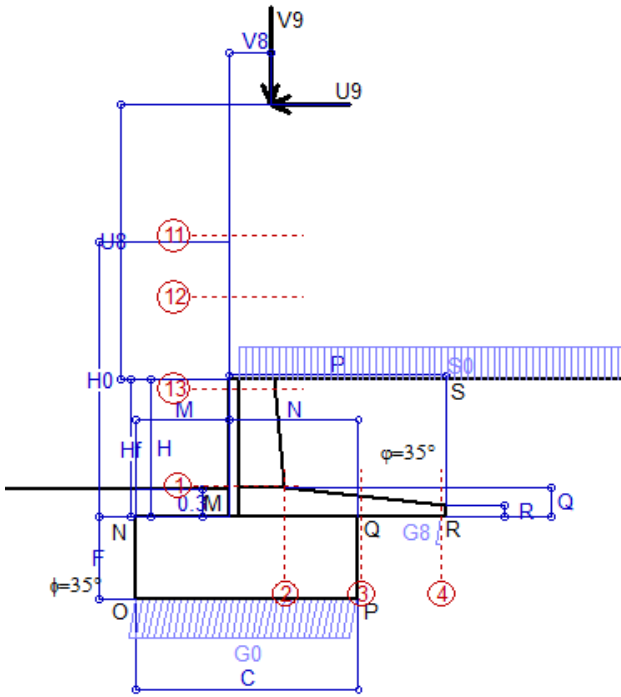
Il programma è dotato di autodiagnostica per quasi tutte le verifiche più importanti richieste dalle varie norme. Cioè il programma provvede a evidenziare automaticamente scrivendo in rosso, talora su fondino giallo, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma scelta, o giudicati inadatti del progettista delle strutture Tensiter.

Pertanto l'esame di controllo dei principali risultati consiste sostanzialmente nell'accertare che non appaiano dei risultati evidenziati dal computer come insufficienti.

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 1.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	7.1	10.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	12.2	20.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	32.9	55.5
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	129.3	292.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	115.7	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.9	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 43.6	M₉ = 146.5	P₉ = 236.9	M₈ = 439.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 4.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.06$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 232.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.097$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 165.8 > Ed = 1 * S_9 = 43.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 395 > Ed = 1.1 * M_9 = 161.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 113$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 49$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 1.26

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	115.1	115.1	30.1	18.4	60.6	53.5	124.0	16.7	73°, 1.0	4.08	8.58	4.15	5.96	179.9	132.1
2	74.8	74.8	0.0	89.3	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.80	14.73	3.83	6.78	145.4	166.8
3	33.1	33.1	0.0	36.3	22.9	17.9	125.0	125.0	-	3.84	11.32	3.83	4.50	74.9	124.8
4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.7	7.7	125.0	125.0	-	2.23	4.30	3.83	0.00	-17.0	49.4
13	81.2	85.0	16.9	8.3	49.8	42.3	124.0	14.3	73°, 1.0	3.18	6.03	4.15	3.96	100.7	69.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

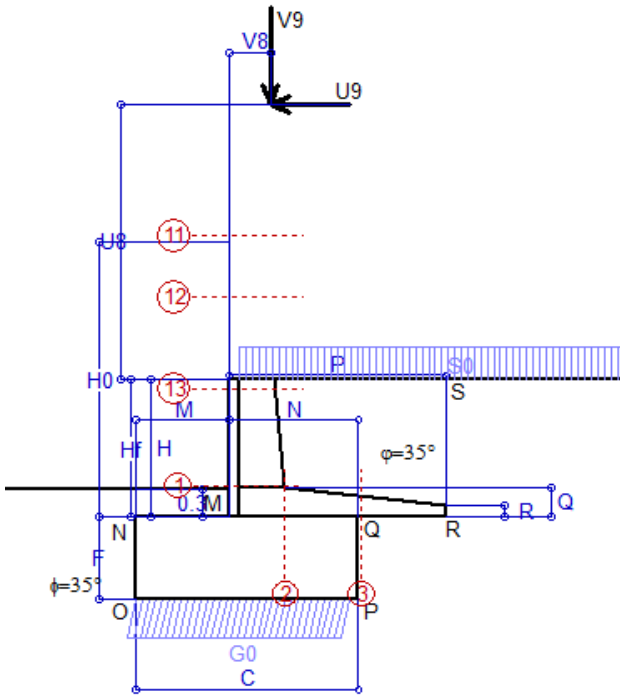
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 1.50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	7.0	9.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	13.4	22.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	25.3	42.7
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	106.3	240.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.6	100.2	3.9	5.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.7	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	S₉ = 42.6	M₉ = 132.9	P₉ = 189.5	M₈ = 353.3
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	48.6	152.8	196.1	374.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 189.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.33$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.082$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.7^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 109.8 > Ed = S_9 \text{equ} = 48.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_8 \text{equ}) = 375 > Ed = M_9 \text{equ} = 152.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 168.7 > Ed = 112.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 96$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 40$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$ Freccia in cima al pannello mm 1.12

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	101.2	101.2	24.3	18.3	60.6	53.5	124.0	16.7	73°, 1.0	4.05	8.58	4.15	5.96	179.1	131.7
2	65.8	65.8	0.0	78.4	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.80	14.73	3.83	6.78	145.4	166.8
3	30.8	30.8	0.0	31.0	22.9	17.9	125.0	125.0	-	3.84	11.32	3.83	4.50	74.9	124.8
13	70.4	73.7	13.6	7.4	49.8	42.3	124.0	14.3	73°, 1.0	3.16	6.03	4.15	3.96	100.4	69.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

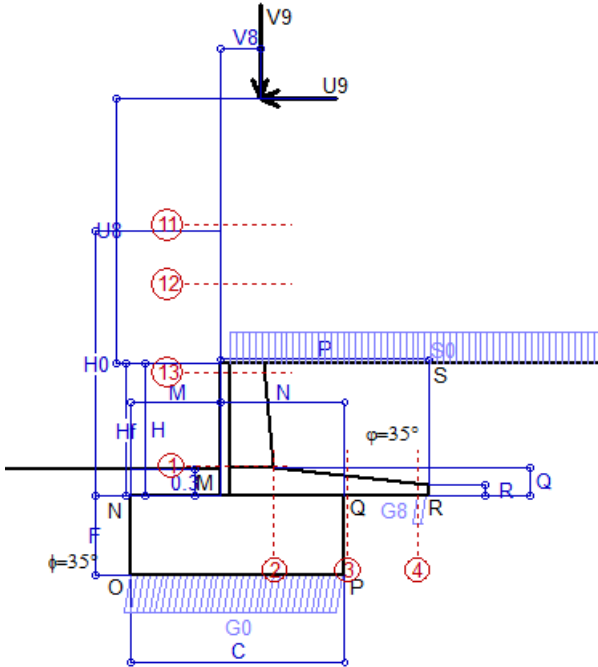
Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad



Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 1.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5.49	7.68	0.00	0.00
8.13	13.41	0.00	0.00
0.00	0.00	25.31	42.66
0.00	0.00	92.23	209.51
14.28	77.11	3.00	4.35
2.23	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ = 30.12	M₉ = 98.78	P₉ = 174.54	M₈ = 321.32

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.253$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.056$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 6.78$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.13$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 167.76$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.070$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.81

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	77.1	22.1	26.9	124.0	60.6	53.5	8.58	4.15	168	3.97	38	0.109
2	50.1	0.0	82.7	125.0	32.0	27.0	14.73	3.83	135	5.77	40	0.000
3	19.8	0.0	38.3	125.0	22.9	17.9	11.32	3.83	105	4.96	40	0.000
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	13.6	8.5	4.64	3.83	1	0.07	40	0.000
13	54.2	12.4	18.4	124.0	49.8	42.3	6.03	4.15	215	4.69	38	0.174

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

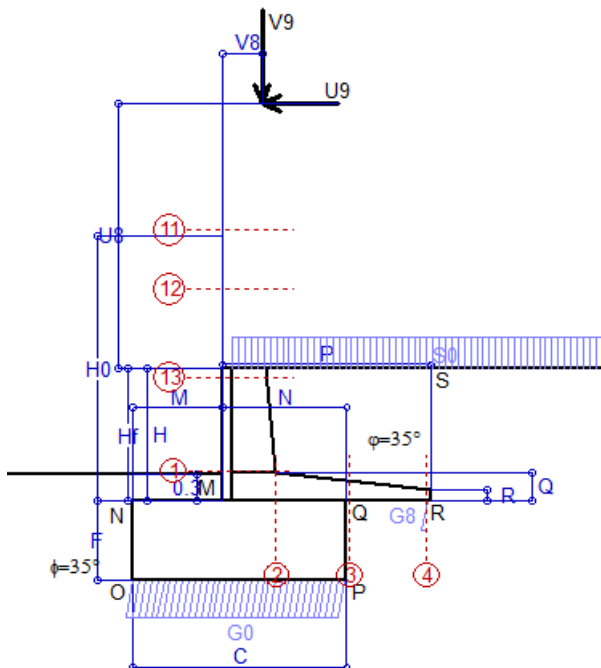
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5.49	7.68	0.00	0.00
6.10	10.06	0.00	0.00
0.00	0.00	25.31	42.66
0.00	0.00	80.48	183.96
14.28	77.11	3.00	4.35
2.19	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ = 28.06	M₉ = 95.42	P₉ = 162.79	M₈ = 295.77

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.100$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.061$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 2.54$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.05$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 160.25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.067$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.80

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	76.2	21.5	25.3	124.0	60.6	53.5	8.58	4.15	166	3.92	38	0.107
2	49.5	0.0	81.7	125.0	32.0	27.0	14.73	3.83	134	5.70	40	0.000
3	21.5	0.0	38.6	125.0	22.9	17.9	11.32	3.83	114	5.37	40	0.000
4	0.0	0.0	0.0	125.0	12.7	7.6	4.28	3.83	0	0.03	40	0.000
13	54.1	12.3	18.3	124.0	49.8	42.3	6.03	4.15	215	4.69	38	0.174

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

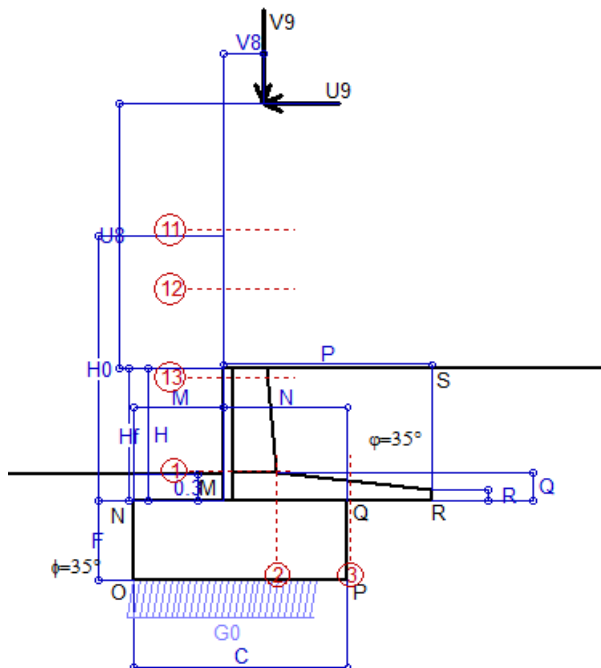
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 1.50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5.49	7.68	0.00	0.00
0.00	0.00	25.31	42.66
0.00	0.00	45.23	107.29
14.28	77.11	3.00	4.35
2.10	0.56	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ = 21.87	M₉ = 85.35	P₉ = 127.54	M₈ = 219.10

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.567$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.083$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 127.54$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.061$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.78

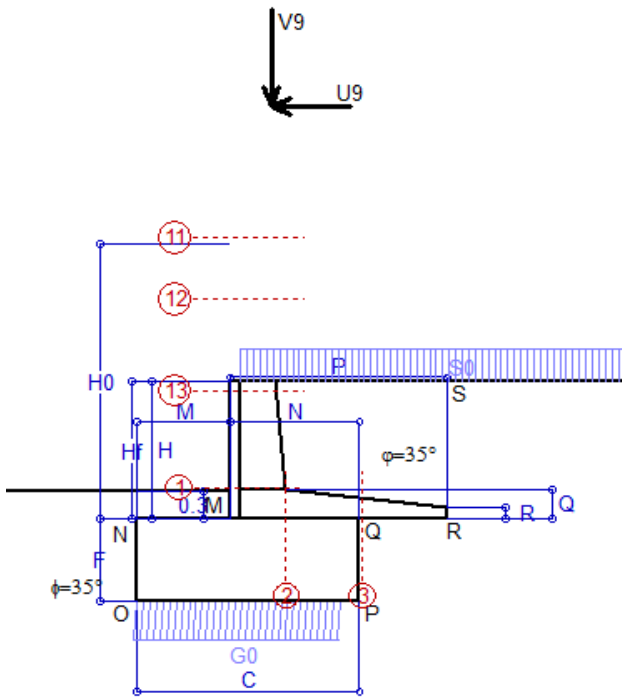
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	73.4	19.5	20.8	124.0	60.6	53.5	8.58	4.15	160	3.77	38	0.100
2	47.7	0.0	78.7	125.0	32.0	27.0	14.73	3.83	129	5.49	40	0.000
3	15.7	0.0	26.9	125.0	22.9	17.9	11.32	3.83	83	3.93	40	0.000
13	54.1	12.1	17.9	124.0	49.8	42.3	6.03	4.15	215	4.68	38	0.173

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 1.50$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 2.35$ m
 $Q = 0.32$ m
 $U_v = 3.00$ m
 $V_8 = 0.45$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo $a_g/g = 0.09$
Prefabbricato tipo u30NP
 Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 3.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Forza orizzontale concentrata $U_9 = 17.85$ kN/cad
 Forza verticale concentrata in cima $V_9 = 3.75$ kN/cad
 Pendenza del rilevato a tergo del mu $i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 1.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Oka) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	7.0	9.8	0.5	1.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.1	3.4	0.1	0.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	1.0	25.1	42.1
Peso terra e sovraccarico x 1	1.1	1.8	53.9	126.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	77.1	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.7	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S₉ = 30.0	M₉ = 94.6	P₉ = 136.0	M₈ = 238.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 136.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.23$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.061$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 4.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 18.6 * 0.5 = 85.5 > E_d = S_9 = 30$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 7.4) = 239 > E_d = 1.0 * M_9 = 94.6$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 92 > E_d = 70.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 67$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 15$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.84

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

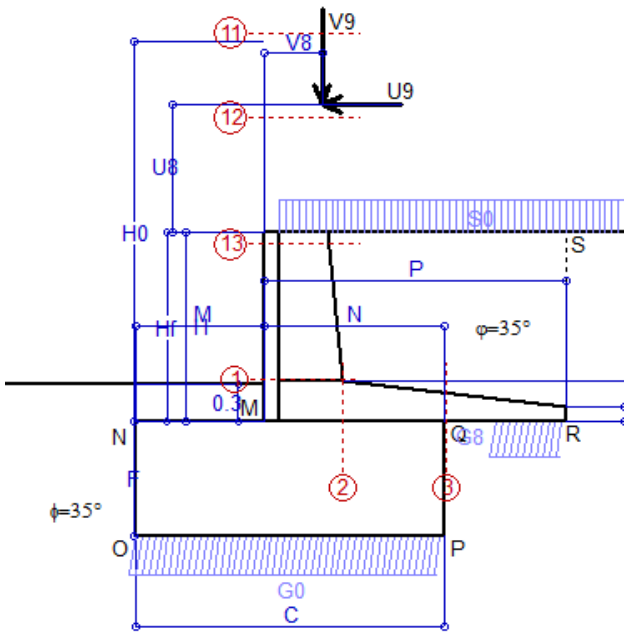
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Ed} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	75.7	75.7	20.2	11.1	60.6	53.5	124.0	16.7	73°, 1.0	4.03	8.58	4.15	5.96	178.5	135.5	
2	49.2	49.2	0.0	58.7	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.80	14.73	3.83	6.78	145.4	166.8	
3	18.5	18.5	0.0	18.7	22.9	17.9	125.0	125.0	-	3.84	11.32	3.83	4.50	74.9	124.8	
13	54.2	56.7	12.2	5.5	49.8	42.3	124.0	14.3	73°, 1.0	3.15	6.03	4.15	3.96	100.2	72.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 1.50$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	5.5	7.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	8.1	13.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	25.3	42.7
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	92.2	209.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	38.9	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.2	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 27.3	M₉ = 60.5	P₉ = 174.5	M₈ = 321.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 29.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.55$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 145.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.060$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 8.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 122.2 > Ed = 1 * S_9 = 27.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 289 > Ed = 1.1 * M_9 = 66.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 64$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 27$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

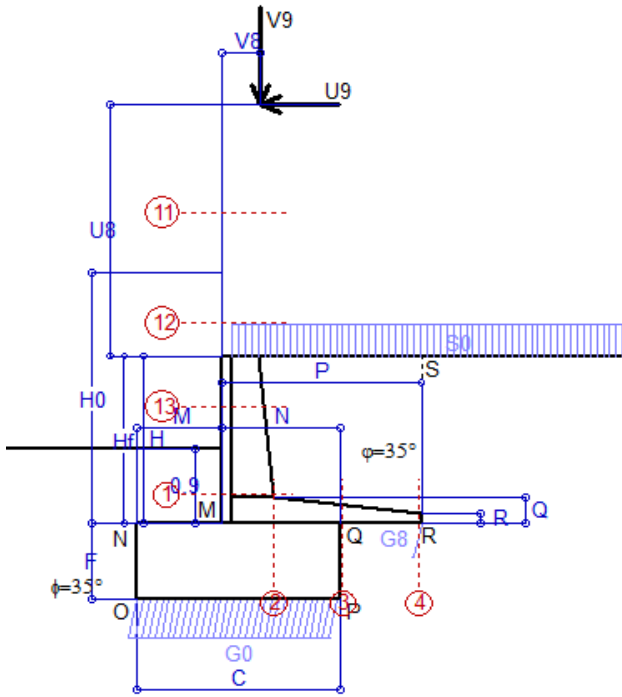
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 0.31

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	33.8	33.8	22.1	17.4	60.6	53.5	124.0	16.7	73°, 1.0	4.04	8.58	4.15	5.96	178.7	134.4	
2	22.0	22.0	0.0	26.2	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.80	14.73	3.83	6.78	145.4	166.8	
3	2.4	2.4	0.0	8.1	22.9	17.9	125.0	125.0	-	3.84	11.32	3.83	4.50	74.9	124.8	
11	0.0	0.0	-0.3	0.0	33.1	25.6	124.0	9.4	73°, 1.0	1.98	2.01	4.15	3.96	24.3	-44.6	
12	0.0	1.4	6.7	14.5	39.8	30.3	124.0	11.3	73°, 1.0	2.45	4.02	4.15	3.96	50.1	52.7	
13	14.5	16.6	12.4	11.7	49.8	42.3	124.0	14.3	73°, 1.0	3.15	6.03	4.15	3.96	100.2	71.0	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	12.7	19.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16.3	30.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	32.9	55.5
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	156.8	352.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	126.4	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.0	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 53.3	M₉ = 177.9	P₉ = 264.4	M₈ = 498.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 1.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.02$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 262.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.109$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 185.1 > Ed = 1 * S_9 = 53.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 449 > Ed = 1.1 * M_9 = 195.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 132$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 60$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

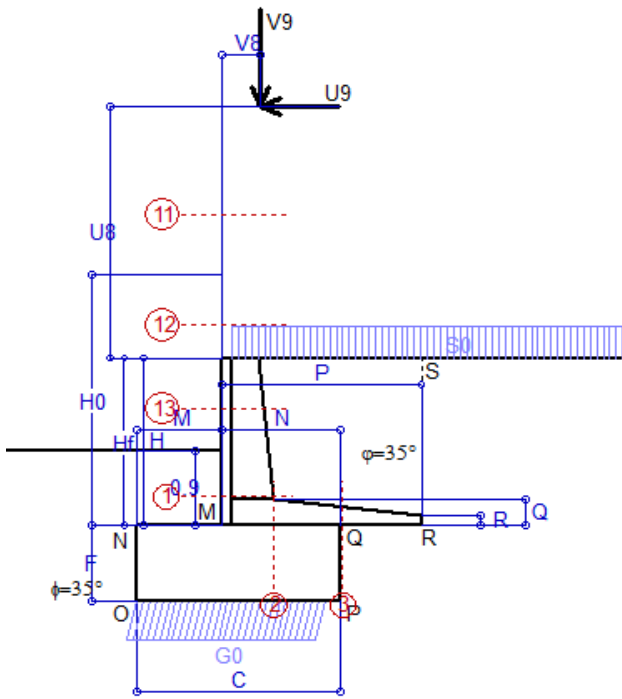
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 2.47

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	137.9	137.9	33.0	22.5	60.6	53.3	124.0	16.9	73°, 1.0	4.29	9.71	2.58	5.96	202.0	129.9
2	89.6	89.6	0.0	106.5	32.0	26.8	125.0	125.0	-	4.99	15.87	3.83	6.80	154.6	170.4
3	42.4	42.4	0.0	43.7	22.9	17.7	125.0	125.0	-	3.95	12.09	3.83	4.50	78.4	126.6
4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.3	7.2	125.0	125.0	-	2.18	4.12	3.83	0.00	-16.1	47.5
13	96.7	101.3	18.9	9.9	49.8	42.3	124.0	15.2	73°, 1.0	3.34	7.16	2.58	3.96	118.4	68.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$U_v = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.343$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	12.4	19.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	17.9	33.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	25.3	42.7
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	127.5	286.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.6	109.5	3.9	5.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.9	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	S₉ = 52.7	M₉ = 163.7	P₉ = 210.7	M₈ = 399.3
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	59.9	187.8	219.4	425.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 210.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.24$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.094$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.0^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 122.9 > Ed = S_9 \text{equ} = 59.9$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_8 \text{equ}) = 425 > Ed = M_9 \text{equ} = 187.8$

$Rd = 196.1 > Ed = 137.7$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 115$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 42$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$
Freccia in cima al pannello mm 2.21

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	122.6	122.6	26.9	23.1	60.6	53.3	124.0	16.9	73°, 1.0	4.26	9.71	2.58	5.96	201.1	129.5
2	79.7	79.7	0.0	94.7	32.0	26.8	125.0	125.0	-	4.99	15.87	3.83	6.80	154.6	170.4
3	35.8	35.8	0.0	35.7	22.9	17.7	125.0	125.0	-	3.95	12.09	3.83	4.50	78.4	126.6
13	84.2	88.4	15.4	9.9	49.8	42.3	124.0	15.2	73°, 1.0	3.32	7.16	2.58	3.96	118.0	68.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

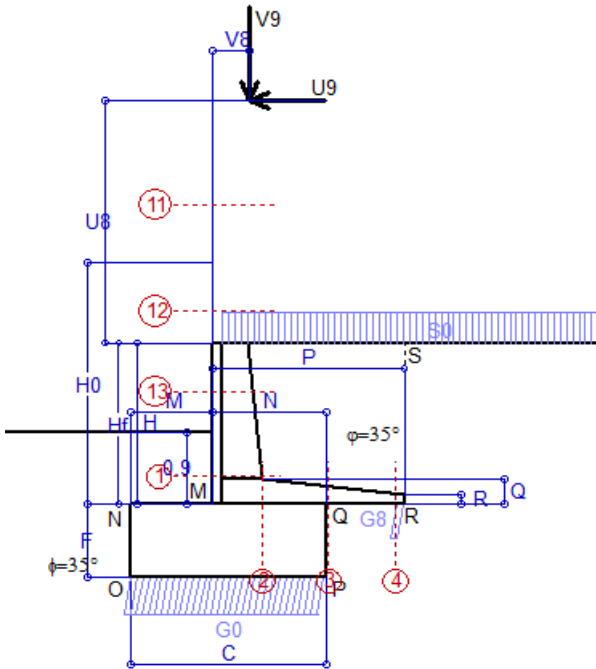
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	15.28	0.00	0.00
10.84	20.60	0.00	0.00
0.00	0.00	25.31	42.66
0.00	0.00	113.38	255.51
14.28	84.25	3.00	4.35
2.28	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ = 37.16	M₉ = 120.70	P₉ = 195.69	M₈ = 367.32

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.043$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.686$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 6.09$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.08$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 189.60$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.079$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.61

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	92.7	24.2	33.0	124.0	60.6	53.3	9.71	2.58	180	4.54	38	0.127
2	60.2	0.0	99.4	125.0	32.0	26.8	15.87	3.83	153	6.80	40	0.128
3	25.6	0.0	48.0	125.0	22.9	17.7	12.09	3.83	129	6.33	40	0.000
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	13.2	8.1	4.48	3.83	2	0.10	40	0.000
13	64.6	13.7	22.1	124.0	49.8	42.3	7.16	2.58	217	5.16	38	0.178

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

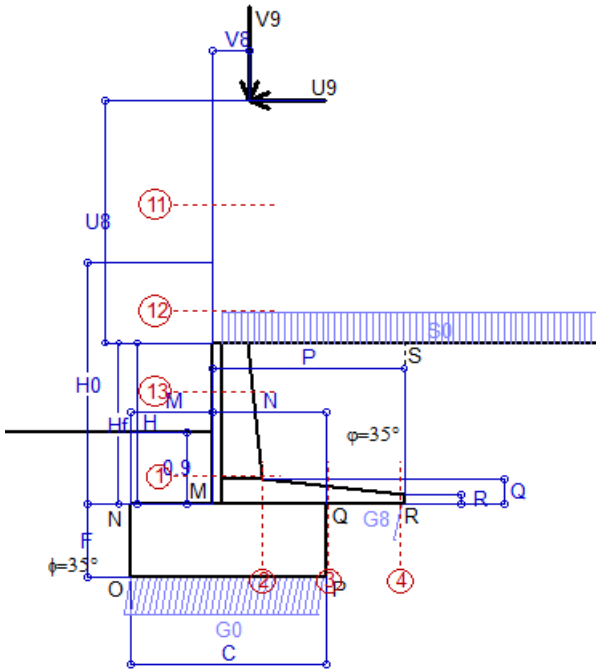
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	15.28	0.00	0.00
8.13	15.45	0.00	0.00
0.00	0.00	25.31	42.66
0.00	0.00	101.63	229.96
14.28	84.25	3.00	4.35
2.25	0.57	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ = 34.42	M₉ = 115.55	P₉ = 183.94	M₈ = 341.77

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.958$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.741$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 2.80$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.04$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 181.14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.075$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.58

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	90.8	23.3	30.8	124.0	60.6	53.3	9.71	2.58	177	4.45	38	0.123
2	59.0	0.0	97.4	125.0	32.0	26.8	15.87	3.83	149	6.66	40	0.121
3	26.4	0.0	47.2	125.0	22.9	17.7	12.09	3.83	133	6.52	40	0.000
4	0.0	0.0	0.0	125.0	12.6	7.6	4.25	3.83	1	0.04	40	0.000
13	64.3	13.4	21.3	124.0	49.8	42.3	7.16	2.58	216	5.13	38	0.177

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

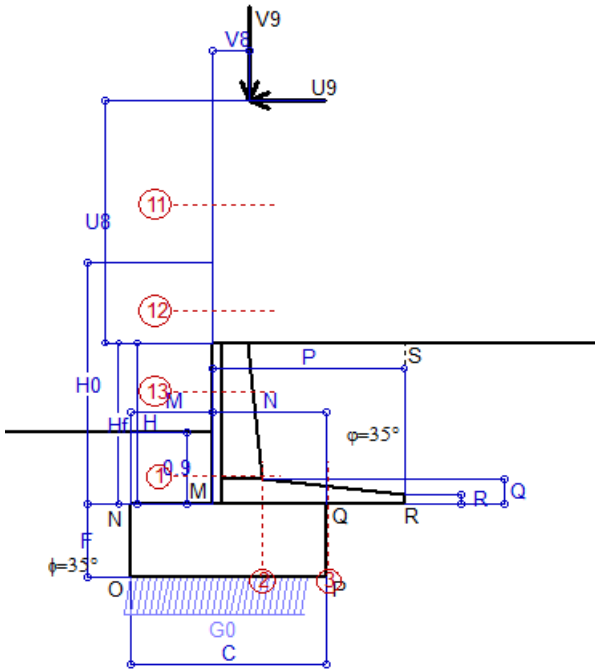
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U_9+V_9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9.76	15.28	0.00	0.00
0.00	0.00	25.31	42.66
0.00	0.00	66.38	153.29
14.28	84.25	3.00	4.35
2.16	0.56	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 26.19$	$M_9 = 100.10$	$P_9 = 148.69$	$M_8 = 265.10$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.648$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.974$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 148.69$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.22$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.067$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.50

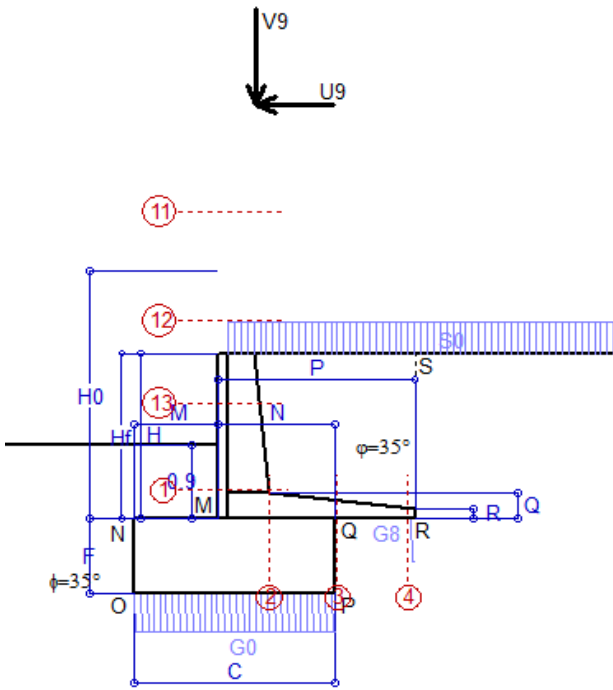
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	85.0	20.4	24.2	124.0	60.6	53.3	9.71	2.58	166	4.16	38	0.111
2	55.3	0.0	91.2	125.0	32.0	26.8	15.87	3.83	140	6.24	40	0.000
3	21.0	0.0	35.9	125.0	22.9	17.7	12.09	3.83	105	5.18	40	0.000
13	63.4	12.3	18.8	124.0	49.8	42.3	7.16	2.58	213	5.05	38	0.174

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

BARRIERA INTEGRATA

Dati

- $H_m = 2.00$ m
- $C = 2.40$ m
- $F = 0.90$ m
- $M = 1.00$ m
- $N = 1.40$ m
- $P = 2.35$ m
- $Q = 0.32$ m
- $U_v = 3.00$ m
- $V_8 = 0.45$ m
- $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u30NP

- $a_g/g = 0.09$
- $H_0 = 3.00$ m
- Altezza della terra contro il pannello $H = 2.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
- Forza orizzontale concentrata $U_9 = 17.85$ kN/cad
- Forza verticale concentrata in cima $V_9 = 3.75$ kN/cad
- Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.345$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 2.00$ m
- $O_3 = 4.03^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
- (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	12.4	19.4	0.9	2.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2.8	5.2	0.2	0.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	1.0	25.1	42.1
Peso terra e sovraccarico x 1	1.6	3.2	74.8	171.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	84.3	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.9	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-41.8*	-25.1*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S₉ = 36.9	M₉ = 114.6	P₉ = 157.3	M₈ = 285.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezziera della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 3.5$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 153.9$ kN
- Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.05$ m
- Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.064$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = -1.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 41.8 \times 0.5 = 109.0 > E_d = S_9 = 36.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 25.1) = 286 > E_d = 1.0 * M_9 = 114.6$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 118 > E_d = 84.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 83$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 18$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
1	90.0	90.0	21.5	14.1	60.6	53.3	124.0	16.9	73°, 1.0	4.23	9.71	2.58	5.96	200.3	133.2	
2	58.5	58.5	0.0	69.5	32.0	26.8	125.0	125.0	-	4.99	15.87	3.83	6.80	154.6	170.4	
3	20.1	20.1	0.0	22.5	22.9	17.7	125.0	125.0	-	3.95	12.09	3.83	4.50	78.4	126.6	
4	-0.1	-0.1	0.0	0.1	12.9	7.9	125.0	125.0	-	2.25	4.37	3.83	0.00	-17.4	50.3	
13	64.1	66.9	12.6	5.6	49.8	42.3	124.0	15.2	73°, 1.0	3.31	7.16	2.58	3.96	117.7	71.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

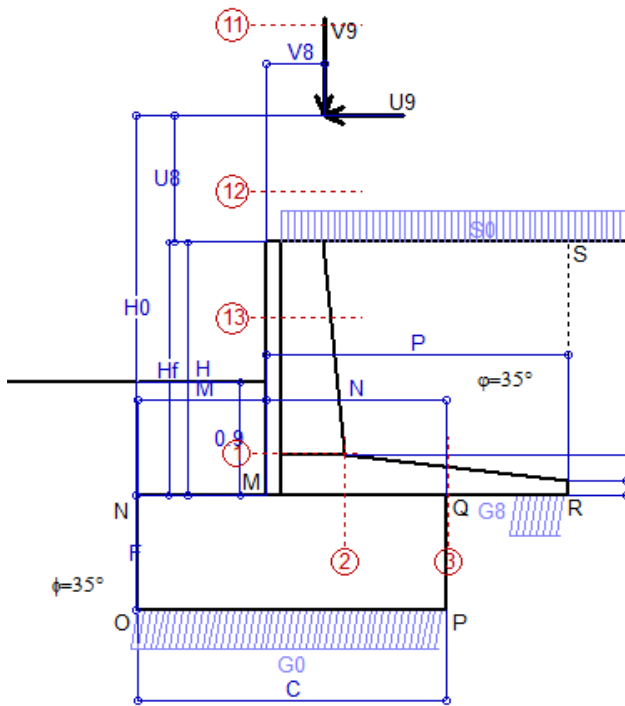
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NP	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_0 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 2.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9.8	15.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	10.8	20.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	25.3	42.7
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	113.4	255.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	44.6	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 34.3	M₉ = 81.0	P₉ = 195.7	M₈ = 367.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 28.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.40$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 167.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.070$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 9.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 137.0 > Ed = 1 * S_9 = 34.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 331 > Ed = 1.1 * M_9 = 89.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 79$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 34$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

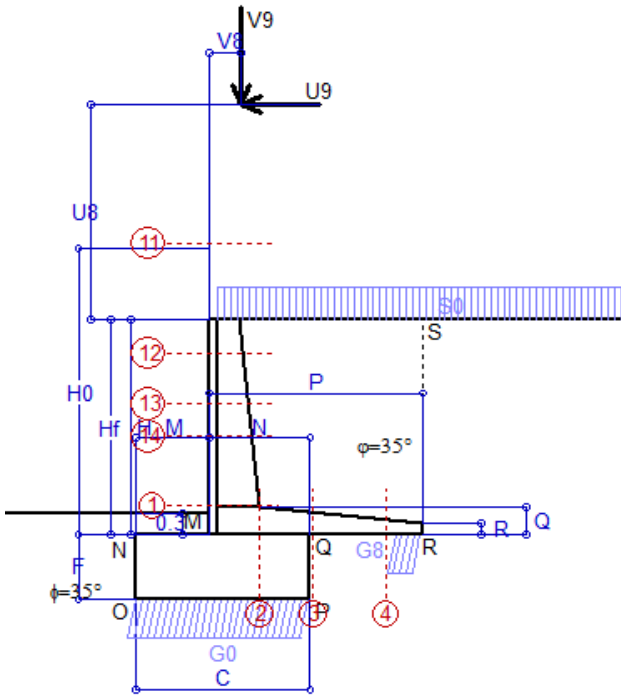
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 0.71

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	47.6	47.6	24.2	20.9	60.6	53.3	124.0	16.9	73°, 1.0	4.24	9.71	2.58	5.96	200.7	132.6
2	30.9	30.9	0.0	36.8	32.0	26.8	125.0	125.0	-	4.99	15.87	3.83	6.80	154.6	170.4
3	5.6	5.6	0.0	15.7	22.9	17.7	125.0	125.0	-	3.95	12.09	3.83	4.50	78.4	126.6
13	23.1	25.7	13.7	13.3	49.8	42.3	124.0	15.2	73°, 1.0	3.31	7.16	2.58	3.96	117.8	70.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u40NP	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	28.5	54.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24.4	58.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	48.4	90.8
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	260.8	666.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	147.8	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.3	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 76.7	M₉ = 261.2	P₉ = 383.8	M₈ = 847.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 52.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.38$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 331.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.138$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 268.7 > Ed = 1 * S_9 = 76.7$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 763 > Ed = 1.1 * M_9 = 287.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 182$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 79$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

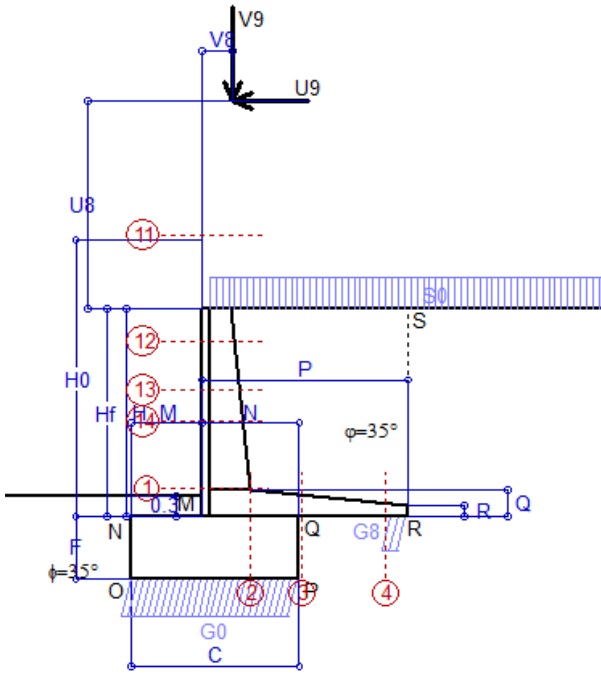
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 4.02

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	195.7	195.7	50.0	37.8	69.6	62.3	124.0	19.2	73°, 1.0	5.63	14.51	4.15	7.28	352.1	184.9	
2	127.2	127.2	0.0	139.9	38.0	32.7	125.0	125.0	-	6.12	20.42	5.34	9.13	241.5	202.4	
3	63.5	63.5	0.0	71.0	30.8	25.5	125.0	125.0	-	5.38	18.27	5.34	6.02	167.1	174.8	
4	-4.4	-4.4	0.0	3.3	20.2	14.9	125.0	125.0	-	3.35	7.10	5.34	0.00	-38.0	91.8	
12	92.2	96.4	17.2	8.8	48.0	41.2	124.0	15.1	73°, 1.0	3.20	6.28	4.15	3.96	102.1	67.1	
13	119.0	125.5	26.7	16.2	55.2	47.7	124.0	16.7	73°, 1.0	3.93	8.83	4.15	3.96	164.4	75.6	
14	140.4	148.9	33.7	22.5	59.7	52.6	124.0	17.7	73°, 1.0	4.60	11.37	4.15	3.96	232.2	81.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u40NP	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del murc	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	27.8	52.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	26.8	64.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	37.2	69.8
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	209.2	533.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.6	128.1	3.9	5.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.2	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO)	S₉ = 75.4	M₉ = 245.9	P₉ = 304.3	M₈ = 674.1
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	85.4	280.9	320.8	725.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 26.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.24$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 278.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.116$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.9^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_{9equ} \cdot R_0 = 179.7 > Ed = S_{9equ} = 85.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_{8equ}) = 725 > Ed = M_{9equ} = 280.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 394.5 > Ed = 206.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 149$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 75$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.69

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	178.3	178.3	40.7	39.0	69.6	62.3	124.0	19.2	73°, 1.0	5.58	14.51	4.15	7.28	350.4	184.4
2	119.0	119.0	0.0	126.4	38.0	32.7	125.0	125.0	-	6.12	20.42	5.34	9.13	241.5	202.4
3	75.0	75.0	0.0	65.2	30.8	25.5	125.0	125.0	-	5.38	18.27	5.34	6.02	167.1	174.8
4	-1.2	-1.2	0.0	1.1	18.3	12.9	125.0	125.0	-	3.24	6.34	5.34	0.00	-34.0	79.6
12	80.1	83.9	14.0	8.6	48.0	41.2	124.0	15.1	73°, 1.0	3.18	6.28	4.15	3.96	101.7	66.7
13	104.8	110.9	21.8	16.7	55.2	47.7	124.0	16.7	73°, 1.0	3.90	8.83	4.15	3.96	163.8	75.2
14	124.9	133.1	27.5	23.3	59.7	52.6	124.0	17.7	73°, 1.0	4.57	11.37	4.15	3.96	231.3	81.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

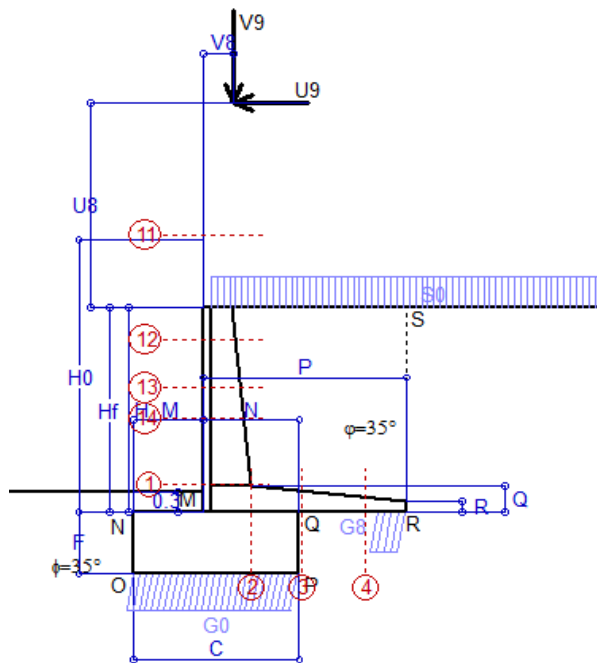
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u40NP	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	41.71	0.00	0.00
16.26	39.02	0.00	0.00
0.00	0.00	37.22	69.82
0.00	0.00	191.50	490.02
14.28	98.53	3.00	4.35
1.78	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 54.27$	$M_9 = 179.79$	$P_9 = 285.72$	$M_8 = 628.99$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.498$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.685$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 44.84$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.42$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 240.88$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.100$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.59

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	133.1	36.9	48.0	124.0	69.6	62.3	14.51	4.15	147	4.27	40	0.106
2	86.5	0.0	124.3	125.0	38.0	32.7	20.42	5.34	140	6.38	42	0.120
3	38.2	0.0	65.8	125.0	30.8	25.5	18.27	5.34	89	4.41	42	0.000
4	-4.8	0.0	0.0	125.0	21.0	15.7	7.41	5.34	57	2.13	42	0.000
12	61.5	12.5	21.0	124.0	48.0	41.2	6.28	4.15	242	5.43	38	0.218
13	79.7	19.6	28.0	124.0	55.2	47.7	8.83	4.15	192	4.81	38	0.154
14	94.4	24.8	33.7	124.0	59.7	52.6	11.37	4.15	159	4.38	38	0.118

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

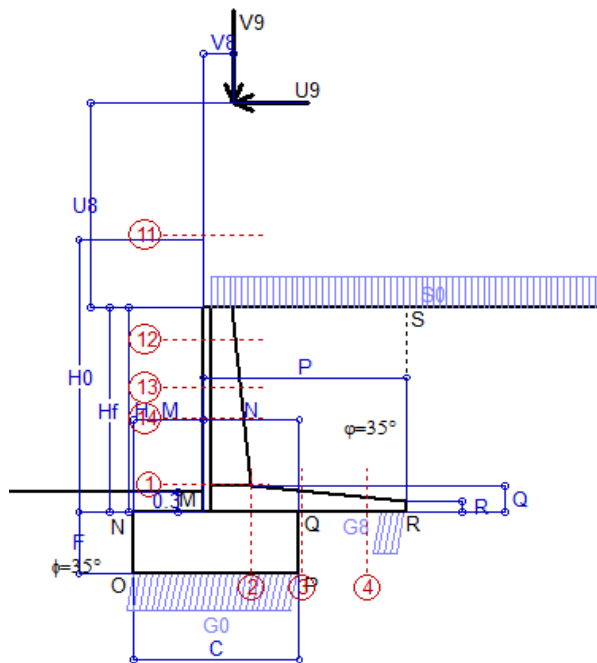
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u40NP	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	41.71	0.00	0.00
12.19	29.27	0.00	0.00
0.00	0.00	37.22	69.82
0.00	0.00	176.75	453.52
14.28	98.53	3.00	4.35
1.78	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 50.21$	$M_9 = 170.04$	$P_9 = 270.97$	$M_8 = 592.49$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.484$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.778$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 40.61$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.38$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 230.36$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.096$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.52

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	128.3	35.4	44.5	124.0	69.6	62.3	14.51	4.15	141	4.11	40	0.100
2	83.4	0.0	119.8	125.0	38.0	32.7	20.42	5.34	135	6.15	42	0.108
3	36.8	0.0	63.1	125.0	30.8	25.5	18.27	5.34	86	4.24	42	0.000
4	-4.9	0.0	0.0	125.0	20.8	15.5	7.34	5.34	59	2.22	42	0.000
12	61.3	12.2	20.3	124.0	48.0	41.2	6.28	4.15	241	5.41	38	0.217
13	78.6	18.8	26.3	124.0	55.2	47.7	8.83	4.15	189	4.74	38	0.151
14	92.4	23.8	31.4	124.0	59.7	52.6	11.37	4.15	156	4.28	38	0.114

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

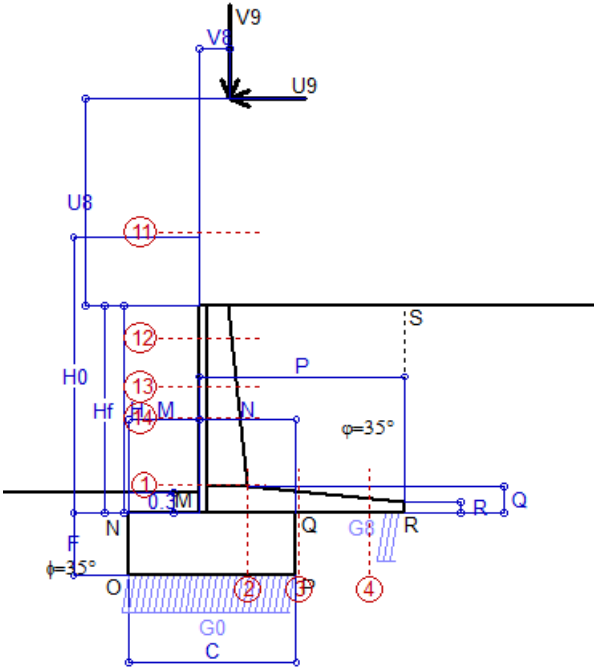
Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u40NP	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad



Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21.95	41.71	0.00	0.00
0.00	0.00	37.22	69.82
0.00	0.00	132.50	344.00
14.28	98.53	3.00	4.35
1.78	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ = 38.01	M₉ = 140.77	P₉ = 226.72	M₈ = 482.97

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.431$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.175$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 28.42$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.26$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 198.30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.083$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.32

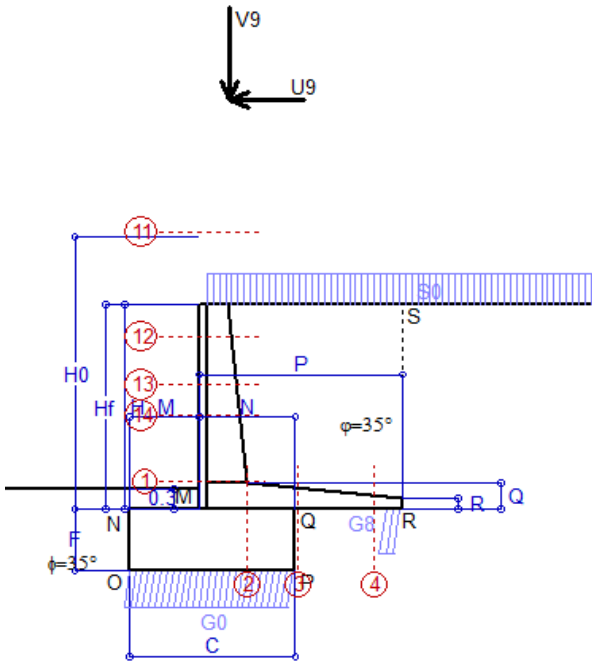
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	113.9	30.8	33.9	124.0	69.6	62.3	14.51	4.15	126	3.65	40	0.081
2	74.0	0.0	106.4	125.0	38.0	32.7	20.42	5.34	120	5.46	42	0.000
3	33.0	0.0	54.3	125.0	30.8	25.5	18.27	5.34	77	3.81	42	0.000
4	-4.4	0.0	0.0	125.0	20.2	14.8	7.10	5.34	54	2.10	42	0.000
12	60.8	11.4	18.4	124.0	48.0	41.2	6.28	4.15	239	5.36	38	0.215
13	75.4	16.7	21.3	124.0	55.2	47.7	8.83	4.15	182	4.54	38	0.142
14	86.3	20.8	24.5	124.0	59.7	52.6	11.37	4.15	146	3.99	38	0.102

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 3.00$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 2.95$ m
 $Q = 0.38$ m
 $U_v = 3.00$ m
 $V_8 = 0.45$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u40NP
 Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Forza orizzontale concentrata
 Forza verticale concentrata in cima
 Pendenza del rilevato a tergo del muro

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 4.00$ m
 $H = 3.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{max}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $U_9 = 17.85$ kN/cad
 $V_9 = 3.75$ kN/cad
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	27.9	53.0	2.0	7.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.1	9.9	0.3	1.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.6	37.0	69.0
Peso terra e sovraccarico x 1	3.2	8.1	142.4	368.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	98.5	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.4	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 54.1	M₉ = 172.5	P₉ = 238.0	M₈ = 514.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 25.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 212.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.088$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 18.6 \times 0.5 = 142.6 > E_d = S_9 = 54.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 7.4) = 515 > E_d = 1.0 * M_9 = 172.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 266 > E_d = 125.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 111$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 48$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	129.1	129.1	32.9	27.2	69.6	62.3	124.0	19.2	73°, 1.0	5.55	14.51	4.15	7.28	349.0	188.5	
2	83.9	83.9	0.0	92.3	38.0	32.7	125.0	125.0	-	6.12	20.42	5.34	9.13	241.5	202.4	
3	46.6	46.6	0.0	46.7	30.8	25.5	125.0	125.0	-	5.38	18.27	5.34	6.02	167.1	174.8	
4	-2.7	-2.7	0.0	2.2	19.2	13.8	125.0	125.0	-	3.34	6.70	5.34	0.00	-36.2	85.4	
12	61.2	63.9	11.6	5.2	48.0	41.2	124.0	15.1	73°, 1.0	3.17	6.28	4.15	3.96	101.5	69.8	
13	78.3	82.4	17.5	10.0	55.2	47.7	124.0	16.7	73°, 1.0	3.88	8.83	4.15	3.96	163.2	78.6	
14	92.0	97.6	22.0	14.7	59.7	52.6	124.0	17.7	73°, 1.0	4.54	11.37	4.15	3.96	230.6	85.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

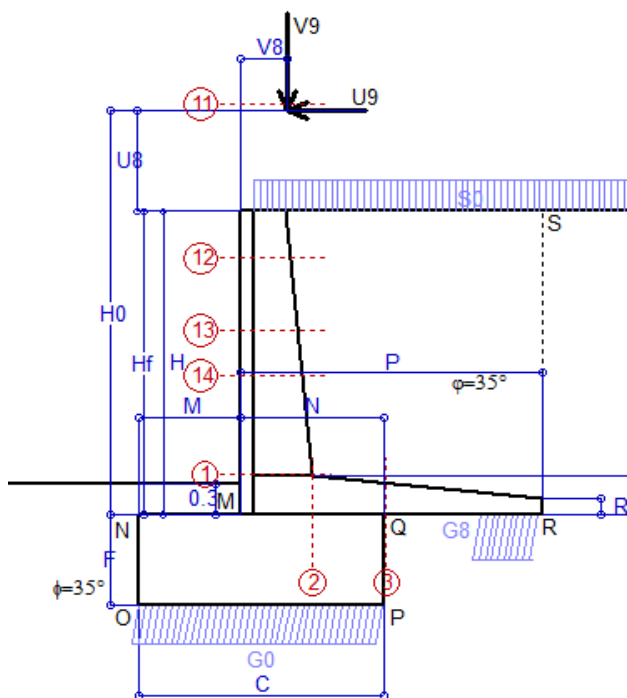
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u40NP	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	22.0	41.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	16.3	39.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	37.2	69.8
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	191.5	490.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	56.0	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 51.4	M₉ = 137.3	P₉ = 285.7	M₈ = 629.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 65.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.60$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 220.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.092$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 200.0 > Ed = 1 * S_9 = 51.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 566 > Ed = 1.1 * M_9 = 151$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 118$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 49$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 1.35

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	84.4	84.4	36.9	31.6	69.6	62.3	124.0	19.2	73°, 1.0	5.57	14.51	4.15	7.28	349.8	188.7	
2	54.9	54.9	0.0	60.3	38.0	32.7	125.0	125.0	-	6.12	20.42	5.34	9.13	241.5	202.4	
3	11.9	11.9	0.0	35.3	30.8	25.5	125.0	125.0	-	5.38	18.27	5.34	6.02	167.1	174.8	
12	20.6	22.9	12.5	12.6	48.0	41.2	124.0	15.1	73°, 1.0	3.17	6.28	4.15	3.96	101.6	68.5	
13	36.1	40.0	19.6	17.1	55.2	47.7	124.0	16.7	73°, 1.0	3.89	8.83	4.15	3.96	163.5	77.7	
14	49.1	54.4	24.8	21.2	59.7	52.6	124.0	17.7	73°, 1.0	4.56	11.37	4.15	3.96	231.0	84.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

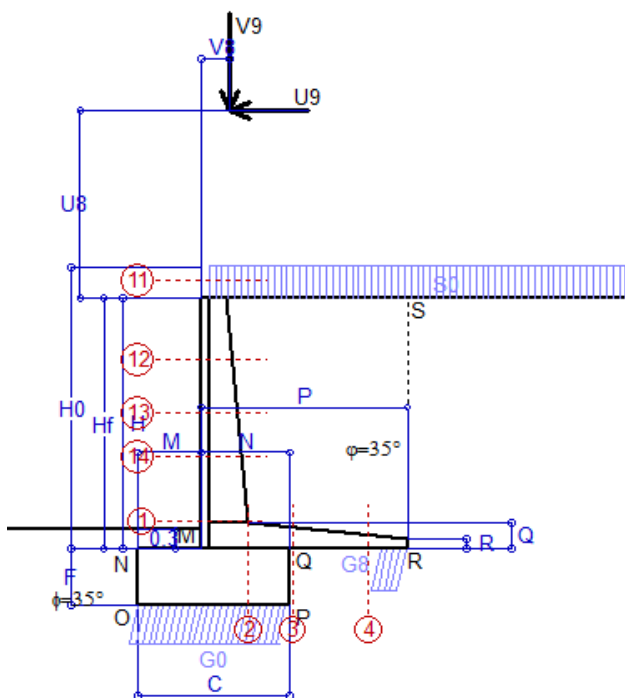
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u45NP	$H_0 = 4.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	50.7	113.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32.5	94.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	56.4	111.0
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	361.1	974.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	169.2	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.3	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	70.2	84.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 107.0	M₉ = 377.5	P₉ = 492.2	M₈ = 1176.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 78.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.42$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 413.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.172$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 344.5 > Ed = 1 * S_9 = 107$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 1059 > Ed = 1.1 * M_9 = 415.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 237$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 106$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	279.3	279.3	65.1	54.6	74.1	66.8	124.0	20.3	73°, 1.0	6.57	18.35	2.58	9.94	475.8	272.3
2	181.5	181.5	0.0	187.1	41.0	35.4	125.0	125.0	-	7.25	26.14	5.34	9.86	331.0	227.7
3	105.3	105.3	0.0	101.8	34.2	28.8	125.0	125.0	-	6.59	24.58	5.34	6.31	249.5	203.4
4	-9.9	-9.9	0.0	7.0	21.5	16.1	125.0	125.0	-	3.57	9.11	5.34	0.00	-41.5	99.5
12	110.3	115.4	19.9	10.9	47.9	41.1	124.0	15.9	73°, 1.0	3.39	7.60	2.58	3.96	121.9	65.6
13	151.0	159.8	32.7	22.9	56.5	50.0	124.0	17.6	73°, 1.0	4.37	10.74	2.58	3.96	208.9	77.3
14	194.9	207.8	44.8	34.2	63.4	56.3	124.0	18.9	73°, 1.0	5.36	14.55	2.58	3.96	317.1	84.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

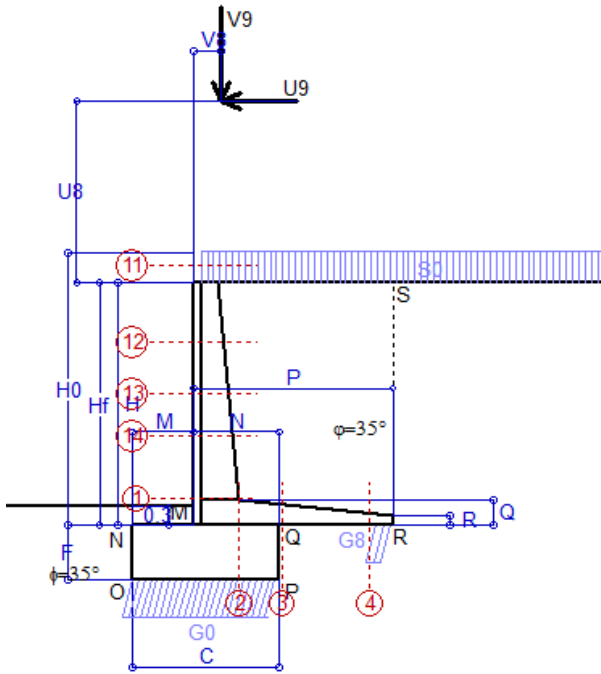
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



BARRIERA INTEGRATA

Dati

<p>$H_m = 4.00 \text{ m}$ $C = 2.40 \text{ m}$ $F = 0.90 \text{ m}$ $M = 1.00 \text{ m}$ $N = 1.40 \text{ m}$ $P = 3.25 \text{ m}$ $Q = 0.41 \text{ m}$ $U_v = 3.00 \text{ m}$ $V_8 = 0.45 \text{ m}$ $R = 0.15 \text{ m}$</p>	<p>Prefabbricato tipo u45NP Altezza della terra contro il pannello Sovraccarico sul rilevato Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi/1.25) = 29.26^\circ$ Peso specifico della terra Peso specifico del calcestruzzo Coefficiente d'attrito della fondazione Forza orizzontale concentrata Forza verticale concentrata in cima Pendenza del rilevato a tergo del murc</p>	<p>$H_0 = 4.50 \text{ m}$ $H = 4.00 \text{ m}$ $S_0 = 20.0 \text{ kN/m}^2$ $P_0 = 18.0 \text{ kN/m}^3$ $Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$ $R_0 = 0.560$ $U_9 = 17.85 \text{ kN/cad}$ $V_9 = 3.75 \text{ kN/cad}$ $I_8 = 0.0\%$</p>
---	---	--

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00 \text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	49.5	110.5	0.0	0.0		
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	35.7	103.6	0.0	0.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	43.4	85.4		
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	287.2	774.6		
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.6	146.7	3.9	5.7		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.2	0.7	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8		
TOTALI (GEO)	S₉ = 106.0	M₉ = 361.4	P₉ = 388.6	M₉ = 930.4		
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	119.5	411.0	412.7	1 005.7		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 38.5 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.27 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 350.1 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.146 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.3^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} \cdot R_0 = 231.1 > E_d = S_{9\text{equ}} = 119.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 1006 > E_d = M_{9\text{equ}} = 411$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 583.3 > E_d = 305.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 193 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 103 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 7.37

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1)	M_{Edu} (1)	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata	KN	KN	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	$\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. platea	staffe	baricentrico	KN
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	KN.m	KN
1	260.1	260.1	53.2	56.6	74.1	66.8	124.0	20.3	73°, 1.0	6.52	18.35	2.58	9.94	473.5	271.8
2	182.9	182.9	0.0	169.9	41.0	35.4	125.0	125.0	-	7.25	26.14	5.34	9.86	331.0	227.7
3	126.8	126.8	0.0	91.7	34.2	28.8	125.0	125.0	-	6.59	24.58	5.34	6.31	249.5	203.4
4	-2.8	-2.8	0.0	2.4	19.0	13.7	125.0	125.0	-	3.56	8.04	5.34	0.00	-37.2	84.3
12	96.7	101.4	16.4	11.5	47.9	41.1	124.0	15.9	73°, 1.0	3.37	7.60	2.58	3.96	121.5	65.3
13	135.2	143.6	26.9	24.1	56.5	50.0	124.0	17.6	73°, 1.0	4.34	10.74	2.58	3.96	208.1	76.9
14	177.6	190.2	36.7	35.8	63.4	56.3	124.0	18.9	73°, 1.0	5.32	14.55	2.58	3.96	315.9	84.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

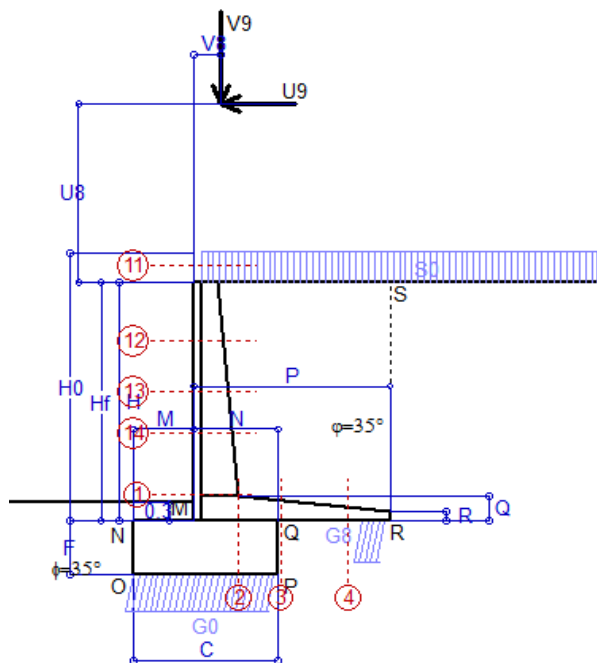
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u45NP	$H_0 = 4.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
21.68	62.87	0.00	0.00
0.00	0.00	43.42	85.41
0.00	0.00	267.74	723.38
14.28	112.81	3.00	4.35
1.78	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 76.76$	$M_9 = 263.37$	$P_9 = 368.16$	$M_8 = 877.94$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.334$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.357$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 65.58$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.46$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 302.57$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.126$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	192.4	48.2	68.2	124.0	74.1	66.8	18.35	2.58	157	5.01	40	0.124
2	125.0	0.0	168.7	125.0	41.0	35.4	26.14	5.34	147	7.34	42	0.157
3	65.7	0.0	98.4	125.0	34.2	28.8	24.58	5.34	101	5.53	42	0.000
4	-9.8	0.0	0.0	125.0	22.2	16.9	9.45	5.34	107	3.91	42	0.000
12	73.7	14.4	25.7	124.0	47.9	41.1	7.60	2.58	241	5.98	38	0.222
13	101.7	23.9	36.6	124.0	56.5	50.0	10.74	2.58	192	5.23	38	0.163
14	132.4	33.0	48.0	124.0	63.4	56.3	14.55	2.58	163	4.97	38	0.129

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

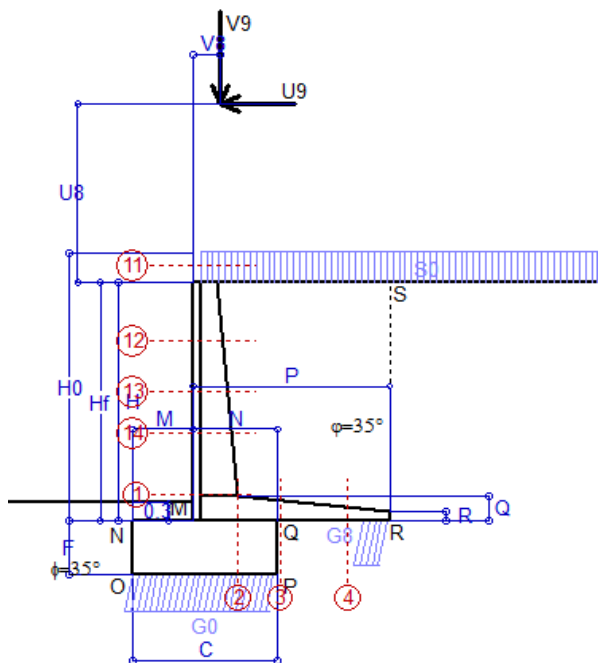
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u45NP	$H_0 = 4.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$	$H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39.02	87.15	0.00	0.00
16.26	47.15	0.00	0.00
0.00	0.00	43.42	85.41
0.00	0.00	251.49	680.72
14.28	112.81	3.00	4.35
1.78	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	54.00	64.80
$S_9 = 71.34$	$M_9 = 247.65$	$P_9 = 351.91$	$M_8 = 835.28$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.373$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.453$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 62.37$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.43$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 289.54$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.121$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.94

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	183.3	46.1	63.3	124.0	74.1	66.8	18.35	2.58	150	4.77	40	0.116
2	119.1	0.0	160.8	125.0	41.0	35.4	26.14	5.34	140	7.00	42	0.144
3	61.0	0.0	93.1	125.0	34.2	28.8	24.58	5.34	94	5.13	42	0.000
4	-10.3	0.0	0.0	125.0	22.3	16.9	9.47	5.34	112	4.11	42	0.000
12	73.0	13.8	24.3	124.0	47.9	41.1	7.60	2.58	239	5.92	38	0.220
13	99.2	22.8	34.1	124.0	56.5	50.0	10.74	2.58	187	5.09	38	0.158
14	127.7	31.4	44.5	124.0	63.4	56.3	14.55	2.58	158	4.79	38	0.122

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

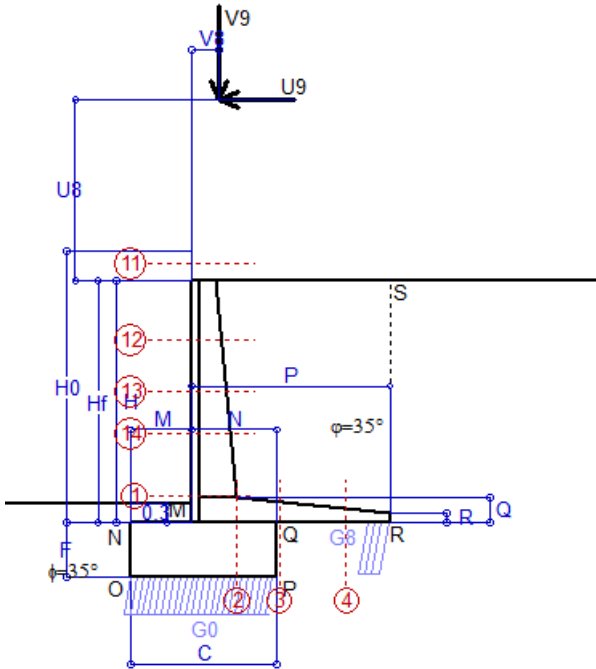
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u45NP	$H_0 = 4.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
	39.02	87.15	0.00	0.00
	0.00	0.00	43.42	85.41
	0.00	0.00	202.74	552.75
	14.28	112.81	3.00	4.35
	1.78	0.53	0.00	0.00
	0.00	0.00	54.00	64.80
S₉ =	55.08	M₉ = 200.50	P₉ = 303.16	M₈ = 707.32

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.528$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.852$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 52.92$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.37$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 250.24$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.104$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.41

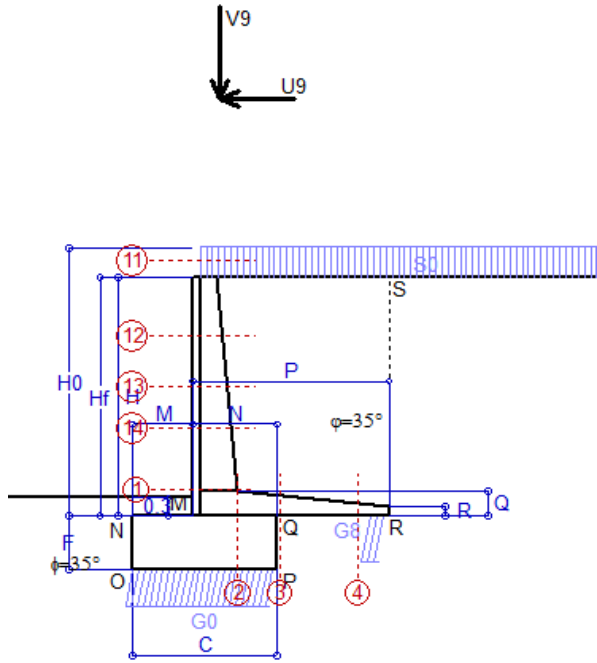
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE N°	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione cm	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr. KN m	Sforzo normale ⁽²⁾ KN	Taglio KN		totale H cm	utile Y cm	lato terrapieno cm ²	lato facciata o inf. platea cm ²	acciaio σ_a Mpa	calcestr. σ_c Mpa	ricoprим. C+ Φ_{staffe} mm	apertura fessure mm
1	156.1	39.7	48.6	124.0	74.1	66.8	18.35	2.58	128	4.07	40	0.090
2	101.5	0.0	136.9	125.0	41.0	35.4	26.14	5.34	119	5.96	42	0.100
3	46.9	0.0	76.8	125.0	34.2	28.8	24.58	5.34	72	3.95	42	0.000
4	-11.4	0.0	0.0	125.0	22.4	17.1	9.53	5.34	123	4.48	42	0.000
12	70.8	12.0	20.2	124.0	47.9	41.1	7.60	2.58	232	5.73	38	0.212
13	91.5	19.5	26.3	124.0	56.5	50.0	10.74	2.58	173	4.69	38	0.142
14	113.4	26.9	33.9	124.0	63.4	56.3	14.55	2.58	140	4.25	38	0.103

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

BARRIERA INTEGRATA

Dati

- $H_m = 4.00$ m
- $C = 2.40$ m
- $F = 0.90$ m
- $M = 1.00$ m
- $N = 1.40$ m
- $P = 3.25$ m
- $Q = 0.41$ m
- $U_v = 3.00$ m
- $V_g = 0.45$ m
- $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u45NP

- Altezza della terra contro il pannello $H = 4.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
- Forza orizzontale concentrata $U_9 = 17.85$ kN/cad
- Forza verticale concentrata in cima $V_9 = 3.75$ kN/cad
- Pendenza del rilevato a tergo del muro $l_g = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 4.50$ m

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 4.00$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
- (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	49.6	110.8	3.5	14.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.5	16.0	0.4	1.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.0	2.0	43.1	84.4
Peso terra e sovraccarico x 1	4.9	15.0	212.9	579.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	112.8	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.6	53.3	64.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-18.6*	-7.4*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S₉ = 79.0	M₉ = 257.9	P₉ = 316.3	M₈ = 749.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 43.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.30$ m
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 272.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.40$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.114$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10.8^\circ$

- Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 + 18.6 \times 0.5 = 186.4 > E_d = S_9 = 79$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot (M_8 + 7.4) = 749 > E_d = 1.0 \cdot M_9 = 257.9$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 422 > E_d = 188.8$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 149$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 70$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

Freccia in cima al pannello mm 5.37

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	189.3	189.3	43.1	42.9	74.1	66.8	124.0	20.3	73°, 1.0	6.48	18.35	2.58	9.94	471.5	276.0	
2	126.2	126.2	0.0	125.9	41.0	35.4	125.0	125.0	-	7.25	26.14	5.34	9.86	331.0	227.7	
3	80.0	80.0	0.0	69.8	34.2	28.8	125.0	125.0	-	6.59	24.58	5.34	6.31	249.5	203.4	
4	-6.0	-6.0	0.0	4.6	20.5	15.1	125.0	125.0	-	3.57	8.67	5.34	0.00	-39.8	93.3	
12	72.7	76.0	12.7	6.4	47.9	41.1	124.0	15.9	73°, 1.0	3.35	7.60	2.58	3.96	121.1	68.3	
13	99.1	105.0	20.8	15.6	56.5	50.0	124.0	17.6	73°, 1.0	4.31	10.74	2.58	3.96	207.3	80.4	
14	129.0	138.0	29.0	25.1	63.4	56.3	124.0	18.9	73°, 1.0	5.29	14.55	2.58	3.96	314.7	88.0	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

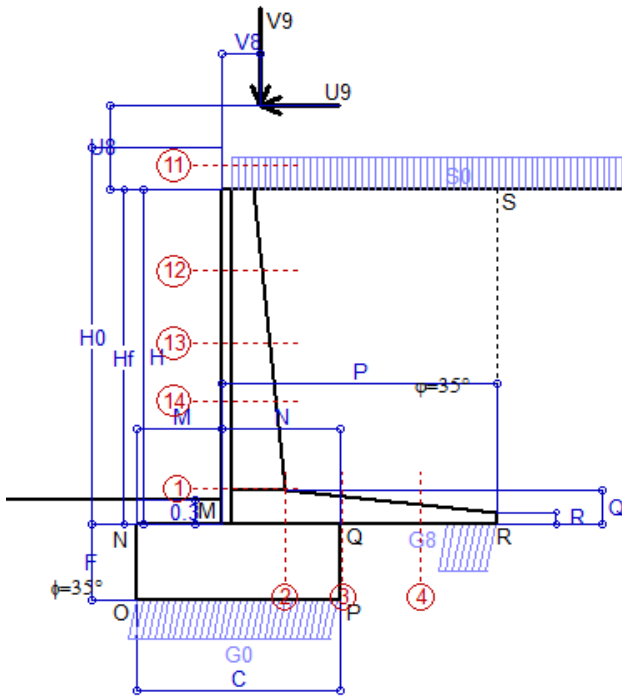
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u45NP	$H_0 = 4.50$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 4.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	39.0	87.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	21.7	62.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	43.4	85.4
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	267.7	723.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	67.4	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	54.0	64.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 73.9	M₉ = 218.0	P₉ = 368.2	M₈ = 877.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 84.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.59$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 283.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.118$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 257.7 > Ed = 1 * S_9 = 73.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 790 > Ed = 1.1 * M_9 = 239.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 161$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 69$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 3.35

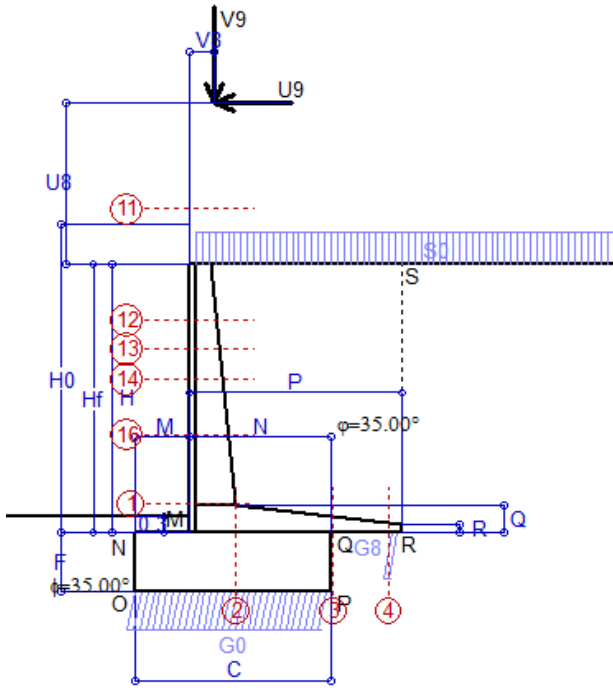
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	139.9	139.9	48.2	44.3	74.1	66.8	124.0	20.3	73°, 1.0	6.50	18.35	2.58	9.94	472.5	277.3
2	90.9	90.9	0.0	93.7	41.0	35.4	125.0	125.0	-	7.25	26.14	5.34	9.86	331.0	227.7
3	34.0	34.0	0.0	61.0	34.2	28.8	125.0	125.0	-	6.59	24.58	5.34	6.31	249.5	203.4
4	-16.5	-16.5	0.0	9.7	24.4	19.0	125.0	125.0	-	3.62	10.39	5.34	0.00	-46.8	117.5
12	30.9	33.9	14.4	14.8	47.9	41.1	124.0	15.9	73°, 1.0	3.36	7.60	2.58	3.96	121.3	67.3
13	55.7	61.2	23.9	22.2	56.5	50.0	124.0	17.6	73°, 1.0	4.32	10.74	2.58	3.96	207.7	80.0
14	83.8	92.2	33.0	30.0	63.4	56.3	124.0	18.9	73°, 1.0	5.31	14.55	2.58	3.96	315.3	88.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u57NP	$H_0 = 5.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0.00^\circ$
	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79.3	219.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40.6	146.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	78.3	170.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	516.9	1 568.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	194.9	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.0	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 145.4	M₉ = 561.9	P₉ = 728.4	M₈ = 1 977.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzieria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 37.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.16$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 691.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.192$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 509.9 > E_d = 1 \cdot S_9 = 145.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot (M_8) = 1779 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 618$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 332$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 230$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 11.86

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	388.1	388.1	89.8	78.0	85.3	77.4	124.0	21.2	73°, 1.0	8.34	25.95	5.53	8.74	777.5	271.1
2	252.2	252.2	0.0	224.5	49.8	44.4	125.0	125.0	-	9.60	37.20	7.10	11.18	587.6	284.2
3	101.5	101.5	0.0	97.9	29.8	24.4	125.0	125.0	-	6.13	23.39	7.10	7.75	198.3	186.1
4	-2.0	-2.0	0.0	2.1	17.8	12.3	125.0	125.0	-	3.95	9.50	7.10	0.00	-40.8	83.0
12	113.0	118.6	22.6	13.1	50.7	43.9	124.0	15.8	73°, 1.0	3.61	7.60	5.53	3.96	131.2	69.9
13	137.5	145.2	30.5	19.8	56.1	48.6	124.0	16.8	73°, 1.0	4.35	10.74	5.53	3.96	202.8	75.8
14	169.7	180.6	40.0	28.9	61.8	54.7	124.0	17.8	73°, 1.0	5.27	14.55	5.53	3.96	306.9	83.4
16	249.0	267.3	60.3	47.6	72.1	63.7	124.0	19.6	73°, 1.0	6.95	22.15	5.53	5.07	541.6	124.6

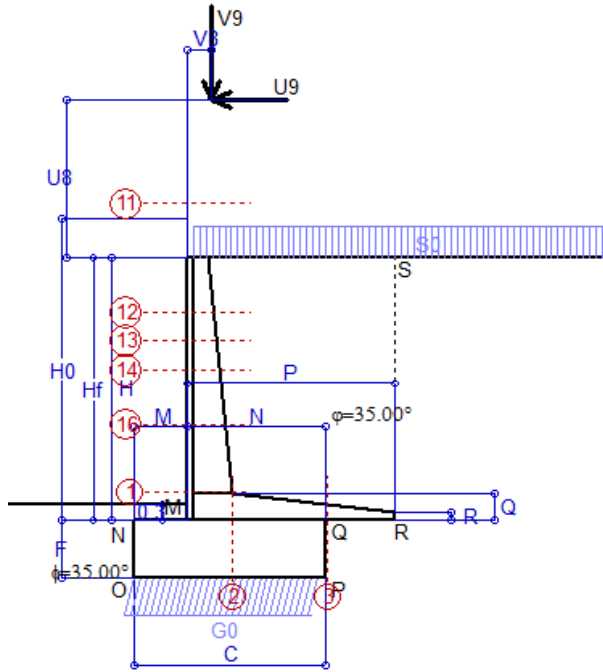
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoneria Rudas



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u57NP	$H_0 = 5.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\tan(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del murc	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	77.3	213.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	44.6	160.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	60.2	131.1
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	409.0	1 240.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.6	168.9	3.9	5.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.5	1.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	S₉ = 146.0	M₉ = 545.0	P₉ = 572.2	M₉ = 1 555.1
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	164.0	617.2	603.2	1 665.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 572.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.53$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.162$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.3^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_{9equ} * R_0 = 337.8 > Ed = S_{9equ} = 164$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_{8equ}) = 1665 > Ed = M_{9equ} = 617.2$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 990.7 > Ed = 443.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 275$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 198$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 11.16

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1)	M_{Edu} (1)	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata	KN	KN	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	$\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. platea	staffe	baricentrico	KN
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	KN.m	KN
1	367.3	367.3	73.1	80.2	85.3	77.4	124.0	21.2	73°, 1.0	8.27	25.95	5.53	8.74	773.6	270.6
2	238.7	238.7	0.0	212.5	49.8	44.4	125.0	125.0	-	9.60	37.20	7.10	11.18	587.6	284.2
3	123.5	123.5	0.0	89.6	29.8	24.4	125.0	125.0	-	6.13	23.39	7.10	7.75	198.3	186.1
12	99.2	104.5	18.6	13.6	50.7	43.9	124.0	15.8	73°, 1.0	3.60	7.60	5.53	3.96	130.7	69.5
13	122.2	129.6	25.0	20.7	56.1	48.6	124.0	16.8	73°, 1.0	4.33	10.74	5.53	3.96	202.1	75.4
14	153.1	163.7	32.8	30.1	61.8	54.7	124.0	17.8	73°, 1.0	5.23	14.55	5.53	3.96	305.9	83.0
16	230.3	248.4	49.2	49.5	72.1	63.7	124.0	19.6	73°, 1.0	6.91	22.15	5.53	5.07	539.6	124.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u57NP	$H_0 = 5.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	168.69	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.10	97.56	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	60.21	131.05
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	385.65	1 171.19
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	129.95	3.00	4.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.09	1.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00	178.20
Totali	S₉ = 105.44	M₉ = 397.20	P₉ = 547.86	M₈ = 1 484.80

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.738$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.637$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 36.40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.20$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 511.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.142$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.91

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	270.9	66.8	91.5	124.0	85.3	77.4	25.95	5.53	134	4.82	40	0.097
2	176.1	0.0	206.3	125.0	49.8	44.4	37.20	7.10	116	6.22	43	0.112
3	63.9	0.0	102.3	125.0	29.8	24.4	23.39	7.10	123	7.19	43	0.108
4	-2.7	0.0	0.0	125.0	18.7	13.1	10.09	7.10	28	1.40	43	0.000
12	75.6	16.4	26.4	124.0	50.7	43.9	7.60	5.53	230	5.54	38	0.209
13	92.4	22.3	33.0	124.0	56.1	48.6	10.74	5.53	180	4.94	38	0.146
14	114.8	29.4	41.5	124.0	61.8	54.7	14.55	5.53	146	4.48	38	0.109
16	170.9	44.6	61.1	124.0	72.1	63.7	22.15	5.53	122	4.38	38	0.084

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u57NP	$H_0 = 5.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	60.97	168.69	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	20.32	73.17	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	60.21	131.05
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	366.15	1 113.67
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	129.95	3.00	4.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.08	1.00	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00	178.20
Totali	S₉ = 98.65	M₉ = 372.81	P₉ = 528.36	M₈ = 1 427.27

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.828$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.749$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 37.04$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.21$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 491.32$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.136$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.56

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	256.5	64.2	85.3	124.0	85.3	77.4	25.95	5.53	127	4.57	40	0.090
2	166.7	0.0	195.4	125.0	49.8	44.4	37.20	7.10	110	5.89	43	0.100
3	57.8	0.0	95.0	125.0	29.8	24.4	23.39	7.10	111	6.50	43	0.088
4	-3.2	0.0	0.0	125.0	18.9	13.4	10.25	7.10	32	1.59	43	0.000
12	74.7	15.8	24.9	124.0	50.7	43.9	7.60	5.53	228	5.48	38	0.206
13	90.5	21.4	30.8	124.0	56.1	48.6	10.74	5.53	176	4.84	38	0.142
14	111.3	28.1	38.5	124.0	61.8	54.7	14.55	5.53	142	4.34	38	0.104
16	163.3	42.7	56.7	124.0	72.1	63.7	22.15	5.53	117	4.19	38	0.078

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

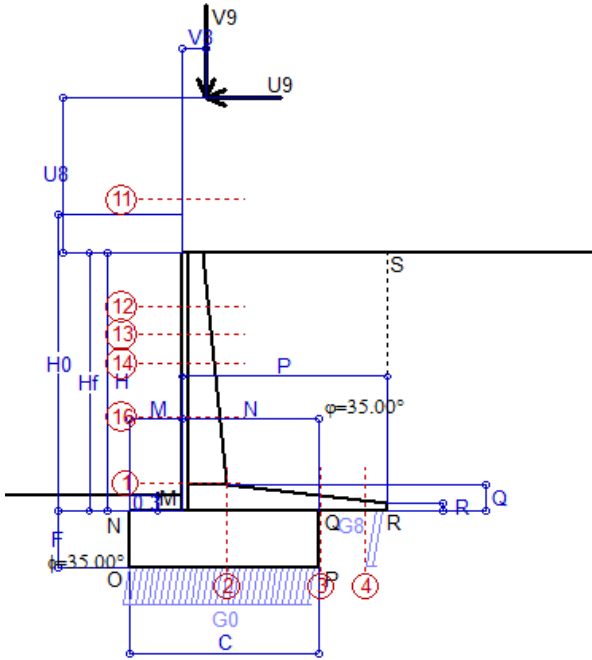
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u57NP	$H_0 = 5.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	168.69	0.00	0.00
0.00	0.00	60.21	131.05
0.00	0.00	307.65	941.09
14.28	129.95	3.00	4.35
3.03	1.00	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 78.28$	$M_9 = 299.64$	$P_9 = 469.86$	$M_8 = 1\ 254.70$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U_9+V_9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.187$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 4.201$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 38.92$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.22$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 430.94$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.120$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.51

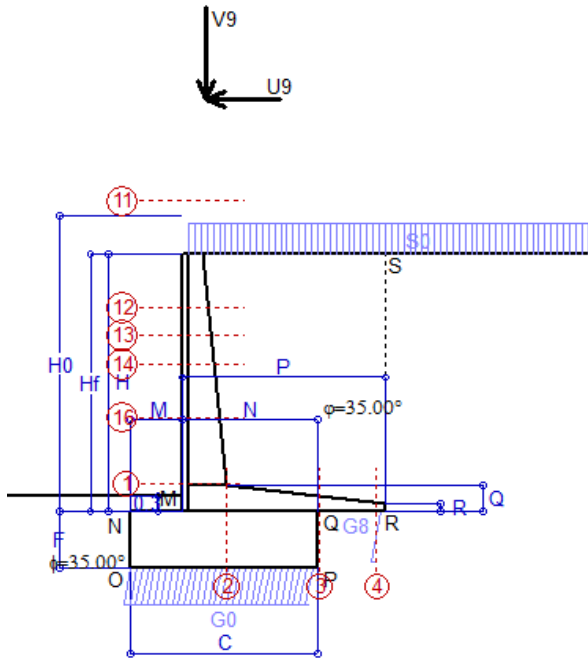
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	213.4	56.2	66.8	124.0	85.3	77.4	25.95	5.53	105	3.81	40	0.067
2	138.7	0.0	162.5	125.0	49.8	44.4	37.20	7.10	92	4.90	43	0.000
3	39.6	0.0	73.2	125.0	29.8	24.4	23.39	7.10	76	4.46	43	0.000
4	-4.9	0.0	0.0	125.0	19.8	14.2	10.84	7.10	47	2.25	43	0.000
12	72.2	13.9	20.6	124.0	50.7	43.9	7.60	5.53	221	5.28	38	0.197
13	84.8	18.5	24.1	124.0	56.1	48.6	10.74	5.53	165	4.53	38	0.130
14	100.9	24.2	29.5	124.0	61.8	54.7	14.55	5.53	129	3.93	38	0.090
16	140.8	36.9	43.3	124.0	72.1	63.7	22.15	5.53	101	3.61	38	0.061

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 5.00$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 3.90$ m
 $Q = 0.50$ m
 $U_v = 3.00$ m
 $V_8 = 0.45$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u57NP
 Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Forza orizzontale concentrata
 Forza verticale concentrata in cima
 Pendenza del rilevato a tergo del mur

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 5.75$ m
 $H = 5.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{max}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $U_9 = 17.85$ kN/cad
 $V_9 = 3.75$ kN/cad
 $l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.345$
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 5.00$ m
 $O_3 = 4.03^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okat) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	77.5	214.5	5.5	26.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.9	24.8	0.5	2.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.5	3.4	59.8	129.5
Peso terra e sovraccarico x 1	7.4	28.1	319.1	975.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	129.9	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.0	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S₉ = 115.9	M₉ = 403.8	P₉ = 485.6	M₈ = 1 314.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 16.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.09$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 468.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.130$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 284.6 > E_d = S_9 = 115.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 1314 > E_d = 1.0 * M_9 = 403.8$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 750 > E_d = 282.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 216$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 155$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 7.86
 Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	274.9	274.9	60.9	65.2	85.3	77.4	124.0	21.2	73°, 1.0	8.22	25.95	5.53	8.74	770.8	275.2	
2	178.7	178.7	0.0	159.0	49.8	44.4	125.0	125.0	-	9.60	37.20	7.10	11.18	587.6	284.2	
3	81.2	81.2	0.0	70.6	29.8	24.4	125.0	125.0	-	6.13	23.39	7.10	7.75	198.3	186.1	
4	-0.7	-0.7	0.0	0.8	16.8	11.3	125.0	125.0	-	3.89	8.85	7.10	0.00	-38.0	78.7	
12	74.7	78.3	14.6	8.3	50.7	43.9	124.0	15.8	73°, 1.0	3.58	7.60	5.53	3.96	130.3	72.7	
13	90.7	95.9	19.6	13.5	56.1	48.6	124.0	16.8	73°, 1.0	4.31	10.74	5.53	3.96	201.5	78.8	
14	112.6	120.1	25.9	20.9	61.8	54.7	124.0	17.8	73°, 1.0	5.21	14.55	5.53	3.96	304.9	86.8	
16	169.2	182.8	39.8	37.6	72.1	63.7	124.0	19.6	73°, 1.0	6.87	22.15	5.53	5.07	538.0	128.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantonieta Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

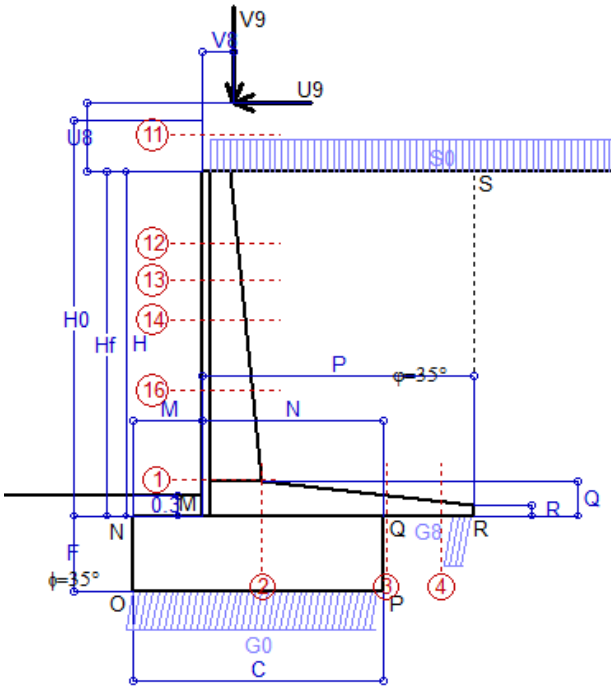
$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u57NP	$H_0 = 5.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	61.0	168.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27.1	97.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	60.2	131.1
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	385.6	1 171.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	81.2	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.1	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 102.6	M_g = 348.4	P_g = 547.9	M_g = 1 484.8



Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 54.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.30$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 493.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.137$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 383.5 > Ed = 1 * S_9 = 102.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 1336 > Ed = 1.1 * M_9 = 383.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 235$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 159$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 5.72

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	214.5	214.5	66.8	61.2	85.3	77.4	124.0	21.2	73°, 1.0	8.25	25.95	5.53	8.74	772.2	277.9	
2	139.4	139.4	0.0	124.1	49.8	44.4	125.0	125.0	-	9.60	37.20	7.10	11.18	587.6	284.2	
3	39.8	39.8	0.0	58.5	29.8	24.4	125.0	125.0	-	6.13	23.39	7.10	7.75	198.3	186.1	
4	-6.2	-6.2	0.0	5.3	20.5	15.0	125.0	125.0	-	4.08	11.36	7.10	0.00	-48.8	95.0	
12	32.5	35.9	16.4	15.6	50.7	43.9	124.0	15.8	73°, 1.0	3.59	7.60	5.53	3.96	130.5	71.7	
13	47.3	52.1	22.3	20.0	56.1	48.6	124.0	16.8	73°, 1.0	4.32	10.74	5.53	3.96	201.8	78.2	
14	67.5	74.5	29.4	26.0	61.8	54.7	124.0	17.8	73°, 1.0	5.22	14.55	5.53	3.96	305.4	86.6	
16	119.5	131.8	44.6	39.4	72.1	63.7	124.0	19.6	73°, 1.0	6.89	22.15	5.53	5.07	538.8	129.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

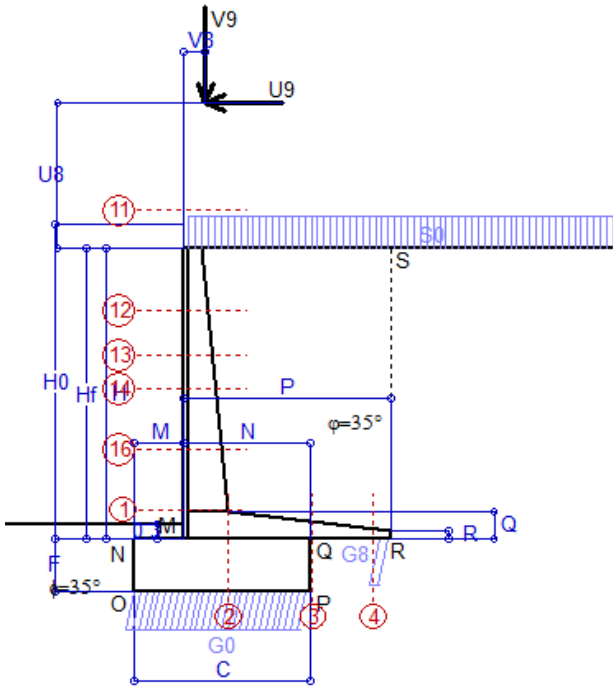
Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoneria Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u65NP	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$



Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	114.1	353.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	48.8	200.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	92.5	211.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	657.6	2 110.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	216.3	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 187.8	M₉ = 771.4	P₉ = 883.3	M₈ = 2 560.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 64.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 819.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.228$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 618.3 > E_d = 1 \cdot S_9 = 187.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot (M_8) = 2305 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 848.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 405$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 285$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN		
1	535.1	535.1	112.8	103.0	92.1	84.2	124.0	22.2	73°, 1.0	9.69	32.15	6.35	10.65	1045.7	360.8	
2	347.8	347.8	0.0	283.7	55.0	49.0	125.0	125.0	-	11.15	44.32	7.10	13.28	768.5	315.3	
3	169.5	169.5	0.0	132.9	34.8	29.0	125.0	125.0	-	7.47	30.35	7.10	10.17	304.1	218.8	
4	-5.6	-5.6	0.0	5.5	19.4	13.8	125.0	125.0	-	4.08	10.65	7.10	0.00	-45.8	89.8	
12	123.9	130.1	24.3	14.6	50.6	43.7	124.0	16.1	73°, 1.0	3.65	7.60	6.35	3.96	131.2	68.9	
13	173.4	184.2	38.9	28.7	59.7	53.2	124.0	17.6	73°, 1.0	4.87	12.51	6.35	3.96	258.1	80.9	
14	224.6	240.2	52.0	41.2	66.6	59.5	124.0	18.8	73°, 1.0	5.98	17.42	6.35	3.96	400.0	88.2	
16	356.3	384.4	80.5	68.8	79.3	70.9	124.0	20.9	73°, 1.0	8.13	27.24	6.35	5.07	741.6	134.6	

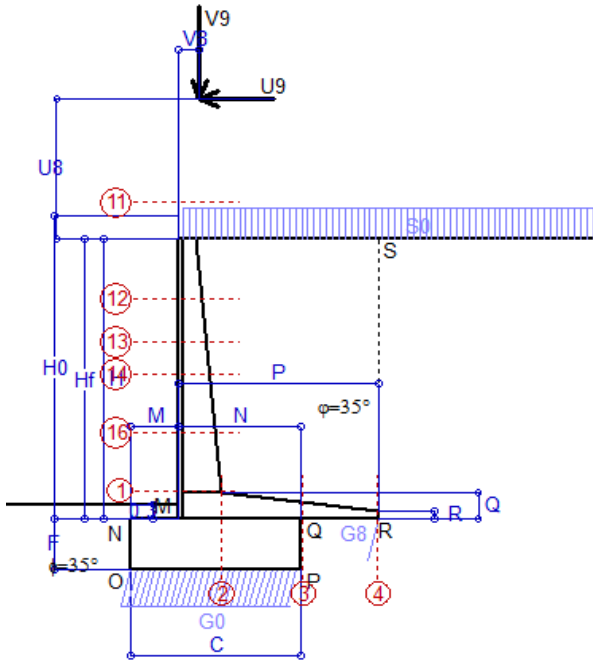
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



BARRIERA INTEGRATA

Dati

H _m = 6.00 m	Prefabbricato tipo u65NP	H ₀ = 6.50 m
C = 3.60 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 6.00 m
F = 1.10 m	Sovraccarico sul rilevato	S ₀ = 20.0 kN/m ²
M = 1.00 m	Angolo d'attrito della terra = atn(tanφ / 1.25) =	29.26°
N = 2.60 m	Peso specifico della terra	P ₀ = 20.0 kN/m ³
P = 4.25 m	Peso specifico del calcestruzzo	Q ₀ = 25.0 kN/m ³
Q = 0.55 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R ₀ = 0.560
U _v = 3.00 m	Forza orizzontale concentrata	U ₉ = 17.85 kN/cad
V ₈ = 0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	V ₉ = 3.75 kN/cad
R = 0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	l ₈ = 0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	K ₁ = 0.343
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H = 6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	O ₃ = 0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K ₃ = 0.306

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	111.3	345.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	53.6	219.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	71.2	162.8
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	518.2	1 662.4
Forze concentrate (U ₉ +V ₉) x 1.3	18.6	187.5	3.9	5.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.8	1.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	S₉ = 187.2	M₉ = 753.4	P₉ = 692.3	M₈ = 2 009.1
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	209.8	850.6	733.7	2 160.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G₈ necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G₈ sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G ₈ = 3.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	Q ₈ = 0.01 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G ₀ = 689.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	C ₈ = 3.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ _t = 0.191 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 15.1°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_{9equ} * R_0 = 410.9 > Ed = S_{9equ} = 209.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_{8equ}) = 2161 > Ed = M_{9equ} = 850.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1355.8 > Ed = 624.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G₆ = 331 kN Lato monte (punto Q) G₇ = 259 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 15.49

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

K₀ = 0.306

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1)	M _{Edu} (1)	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd}	V _{Rd}	
	sulla sez. naturale	sulla sez. traslata			altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	α°, ctgθ	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. platea	staffe	baricentrico		
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	513.0	513.0	91.9	105.5	92.1	84.2	124.0	22.2	73°, 1.0	9.61	32.15	6.35	10.65	1040.3	360.3	
2	352.5	352.5	0.0	266.9	55.0	49.0	125.0	125.0	-	11.15	44.32	7.10	13.28	768.5	315.3	
3	221.1	221.1	0.0	120.4	34.8	29.0	125.0	125.0	-	7.47	30.35	7.10	10.17	304.1	218.8	
4	0.0	0.0	0.0	0.0	15.3	9.6	125.0	125.0	-	3.84	7.79	7.10	0.00	-33.4	70.6	
12	109.4	115.3	20.0	15.5	50.6	43.7	124.0	16.1	73°, 1.0	3.63	7.60	6.35	3.96	130.7	68.6	
13	156.7	167.2	31.9	30.1	59.7	53.2	124.0	17.6	73°, 1.0	4.84	12.51	6.35	3.96	257.2	80.5	
14	206.6	221.9	42.6	42.9	66.6	59.5	124.0	18.8	73°, 1.0	5.94	17.42	6.35	3.96	398.5	87.7	
16	336.1	364.0	65.7	71.2	79.3	70.9	124.0	20.9	73°, 1.0	8.08	27.24	6.35	5.07	738.6	134.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u65NP	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.80	272.18	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32.52	133.33	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	71.19	162.83
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	492.74	1 582.76
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	144.23	3.00	4.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.66	0.98	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00	178.20
Totali	S₉ = 137.26	M₉ = 550.71	P₉ = 665.93	M₈ = 1 928.14

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U9+V9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.501$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.396$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 57.86$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.27$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 608.07$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.169$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 11.53

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	378.0	84.2	120.1	124.0	92.1	84.2	32.15	6.35	139	5.47	40	0.102
2	245.7	0.0	266.8	125.0	55.0	49.0	44.32	7.10	124	6.92	44	0.131
3	110.5	0.0	147.0	125.0	34.8	29.0	30.35	7.10	138	8.45	44	0.143
4	-6.3	0.0	0.0	125.0	20.3	14.7	11.25	7.10	58	2.74	44	0.000
12	83.0	17.6	29.4	124.0	50.6	43.7	7.60	6.35	254	6.11	38	0.249
13	117.2	28.5	42.6	124.0	59.7	53.2	12.51	6.35	179	5.10	38	0.154
14	153.4	38.4	55.4	124.0	66.6	59.5	17.42	6.35	150	4.84	38	0.118
16	247.9	59.8	85.1	124.0	79.3	70.9	27.24	6.35	129	4.92	38	0.095

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u65NP	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.80	272.18	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	24.39	100.00	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	71.19	162.83
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	471.49	1 516.36
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	144.23	3.00	4.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.66	0.98	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00	178.20
Totali	S₉ = 129.13	M₉ = 517.38	P₉ = 644.68	M₈ = 1 861.74

Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.80	272.18
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	24.39	100.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	144.23
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.66	0.98
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00
Totali	S₉ = 129.13	M₉ = 517.38

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	3.598
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	3.495
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 59.48$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.28$ m	
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 585.20$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m	
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t = 0.163$ MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta = 11.3^\circ$	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 10.98

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	356.8	80.9	112.6	124.0	92.1	84.2	32.15	6.35	131	5.16	40	0.095
2	231.9	0.0	251.8	125.0	55.0	49.0	44.32	7.10	117	6.54	44	0.118
3	99.6	0.0	136.8	125.0	34.8	29.0	30.35	7.10	125	7.61	44	0.121
4	-7.3	0.0	0.0	125.0	20.7	15.0	11.51	7.10	66	3.07	44	0.000
12	81.7	16.9	27.6	124.0	50.6	43.7	7.60	6.35	250	6.02	38	0.244
13	113.6	27.2	39.5	124.0	59.7	53.2	12.51	6.35	173	4.93	38	0.148
14	147.1	36.6	51.4	124.0	66.6	59.5	17.42	6.35	144	4.64	38	0.111
16	235.0	57.3	79.3	124.0	79.3	70.9	27.24	6.35	122	4.67	38	0.088

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

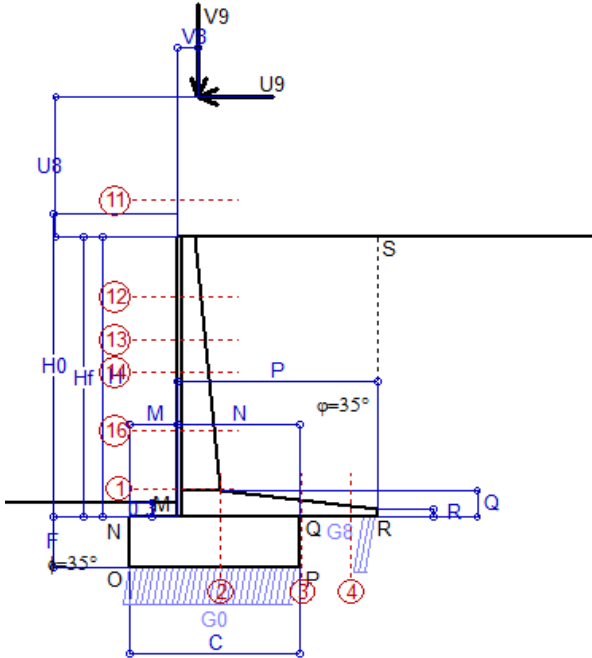
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u65NP	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	272.18	0.00	0.00
0.00	0.00	71.19	162.83
0.00	0.00	407.74	1 317.14
14.28	144.23	3.00	4.35
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 104.74$	$M_9 = 417.39$	$P_9 = 580.93$	$M_8 = 1 662.52$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Forze concentrate (U_9+V_9) x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.983$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.882$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 64.28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.30$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 516.65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.144$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9.34

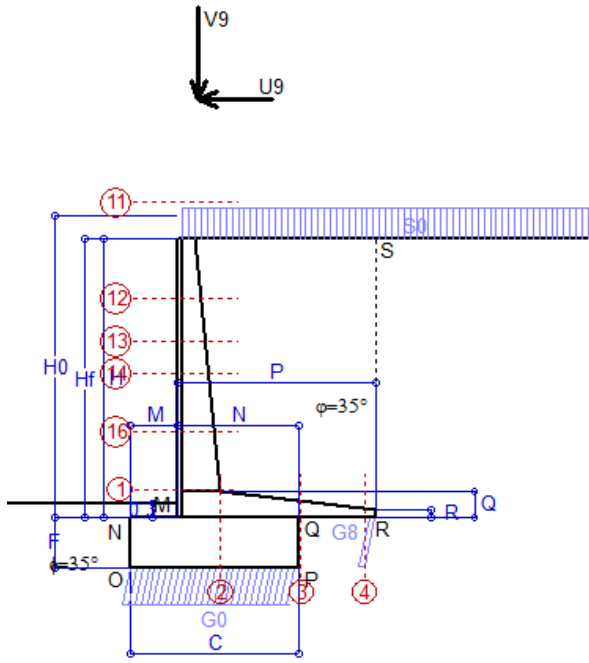
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	293.3	71.2	90.1	124.0	92.1	84.2	32.15	6.35	107	4.26	40	0.071
2	190.7	0.0	207.0	125.0	55.0	49.0	44.32	7.10	96	5.37	44	0.077
3	66.9	0.0	106.5	125.0	34.8	29.0	30.35	7.10	84	5.11	44	0.000
4	-11.3	0.0	0.0	125.0	22.0	16.3	12.39	7.10	95	4.19	44	0.000
12	77.8	14.5	22.1	124.0	50.6	43.7	7.60	6.35	239	5.72	38	0.230
13	102.6	23.2	30.2	124.0	59.7	53.2	12.51	6.35	157	4.45	38	0.129
14	128.3	31.3	39.1	124.0	66.6	59.5	17.42	6.35	125	4.04	38	0.091
16	196.4	49.7	61.7	124.0	79.3	70.9	27.24	6.35	102	3.91	38	0.067

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



1.41°
0.024
0.012

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 6.00$ m
 $C = 3.60$ m
 $F = 1.10$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 2.60$ m
 $P = 4.25$ m
 $Q = 0.55$ m
 $U_v = 3.00$ m
 $V_8 = 0.45$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u65NP
Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Forza orizzontale concentrata
Forza verticale concentrata in cima
Pendenza del rilevato a tergo del mur

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 6.50$ m
 $H = 6.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{max}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $U_9 = 17.85$ kN/cad
 $V_9 = 3.75$ kN/cad
 $l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.345$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 6.00$ m
 $O_3 = 4.03^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okat) $K_p = 2.87$
(Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	111.6	346.1	7.9	41.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.3	33.9	0.6	3.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	4.3	70.7	160.9
Peso terra e sovraccarico x 1	9.8	42.5	419.3	1 353.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	144.2	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4.2	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI	152.3	573.7	599.3	1 739.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 31.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 567.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.158$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.0^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 348.2 > E_d = S_9 = 152.3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 1739 > E_d = 1.0 * M_9 = 573.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1062 > E_d = 410.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 270$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 200$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 11.69
 $K_0 = 0.322$

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe)

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)			Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	394.6	394.6	77.5	92.1	84.2	124.0	22.2	73°, 1.0	9.55	32.15	6.35	10.65	1036.6	365.0
2	260.2	260.2	0.0	55.0	49.0	125.0	125.0	-	11.15	44.32	7.10	13.28	768.5	315.3
3	144.1	144.1	0.0	34.8	29.0	125.0	125.0	-	7.47	30.35	7.10	10.17	304.1	218.8
4	-2.1	-2.1	0.0	18.0	12.4	125.0	125.0	-	4.01	9.69	7.10	0.00	-41.6	83.6
12	81.9	86.0	15.4	50.6	43.7	124.0	16.1	73°, 1.0	3.61	7.60	6.35	3.96	130.2	71.7
13	115.5	123.1	24.9	59.7	53.2	124.0	17.6	73°, 1.0	4.81	12.51	6.35	3.96	256.2	84.1
14	152.2	163.7	33.9	66.6	59.5	124.0	18.8	73°, 1.0	5.91	17.42	6.35	3.96	397.1	91.6
16	251.8	273.9	54.0	79.3	70.9	124.0	20.9	73°, 1.0	8.03	27.24	6.35	5.07	736.2	138.5

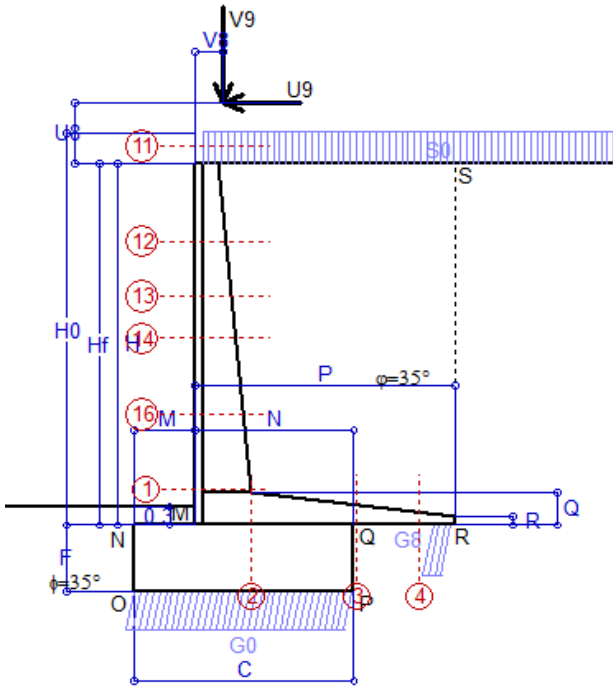
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 9: Urto sul sicurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u65NP	$H_0 = 6.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0.00^\circ$
	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.8	272.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32.5	133.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	71.2	162.8
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	492.7	1 582.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	92.6	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.7	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 134.4	M_g = 499.1	P_g = 665.9	M_g = 1 928.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 75.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.35$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 590.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.164$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 466.2 > E_d = 1 * S_9 = 134.4$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = 0.9 * (M_8) = 1735 > E_d = 1.1 * M_9 = 549$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 291$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 201$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 8.84

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	317.5	317.5	84.2	79.9	92.1	84.2	124.0	22.2	73°, 1.0	9.58	32.15	6.35	10.65	1038.3	369.2	
2	206.3	206.3	0.0	168.3	55.0	49.0	125.0	125.0	-	11.15	44.32	7.10	13.28	768.5	315.3	
3	81.0	81.0	0.0	87.5	34.8	29.0	125.0	125.0	-	7.47	30.35	7.10	10.17	304.1	218.8	
4	-10.7	-10.7	0.0	8.8	21.9	16.3	125.0	125.0	-	4.19	12.38	7.10	0.00	-53.1	100.6	
12	39.0	42.8	17.6	17.1	50.6	43.7	124.0	16.1	73°, 1.0	3.62	7.60	6.35	3.96	130.4	71.0	
13	69.9	76.8	28.5	26.2	59.7	53.2	124.0	17.6	73°, 1.0	4.83	12.51	6.35	3.96	256.7	84.0	
14	103.3	113.6	38.4	35.0	66.6	59.5	124.0	18.8	73°, 1.0	5.93	17.42	6.35	3.96	397.8	92.2	
16	192.5	211.9	59.8	55.1	79.3	70.9	124.0	20.9	73°, 1.0	8.06	27.24	6.35	5.07	737.4	140.6	

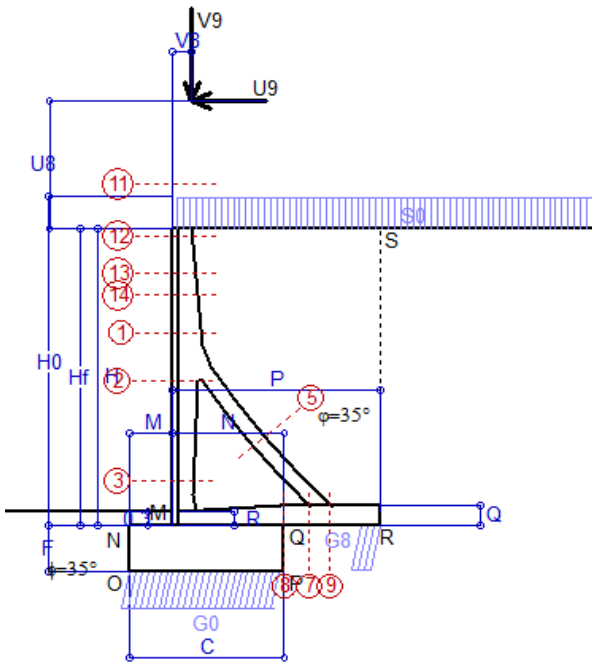
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u77TP	$H_0 = 7.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_b = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155.4	533.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56.9	261.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	115.2	285.5
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	857.0	3 013.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	237.8	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 237.1	M₉ = 1 034.2	P₉ = 1 105.4	M₈ = 3 537.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 142.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.44$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 962.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.267$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 773.8 > E_d = 1 * S_9 = 237.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 3184 > E_d = 1.1 * M_9 = 1137.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 491$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 343$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 4.27

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	189.8	203.5	46.5	35.1	68.1	61.2	124.0	20.5	73°, 1.0	5.89	16.46	4.15	4.02	389.3	94.4	
2	126.9	138.9	294.0	-78.6	61.7	56.8	124.0	22.5	90°, 1.0	5.28	7.63	7.95	10.40	215.1	-194.8	
3	-2.2	-2.2	349.4	0.0	48.1	43.0	22.5	22.5	-	11.97	5.09	7.95	4.41	-218.5	83.0	
5	-14.8	-14.8	-301.6	24.4	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.17	9.64	13.38	5.60	-88.3	55.1	
7	-5.3	-7.6	193.8	-17.8	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.07	15.87	7.60	12.48	-153.1	-219.8	
8	31.4	31.4	193.8	39.5	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.65	10.78	7.60	5.50	198.5	220.2	
9	101.9	101.9	0.0	78.7	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.73	15.87	3.08	8.73	234.4	203.6	
12	82.8	86.3	12.0	5.2	44.6	37.8	124.0	14.4	73°, 1.0	3.08	6.28	4.15	4.02	93.4	63.3	
13	113.1	119.1	23.0	13.7	53.7	46.2	124.0	16.8	73°, 1.0	3.86	8.83	4.15	4.02	158.8	74.9	
14	136.7	145.0	30.9	20.7	59.0	51.9	124.0	18.1	73°, 1.0	4.56	11.37	4.15	4.02	228.9	82.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

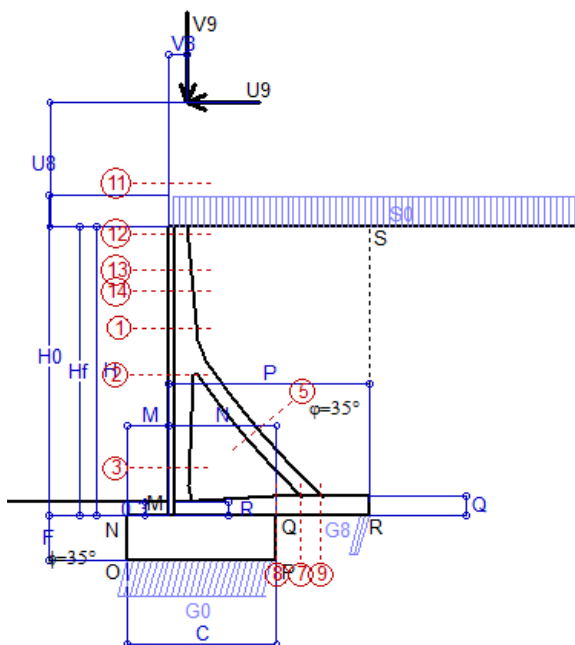
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u77TP	$H_0 = 7.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$P = 4.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.560$
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$U_V = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$I_0 = 0.0\%$
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	151.5	520.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	62.5	287.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	88.6	219.6
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	673.4	2 366.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.6	206.1	3.9	5.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	1.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	S_g = 235.9	M_g = 1 014.8	P_g = 864.9	M_g = 2 770.3
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	263.8	1 142.9	920.9	2 991.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 54.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.22$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 810.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.225$ MPa

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale $\beta = 15.3^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \text{equ} * R_0 = 515.7 > E_d = S_9 \text{equ} = 263.8$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (M_8 \text{equ}) = 2991 > E_d = M_9 \text{equ} = 1142.9$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1999.1 > E_d = 856.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 400$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 311$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.74

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	172.5	185.8	38.0	36.4	68.1	61.2	124.0	20.5	73°, 1.0	5.85	16.46	4.15	4.02	387.8	93.9	
2	111.5	123.1	284.1	-78.3	61.7	56.8	124.0	22.5	90°, 1.0	5.24	7.63	7.95	10.40	213.5	-194.5	
3	-9.0	-9.0	330.5	0.0	48.1	43.0	22.5	22.5	-	11.47	5.09	7.95	4.41	-214.0	81.8	
5	-11.7	-11.7	-295.5	19.3	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.21	9.64	13.38	5.60	-89.0	55.1	
7	70.6	62.6	190.0	8.9	45.0	39.9	125.0	125.0	-	6.48	15.87	7.60	12.48	269.2	228.9	
8	113.6	113.6	190.0	53.4	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.63	10.78	7.60	5.50	197.8	219.7	
9	113.9	113.9	0.0	101.3	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.73	15.87	3.08	8.73	234.4	203.6	
12	71.8	74.8	9.9	4.8	44.6	37.8	124.0	14.4	73°, 1.0	3.07	6.28	4.15	4.02	93.2	62.9	
13	99.3	104.9	18.9	14.1	53.7	46.2	124.0	16.8	73°, 1.0	3.84	8.83	4.15	4.02	158.3	74.5	
14	121.5	129.4	25.3	21.5	59.0	51.9	124.0	18.1	73°, 1.0	4.53	11.37	4.15	4.02	228.1	82.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u77TP	$H_0 = 7.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.51	410.31	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	37.94	174.52	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	88.60
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	644.31
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	158.51	3.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.66	0.98	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00
Totale	S₉ = 174.39	M₉ = 744.31	P₉ = 834.91
			M₈ = 2 669.29

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.586$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.351$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 117.70$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.47$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 717.21$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.199$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.53

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	128.9	34.3	46.5	124.0	68.1	61.2	16.46	4.15	128	4.02	38	0.084
2	84.0	217.1	-67.8	124.0	61.7	56.8	7.63	7.95	121	4.58	38	0.000
3	-5.8	260.4	0.0	22.5	48.1	43.0	5.09	7.95	-6	1.53	38	0.000
5	-8.6	-214.8	17.9	0.0	34.0	22.2	9.64	13.38	112	0.00	38	0.077
7	-15.8	138.1	-16.2	125.0	45.0	39.8	15.87	7.60	1	0.63	40	0.000
8	10.0	138.1	27.0	125.0	45.0	39.9	10.78	7.60	0	0.47	40	0.000
9	77.1	0.0	59.4	125.0	45.0	39.9	15.87	3.08	130	4.62	40	0.000
12	55.2	8.6	18.8	124.0	44.6	37.8	6.28	4.15	239	5.56	38	0.208
13	75.7	16.8	26.4	124.0	53.7	46.2	8.83	4.15	189	4.79	38	0.150
14	91.9	22.6	32.7	124.0	59.0	51.9	11.37	4.15	157	4.34	38	0.115

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

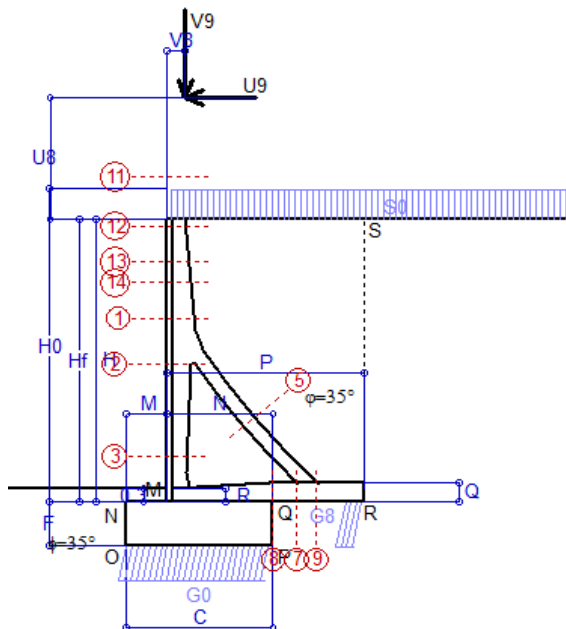
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u77TP	$H_0 = 7.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.51	410.31	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	28.45	130.89	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	88.60	219.63
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	620.06	2 184.05
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	158.51	3.00	4.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.66	0.98	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00	178.20

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
$S_9 = 164.90$	$M_9 = 700.68$	$P_9 = 810.66$	$M_8 = 2 586.23$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.691$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.441$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 118.75$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.47$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 691.91$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.192$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.47

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	124.4	32.8	43.1	124.0	68.1	61.2	16.46	4.15	124	3.87	38	0.079
2	81.0	205.6	-65.0	124.0	61.7	56.8	7.63	7.95	118	4.41	38	0.000
3	-5.5	247.6	0.0	22.5	48.1	43.0	5.09	7.95	-6	1.46	38	0.000
5	-8.2	-202.6	17.0	0.0	34.0	22.2	9.64	13.38	106	0.00	38	0.072
7	-22.0	130.2	-17.7	125.0	45.0	39.8	15.87	7.60	6	1.02	40	0.000
8	1.7	130.2	24.2	125.0	45.0	39.9	10.78	7.60	-1	0.27	40	0.000
9	74.6	0.0	57.5	125.0	45.0	39.9	15.87	3.08	125	4.47	40	0.000
12	55.2	8.5	18.6	124.0	44.6	37.8	6.28	4.15	239	5.55	38	0.208
13	74.9	16.1	24.9	124.0	53.7	46.2	8.83	4.15	187	4.73	38	0.148
14	90.0	21.6	30.5	124.0	59.0	51.9	11.37	4.15	154	4.25	38	0.111

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

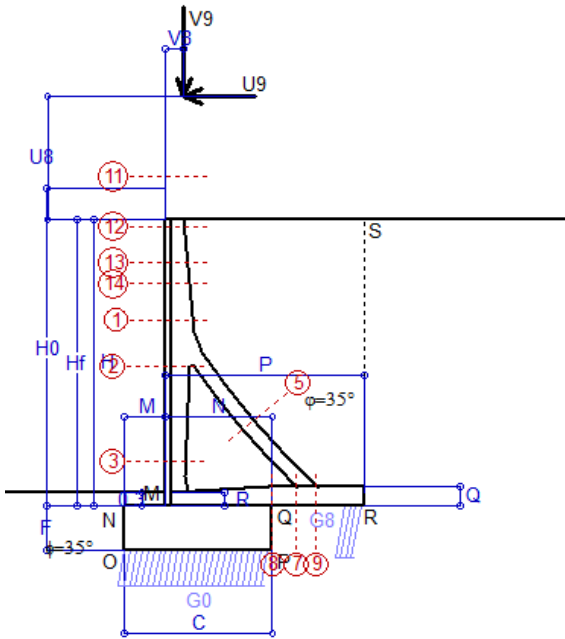
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u77TP	$H_0 = 7.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.51	410.31	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	88.60	219.63
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	547.31	1 934.88
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	158.51	3.00	4.35
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.66	0.98	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00	178.20

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	410.31	0.00	0.00
0.00	0.00	88.60	219.63
0.00	0.00	547.31	1 934.88
14.28	158.51	3.00	4.35
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 136.45$	$M_9 = 569.79$	$P_9 = 737.91$	$M_8 = 2 337.07$

GRADO di stabilit� al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	4.102
GRADO di stabilit� allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	3.786
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 121.79$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$	0.48 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 616.12$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 =$	3.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.171 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	10.5°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

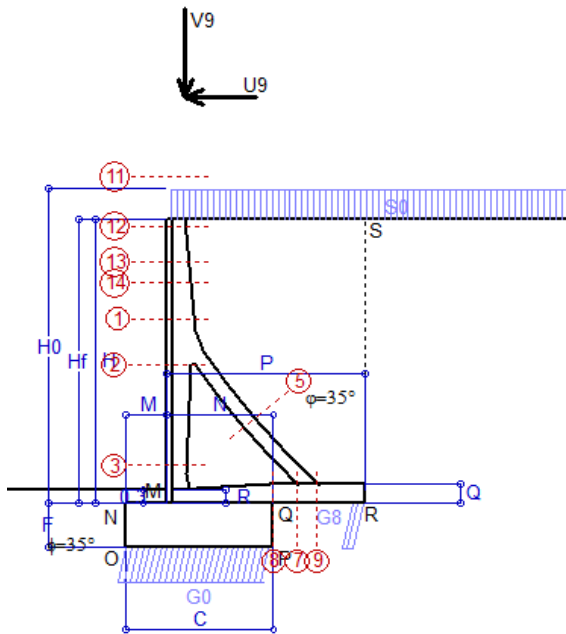
Freccia in cima al pannello mm 2.28

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	110.9	28.4	32.9	124.0	68.1	61.2	16.46	4.15	111	3.45	38	0.064
2	72.1	171.0	-56.4	124.0	61.7	56.8	7.63	7.95	109	3.92	38	0.000
3	-4.8	209.6	0.0	22.5	48.1	43.0	5.09	7.95	-5	1.24	38	0.000
5	-7.0	-165.8	14.4	0.0	34.0	22.2	9.64	13.38	88	0.00	38	0.051
7	-40.6	106.6	-21.9	125.0	45.0	39.8	15.87	7.60	71	2.98	40	0.000
8	-23.0	106.6	15.8	125.0	45.0	39.8	10.78	7.60	15	1.31	40	0.000
9	67.1	0.0	51.7	125.0	45.0	39.9	15.87	3.08	113	4.02	40	0.000
12	55.1	8.2	17.9	124.0	44.6	37.8	6.28	4.15	238	5.54	38	0.208
13	72.3	14.2	20.6	124.0	53.7	46.2	8.83	4.15	181	4.56	38	0.141
14	84.4	18.8	24.0	124.0	59.0	51.9	11.37	4.15	145	3.98	38	0.100

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo   di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

BARRIERA INTEGRATA

Dati

- $H_m = 7.00$ m
- $C = 3.60$ m
- $F = 1.10$ m
- $M = 1.00$ m
- $N = 2.60$ m
- $P = 4.85$ m
- $Q = 0.45$ m
- $U_y = 3.00$ m
- $V_8 = 0.45$ m
- $R = 0.30$ m

- Acceleraz orizz. al suolo** $a_g/g = 0.09$
- Prefabbricato tipo u77TP** $H_0 = 7.75$ m
- Altezza della terra contro il pannello $H = 7.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
- Forza orizzontale concentrata $U_9 = 17.85$ kN/cad
- Forza verticale concentrata in cima $V_9 = 3.75$ kN/cad
- Pendenza del rilevato a tergo del muro $i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 7.00$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
- (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	152.0	521.7	10.7	62.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.6	44.4	0.7	4.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.1	6.0	88.0	217.0
Peso terra e sovraccarico x 1	13.1	63.8	559.5	1 977.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	158.5	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI	197.0	797.0	759.7	2 441.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 79.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.31$ m
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 680.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_1 = 0.189$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 438.1 > E_d = S_9 = 197$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 2441 > E_d = 1.0 * M_9 = 797$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1603 > E_d = 584.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 334$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 249$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.55

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

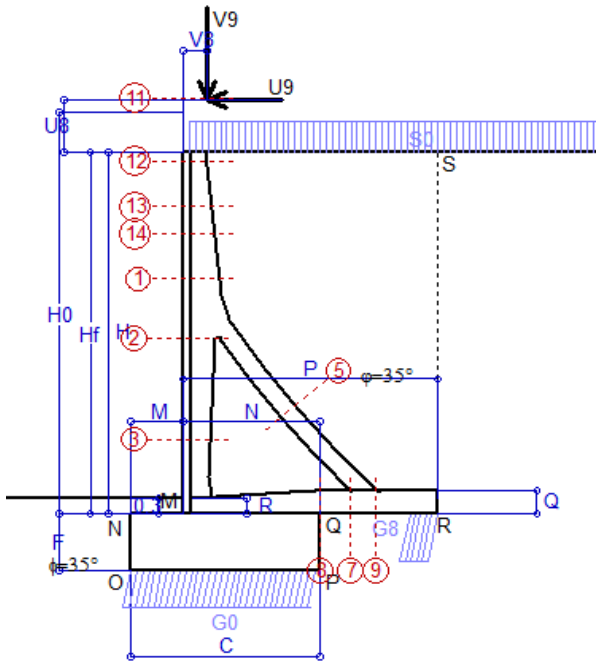
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni								Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}		
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN		
1	128.1	138.1	30.4	27.1	68.1	61.2	124.0	20.5	73°, 1.0	5.82	16.46	4.15	4.02	386.5	97.9		
2	74.7	84.5	230.3	-69.3	61.7	56.8	124.0	22.5	90°, 1.0	5.01	7.63	7.95	10.40	204.9	-197.3		
3	-16.5	-16.5	276.1	16.5	48.1	43.0	22.5	22.5	-	10.60	5.09	7.95	4.41	-199.9	78.4		
5	-9.4	-9.4	-238.7	15.5	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.63	9.64	13.38	5.60	-95.6	55.1		
7	26.4	21.2	153.4	-1.6	45.0	39.9	125.0	125.0	-	6.33	15.87	7.60	12.48	262.5	-224.0		
8	58.6	58.6	153.4	38.6	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.47	10.78	7.60	5.50	191.0	214.8		
9	83.8	83.8	0.0	63.6	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.73	15.87	3.08	8.73	234.4	203.6		
12	55.2	57.5	8.3	3.4	44.6	37.8	124.0	14.4	73°, 1.0	3.06	6.28	4.15	4.02	93.0	65.8		
13	75.1	79.0	14.9	9.2	53.7	46.2	124.0	16.8	73°, 1.0	3.82	8.83	4.15	4.02	157.8	77.8		
14	90.9	96.5	19.9	14.8	59.0	51.9	124.0	18.1	73°, 1.0	4.51	11.37	4.15	4.02	227.4	85.8		

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul scurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u77TP	$H_0 = 7.75$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.85$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29$ kN/cad
$V_b = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	119.5	410.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	37.9	174.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	88.6	219.6
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	644.3	2 267.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	104.0	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.7	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 171.5	M₉ = 689.8	P₉ = 834.9	M₈ = 2 669.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 134.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.53$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 701.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.195$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 584.4 > E_d = 1 * S_9 = 171.5$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 2402 > E_d = 1.1 * M_9 = 758.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 357$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 245$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 0.79

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	80.5	89.4	34.3	30.0	68.1	61.2	124.0	20.5	73°, 1.0	5.84	16.46	4.15	4.02	387.2	98.1	
2	43.1	50.3	199.8	-55.0	61.7	56.8	124.0	22.5	90°, 1.0	4.88	7.63	7.95	10.40	199.9	-198.2	
3	-22.5	-22.5	236.3	0.0	48.1	43.0	22.5	22.5	-	10.15	5.09	7.95	4.41	-189.2	75.9	
5	-11.1	-11.1	-192.1	18.3	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.96	9.64	13.38	5.60	-100.9	55.1	
7	-32.9	-33.6	123.5	-19.1	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.80	15.87	7.60	12.48	-139.9	-210.5	
8	-8.9	-8.9	123.5	24.0	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.77	10.78	7.60	5.50	-139.7	210.5	
9	76.9	76.9	0.0	59.3	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.73	15.87	3.08	8.73	234.4	203.6	
12	15.4	17.3	8.6	11.1	44.6	37.8	124.0	14.4	73°, 1.0	3.06	6.28	4.15	4.02	93.0	64.4	
13	32.6	36.2	16.8	15.8	53.7	46.2	124.0	16.8	73°, 1.0	3.83	8.83	4.15	4.02	158.0	76.8	
14	46.9	52.0	22.6	20.2	59.0	51.9	124.0	18.1	73°, 1.0	4.52	11.37	4.15	4.02	227.7	85.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

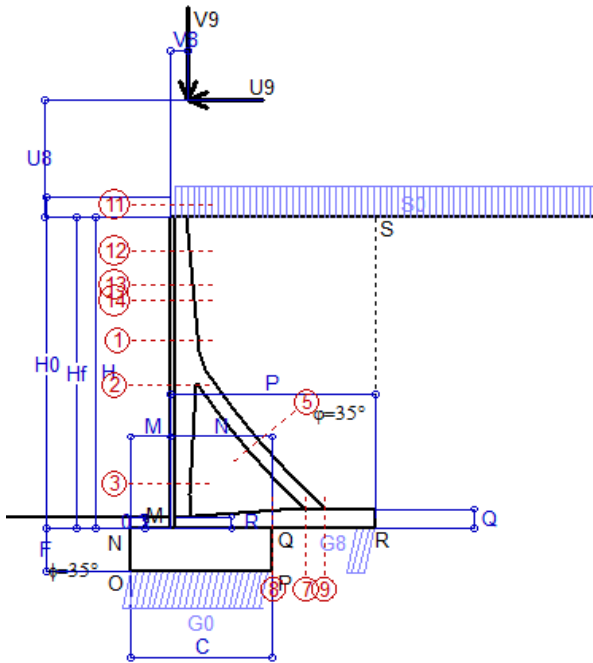
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u85TP	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad
$R = 0.30$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202.9	764.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	331.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	131.2	342.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1035.0	3819.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	21.4	259.2	4.5	6.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	128.7	231.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 292.8	M₉ = 1356.5	P₉ = 1299.4	M₈ = 4400.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 180.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.48$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1119.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.311$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 909.6 > Ed = 1 * S_9 = 292.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 3960 > Ed = 1.1 * M_9 = 1492.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 580$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 411$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 6.86

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	245.5	263.9	57.7	46.6	71.2	64.4	124.0	20.8	73°, 1.0	6.58	19.57	4.84	5.03	485.7	125.0	
2	165.2	180.6	360.5	-94.4	64.7	59.7	124.0	22.5	90°, 1.0	5.85	8.83	9.46	11.56	264.5	-227.4	
3	-4.7	-4.7	426.1	0.0	49.9	44.7	22.5	22.5	-	14.88	5.69	9.46	4.59	-267.4	93.2	
5	-19.7	-19.7	-371.0	30.6	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.40	11.37	15.83	6.10	-101.7	59.9	
7	-26.1	-25.1	238.5	-42.4	50.0	44.6	125.0	125.0	-	5.63	18.85	8.42	11.88	-194.3	-242.0	
8	37.7	37.7	238.5	71.8	50.0	44.6	125.0	125.0	-	6.41	12.57	8.42	5.60	260.4	242.0	
9	130.2	130.2	0.0	93.9	50.0	44.6	125.0	125.0	-	6.60	18.85	3.08	11.31	310.5	227.1	
12	105.2	110.1	18.3	9.3	47.6	40.8	124.0	15.8	73°, 1.0	3.47	7.60	4.84	4.02	121.4	66.6	
13	143.9	152.3	30.8	20.9	56.5	50.0	124.0	17.7	73°, 1.0	4.39	10.74	4.84	4.02	208.4	79.0	
14	168.3	178.8	37.9	27.2	60.8	53.7	124.0	18.6	73°, 1.0	5.00	13.29	4.84	4.02	275.9	83.5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

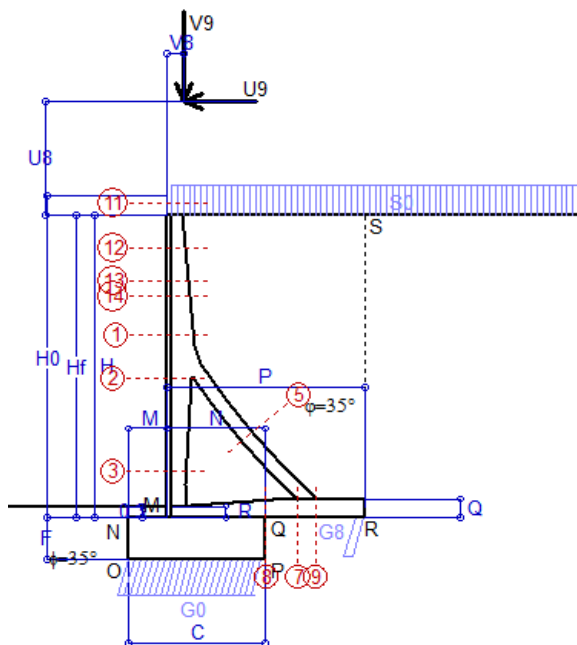
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



BARRIERA INTEGRATA

Dati

H _m = 8.00 m	Prefabbricato tipo u85TP	H ₀ = 8.50 m
C = 3.60 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 8.00 m
F = 1.10 m	Sovraccarico sul rilevato	S ₀ = 20.0 kN/m ²
M = 1.00 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	P ₀ = 18.0 kN/m ³
N = 2.60 m	Peso specifico della terra	Q ₀ = 25.0 kN/m ³
P = 5.20 m	Peso specifico del calcestruzzo	R ₀ = 0.560
Q = 0.50 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	U ₉ = 17.85 kN/cad
U _V = 3.00 m	Forza orizzontale concentrata	V ₉ = 3.75 kN/cad
V ₈ = 0.45 m	Forza verticale concentrata in cima	l _g = 0.0%
R = 0.30 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	K ₁ = 0.343
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H = 8.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	O ₃ = 0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	K ₃ = 0.306

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.8	745.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	71.4	364.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	100.9	263.6
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	811.3	2 992.6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.3	18.6	224.6	3.9	5.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.3	1.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO)	291.2	1 335.3	1 015.2	3 440.1
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	325.1	1 500.5	1 084.2	3 722.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 70.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q ₈ = 0.24 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 945.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C ₈ = 3.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ _t = 0.263 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 16.0°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P9_{equ} * R_0 = 607.1 > E_d = S9_{equ} = 325.1$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (M8_{equ}) = 3722 > E_d = M9_{equ} = 1500.5$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2566.8 > E_d = 1146.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 472 kN Lato monte (punto Q) G7 = 374 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 6.10

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) K₀ = 0.306

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{EdU} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctg⊕	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	227.0	245.0	47.2	48.4	71.2	64.4	124.0	20.8	73°, 1.0	6.54	19.57	4.84	5.03	483.8	124.5
2	148.8	163.8	349.6	-94.3	64.7	59.7	124.0	22.5	90°, 1.0	5.81	8.83	9.46	11.56	262.6	-227.1
3	-12.1	-12.1	404.6	0.0	49.9	44.7	22.5	22.5	-	14.32	5.69	9.46	4.59	-262.5	91.8
5	-15.5	-15.5	-365.8	24.1	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.44	11.37	15.83	6.10	-102.2	59.9
7	76.0	68.8	235.2	-7.3	50.0	44.6	125.0	125.0	-	7.45	18.85	8.42	11.88	358.1	-258.5
8	148.0	148.0	235.2	81.2	50.0	44.6	125.0	125.0	-	6.40	12.57	8.42	5.60	259.7	241.5
9	140.4	140.4	0.0	110.0	50.0	44.6	125.0	125.0	-	6.60	18.85	3.08	11.31	310.5	227.1
12	92.0	96.5	15.1	9.9	47.6	40.8	124.0	15.8	73°, 1.0	3.46	7.60	4.84	4.02	121.1	66.2
13	128.4	136.4	25.3	22.0	56.5	50.0	124.0	17.7	73°, 1.0	4.36	10.74	4.84	4.02	207.7	78.6
14	151.7	162.0	31.1	28.6	60.8	53.7	124.0	18.6	73°, 1.0	4.97	13.29	4.84	4.02	275.0	83.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

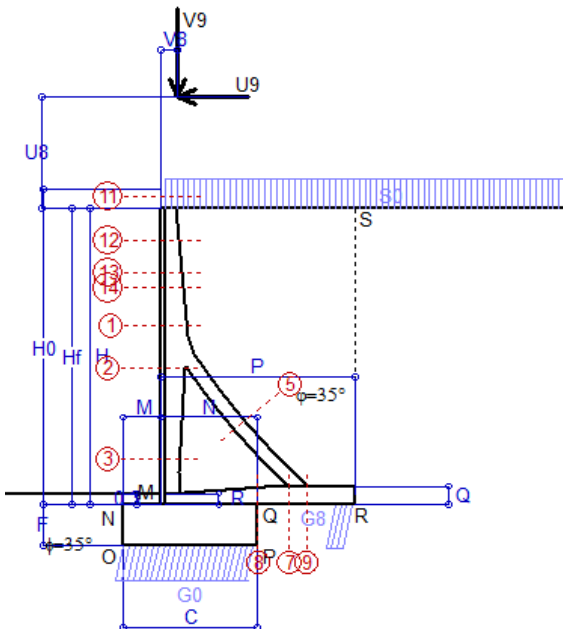
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u85TP	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	587.94	0.00	0.00
43.36	221.13	0.00	0.00
0.00	0.00	100.92	263.61
0.00	0.00	780.14	2 880.28
14.28	172.79	3.00	4.35
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
S₉ = 216.39	M₉ = 982.83	P₉ = 983.06	M₈ = 3 326.44

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.385$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.180$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 147.11$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.51$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 835.94$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.232$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.01

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. C+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	168.3	42.6	60.3	124.0	71.2	64.4	19.57	4.84	134	4.49	38	0.096
2	110.8	267.3	-83.2	124.0	64.7	59.7	8.83	9.46	133	5.21	38	0.092
3	-8.6	318.4	0.0	22.5	49.9	44.7	5.69	9.46	-7	1.90	38	0.000
5	-11.4	-266.4	22.2	0.0	34.0	22.0	11.37	15.83	120	0.00	38	0.069
7	-33.1	171.2	-34.9	125.0	50.0	44.6	18.85	8.42	8	1.26	42	0.000
8	12.5	171.2	51.5	125.0	50.0	44.6	12.57	8.42	-1	0.50	42	0.000
9	98.8	0.0	71.1	125.0	50.0	44.6	18.85	3.08	125	4.61	42	0.000
12	70.3	13.2	24.4	124.0	47.6	40.8	7.60	4.84	232	5.76	38	0.209
13	96.8	22.4	34.7	124.0	56.5	50.0	10.74	4.84	183	4.97	38	0.152
14	113.7	27.8	41.2	124.0	60.8	53.7	13.29	4.84	162	4.75	38	0.126

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

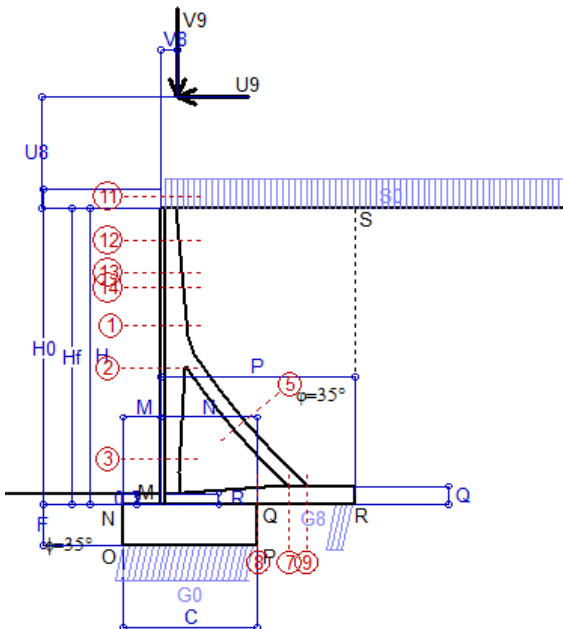
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u85TP	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.09	587.94	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32.52	165.85	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	100.92
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	754.14
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.28	172.79	3.00
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.66	0.98	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.00
Totale	S₉ = 205.55	M₉ = 927.55	P₉ = 957.06
			M₈ = 3 232.84

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totale

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.485$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.259$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 149.20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.52$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 807.86$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.224$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	160.9	40.7	55.9	124.0	71.2	64.4	19.57	4.84	129	4.29	38	0.090
2	105.4	253.3	-79.6	124.0	64.7	59.7	8.83	9.46	127	4.96	38	0.079
3	-8.9	302.9	0.0	22.5	49.9	44.7	5.69	9.46	-6	1.87	38	0.000
5	-10.9	-251.6	21.2	0.0	34.0	22.0	11.37	15.83	114	0.00	38	0.069
7	-41.1	161.7	-36.1	125.0	50.0	44.6	18.85	8.42	26	1.94	42	0.000
8	1.3	161.7	47.9	125.0	50.0	44.6	12.57	8.42	-1	0.28	42	0.000
9	95.9	0.0	69.1	125.0	50.0	44.6	18.85	3.08	122	4.48	42	0.000
12	69.8	12.7	23.2	124.0	47.6	40.8	7.60	4.84	230	5.71	38	0.207
13	94.6	21.4	32.3	124.0	56.5	50.0	10.74	4.84	179	4.85	38	0.147
14	110.3	26.5	38.2	124.0	60.8	53.7	13.29	4.84	157	4.61	38	0.121

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

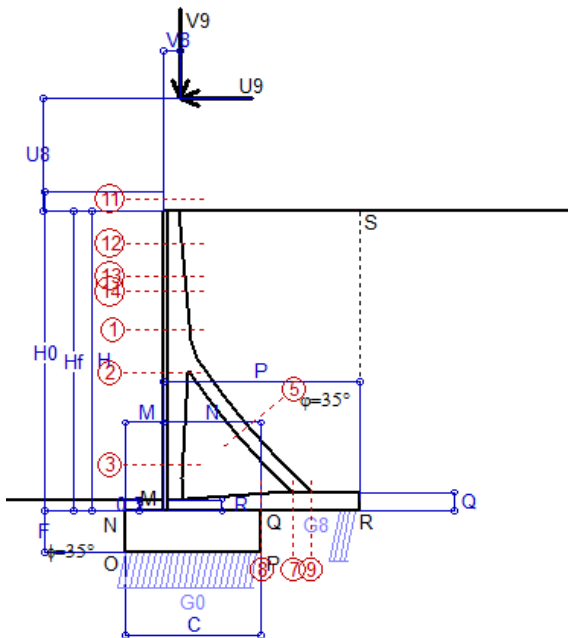
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 292 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

BARRIERA INTEGRATA



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u85TP	$H_0 = 8.50$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 5.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_8 = 3.00$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 17.85$ kN/cad
$V_8 = 0.45$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Forze concentrate (U9+V9) x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	587.94	0.00	0.00
0.00	0.00	100.92	263.61
0.00	0.00	676.14	2 505.88
14.28	172.79	3.00	4.35
2.66	0.98	0.00	0.00
0.00	0.00	99.00	178.20
$S_9 = 173.03$	$M_9 = 761.70$	$P_9 = 879.06$	$M_8 = 2 952.04$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.876$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.556$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 155.36$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.54$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 723.70$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.201$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

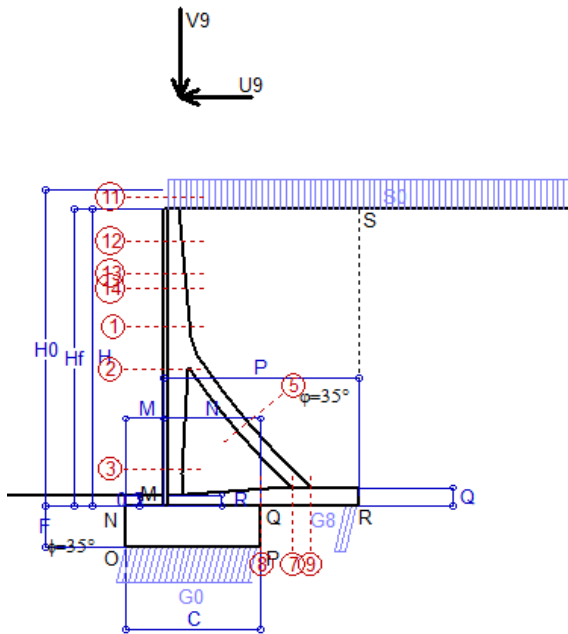
Freccia in cima al pannello mm 3.46

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	138.9	35.0	42.7	124.0	71.2	64.4	19.57	4.84	111	3.70	38	0.070
2	89.2	211.5	-69.0	124.0	64.7	59.7	8.83	9.46	108	4.20	38	0.000
3	-10.1	256.4	0.0	22.5	49.9	44.7	5.69	9.46	-5	1.76	38	0.000
5	-9.5	-207.0	18.4	0.0	34.0	22.0	11.37	15.83	95	0.00	38	0.064
7	-64.8	133.1	-39.7	125.0	50.0	44.6	18.85	8.42	102	3.90	42	0.000
8	-31.8	133.1	37.1	125.0	50.0	44.6	12.57	8.42	17	1.45	42	0.000
9	87.5	0.0	63.0	125.0	50.0	44.6	18.85	3.08	111	4.09	42	0.000
12	68.1	11.1	19.6	124.0	47.6	40.8	7.60	4.84	225	5.57	38	0.201
13	88.0	18.3	25.2	124.0	56.5	50.0	10.74	4.84	167	4.50	38	0.133
14	100.1	22.6	29.2	124.0	60.8	53.7	13.29	4.84	143	4.18	38	0.105

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

BARRIERA INTEGRATA

Dati

- $H_m = 8.00$ m
- $C = 3.60$ m
- $F = 1.10$ m
- $M = 1.00$ m
- $N = 2.60$ m
- $P = 5.20$ m
- $Q = 0.50$ m
- $U_y = 3.00$ m
- $V_8 = 0.45$ m
- $R = 0.30$ m

- Acceleraz orizz. al suolo** $a_g/g = 0.09$
- Prefabbricato tipo u85TP** $H_0 = 8.50$ m
- Altezza della terra contro il pannello $H = 8.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
- Forza orizzontale concentrata $U_9 = 17.85$ kN/cad
- Forza verticale concentrata in cima $V_9 = 3.75$ kN/cad
- Pendenza del rilevato a tergo del muro $i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.00$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 4.03^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.322$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.87$
- (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	198.5	747.6	14.0	86.8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.0	56.2	0.8	4.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.4	7.1	100.3	260.4
Peso terra e sovraccarico x 1	16.2	87.4	688.1	2 549.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	14.3	172.8	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.5	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.4	1.3	97.8	176.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-25.3*	-11.8*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI	248.3	1 073.8	903.9	3 081.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 99.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.34$ m
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 804.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.60$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_1 = 0.223$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 25.3 \times 0.5 = 518.8 > E_d = S_9 = 248.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 11.8) = 3082 > E_d = 1.0 * M_9 = 1073.8$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2100 > E_d = 804.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 401$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 306$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 4.14

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.322$

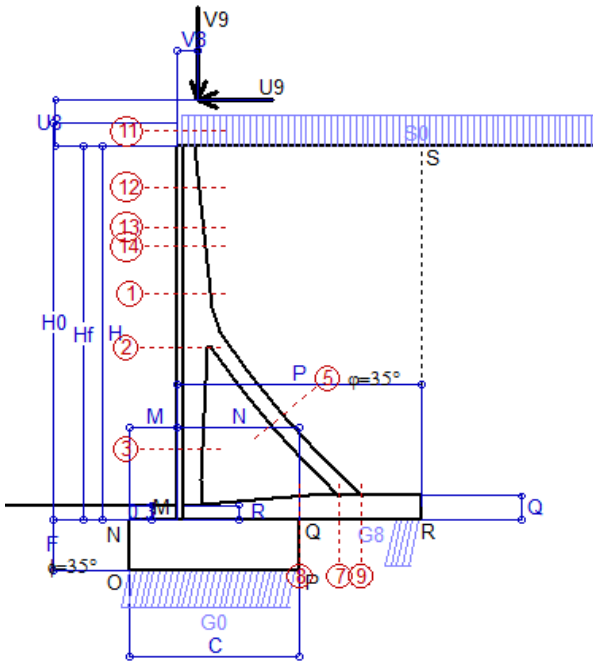
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	170.1	184.1	37.9	38.3	71.2	64.4	124.0	20.8	73°, 1.0	6.50	19.57	4.84	5.03	482.1	128.6	
2	100.8	113.7	289.9	-85.7	64.7	59.7	124.0	22.5	90°, 1.0	5.57	8.83	9.46	11.56	252.5	-229.9	
3	-22.9	-22.9	344.8	20.3	49.9	44.7	22.5	22.5	-	12.77	5.69	9.46	4.59	-248.4	88.0	
5	-12.8	-12.8	-303.5	19.9	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.84	11.37	15.83	6.10	-109.3	59.9	
7	26.3	21.7	195.1	-15.5	50.0	44.6	125.0	125.0	-	7.28	18.85	8.42	11.88	350.0	-253.2	
8	83.7	83.7	195.1	65.7	50.0	44.6	125.0	125.0	-	6.22	12.57	8.42	5.60	251.4	236.2	
9	107.0	107.0	0.0	75.8	50.0	44.6	125.0	125.0	-	6.60	18.85	3.08	11.31	310.5	227.1	
12	69.9	73.1	11.7	6.2	47.6	40.8	124.0	15.8	73°, 1.0	3.44	7.60	4.84	4.02	120.7	69.2	
13	96.0	101.9	19.6	15.5	56.5	50.0	124.0	17.7	73°, 1.0	4.34	10.74	4.84	4.02	207.0	82.1	
14	113.1	120.7	24.3	21.0	60.8	53.7	124.0	18.6	73°, 1.0	4.94	13.29	4.84	4.02	274.0	86.8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Ed,u}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 9: Urto sul scurvia da 14.29 kN/cad a 1.00 m da terra



BARRIERA INTEGRATA

Dati

$H_m = 8.00 \text{ m}$	Prefabbricato tipo u85TP	$H_0 = 8.50 \text{ m}$
$C = 3.60 \text{ m}$	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00 \text{ m}$
$F = 1.10 \text{ m}$	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0 \text{ kN/m}^2$
$M = 1.00 \text{ m}$	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60 \text{ m}$	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0 \text{ kN/m}^3$
$P = 5.20 \text{ m}$	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0 \text{ kN/m}^3$
$Q = 0.50 \text{ m}$	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_v = 1.00 \text{ m}$	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14.29 \text{ kN/cad}$
$V_8 = 0.45 \text{ m}$	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 3.75 \text{ kN/cad}$
$R = 0.30 \text{ m}$	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00 \text{ m}$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	156.1	587.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43.4	221.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	100.9	263.6
Peso terra e sovraccarico x 1	0.0	0.0	780.1	2 880.3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11.4	115.5	3.0	4.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.7	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	99.0	178.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 213.5	M₉ = 925.5	P₉ = 983.1	M₈ = 3 326.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 162.8 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.57 \text{ m}$
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 820.3 \text{ kN}$	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.60 \text{ m}$
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.228 \text{ MPa}$
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 688.1 > E_d = 1 * S_9 = 213.5$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 2994 > E_d = 1.1 * M_9 = 1018.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 425 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 297 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$ Freccia in cima al pannello mm 2.26

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, \text{ctg}\theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	117.2	129.5	42.6	38.7	71.2	64.4	124.0	20.8	73°, 1.0	6.52	19.57	4.84	5.03	483.0	129.5	
2	67.1	76.7	250.3	-67.9	64.7	59.7	124.0	22.5	90°, 1.0	5.40	8.83	9.46	11.56	245.8	-231.4	
3	-26.2	-26.2	295.0	0.0	49.9	44.7	22.5	22.5	-	11.51	5.69	9.46	4.59	-236.1	84.8	
5	-14.8	-14.8	-244.1	22.9	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	7.21	11.37	15.83	6.10	-115.9	59.9	
7	-50.8	-48.9	156.9	-37.4	50.0	44.6	125.0	125.0	-	5.33	18.85	8.42	11.88	-177.1	-231.1	
8	-7.3	-7.3	156.9	49.0	50.0	44.6	125.0	125.0	-	5.32	12.57	8.42	5.60	-177.1	231.1	
9	98.4	98.4	0.0	71.0	50.0	44.6	125.0	125.0	-	6.60	18.85	3.08	11.31	310.5	227.1	
12	28.0	30.8	13.2	13.9	47.6	40.8	124.0	15.8	73°, 1.0	3.45	7.60	4.84	4.02	120.9	68.2	
13	51.3	56.5	22.4	20.9	56.5	50.0	124.0	17.7	73°, 1.0	4.35	10.74	4.84	4.02	207.4	81.6	
14	66.6	73.4	27.8	25.2	60.8	53.7	124.0	18.6	73°, 1.0	4.96	13.29	4.84	4.02	274.5	86.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Anas S.p.A.

S.S. 291 "Della Nurra" - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

**Relazione di calcolo dei muri di sottoscarpa in c.a.
con componenti prefabbricati**
svolta a sensi del D.M. 14/1/2008

Manufatti dotati di 'Marcatura CE' ai sensi del D.M. 14.01.2008

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uNM

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uTM

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.

Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96.

Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008, aggiornata sul sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I): **Tipo 2**

Vn = anni 50

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali

Tabella 1 - Materiali e loro resistenze

		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)				
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)	tipo	B450C	B450C	-
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²	450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	391.3	391.3	-

Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli:

AZIONI	simboli	Verifiche SLU: Approccio 1		Verifiche SLE	Verifica sismica
		A1+M1+R1	A2+M2+R2		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):					
Peso proprio della struttura	g_1	1.3	1.0	1.0	1.0
Peso della terra portata	g_2	1.3	1.0	1.0	1.0
Spinta della terra	g_3	1.3	1.0	1.0	1.0
Sovraccarichi per carichi mobili	q_1	1.5	1.3	1.0 x Ψ	0.2
Parametri geotecnici del terreno spingente (tabella 6.2.II):					
Angolo di resistenza al taglio	φ	35°	29.26°	35°	29.26°
Coesione efficace	c'_k	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso specifico della terra	γ	18	18	18	18
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali (tabella 6.5.I; tranne il coeff 1.4 assunto dall'Eurocodice 7, tabella A.13, perché più cautelativo):					
Capacità portante della fondazione	γ_r	1.0	1.4	1.0	1.0
Scorrimento della fondazione	γ_r	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU (tabella 6.2.I):

AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	γ_{G1f}	0.9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	γ_{G1s}	1.1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	γ_{Q1f}	0.0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	γ_{Q1s}	1.5

Tabella 4 - Elenco delle sezioni trasversali verificate e loro posizione nell'opera

Sezione n°	Distanza da inizio muro m	Progressiva km	Altezza del muro m	Tipo di prefabb.	Note

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, espone in otto schede successive.

- Scheda 1 Verifica SLU: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Scheda 2 Verifica SLU: GEO, EQU e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)
- Scheda 3 Verifica SLE combinazione RARA ($\Psi = 1.0$), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.
- Scheda 4 Verifica SLE combinaz. FREQUENTE ($\Psi = 0.75$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni
- Scheda 5 Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE ($\Psi = 0$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni.
- Scheda 6 Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti
- Scheda 7 Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica.
- Scheda 8 Eventuale verifica analoga alla scheda 1 ma con un profilo del terreno maggiorato rispetto a quanto previsto nel progetto, per accertare che tutte le membrature abbiano una resistenza sufficiente anche in caso di profili anomali nel corso dei lavori.

In ogni scheda i dati e i disegni delle sezioni corrispondono a quanto effettivamente assunto nel calcolo.

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (schede 1 e 2)

4.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** è svolta la verifica SLU di tipo strutturale (STR) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 1**, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "**A1+M1+R1**" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 2**, impiegando i coefficienti per il caso "**A2+M2+R2**" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuna delle due schede è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è svolto nella **settima scheda**, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti.

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 della pagina 2.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura di pag 5, la spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

L'esperienza ha dimostrato che, se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore φ dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto $\varphi' = \text{atn}(\tan\varphi / 1.25)$ nel caso A2+M2+R2.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta K_1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con le formula di **Rankine**,

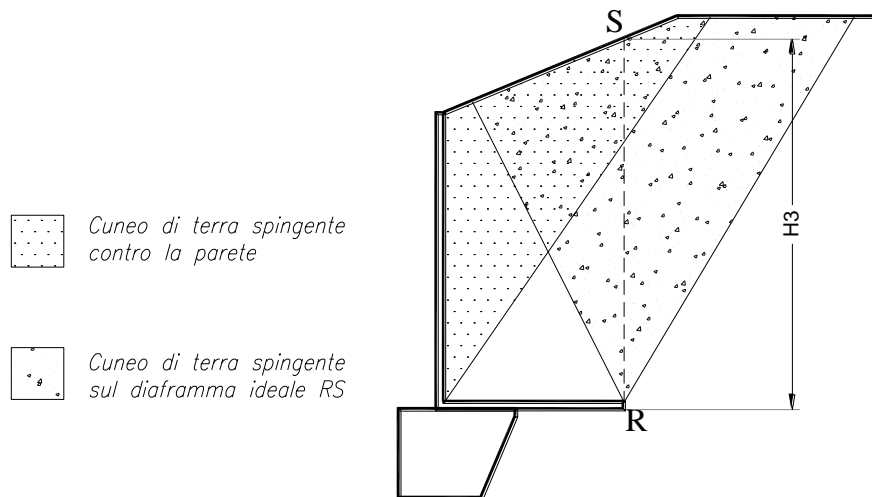
per terrapieno orizzontale:

$$K_1 = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Per terrapieno inclinato
dell'angolo β :

$$K_1 = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato di Rankine dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



Se il profilo del rilevato non è una retta il codice di calcolo, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento **"Cuneo a cavallo di R-S"**.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta K_3 su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace.

Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

4.2.3 Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicate per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri Tensiter tipo "T") il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite negli ultimi 35 anni hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo S.L.U. abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano

Nel calcolo SLE abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

4.3 La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità. Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perché privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il 40 ÷ 50%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

4.4 Lo stato limite di ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali esposti nella nostra tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

4.5 Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno. Questo confronto è svolto nella scheda 7. La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970

La verifica è svolta a sensi del terzo capoverso del punto 6.5.3.1.1 del DM 14/1/08. Nella prima colonna la verifica è svolta secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nella seconda secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+M3), tenendo conto in entrambe dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico anche in una sola delle due condizioni.

Nella terza colonna è svolta la verifica nel caso sismico, assumendo pari a uno tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni e delle resistenze. Il calcolo della capacità portante tiene conto della riduzione per un coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

4.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo s.l.u.

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$K_0 = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \varphi / 3$.

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete".

Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5), a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete.

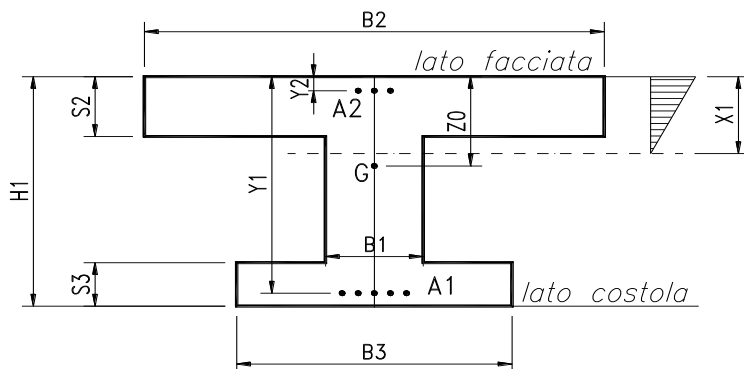
La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia.

La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscampa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

- M_{Ed}** = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .
 - M_{Edu}** = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage)
 - N_{Ed}** = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .
 - V_{Ed}** = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.
 - α°** = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave.
 - $ctg\theta$** = cotangente dell'inclinazione θ dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe V_{cd} è già maggiore di quello delle forze esterne V_{ed} .
 - M_{Rd}** = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed} .
 - V_{Rd}** = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra V_{Rcd} e V_{Rsd} , ove:
 - V_{Rcd} = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19)
 - V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18)
- Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.
Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti.

La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di V_{Rsd} è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.2], e quella che compete alla sezione resistente metallica.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme. Pag. 7

4.7 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea.

Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzeria del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indeforabilità del collegamento.

Il codice di calcolo determina le due componenti verticali nei punti M e Q. Se la componente più piccola non raggiunge almeno il 15% della somma delle due componenti, il codice segnala il pericolo. Per poter proseguire occorre o ridimensionare la fondazione, o assegnare appropriate dimensioni alle armature previste in questo caso.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

5. VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 3, 4 e 5)

Nella **terza scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alla spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

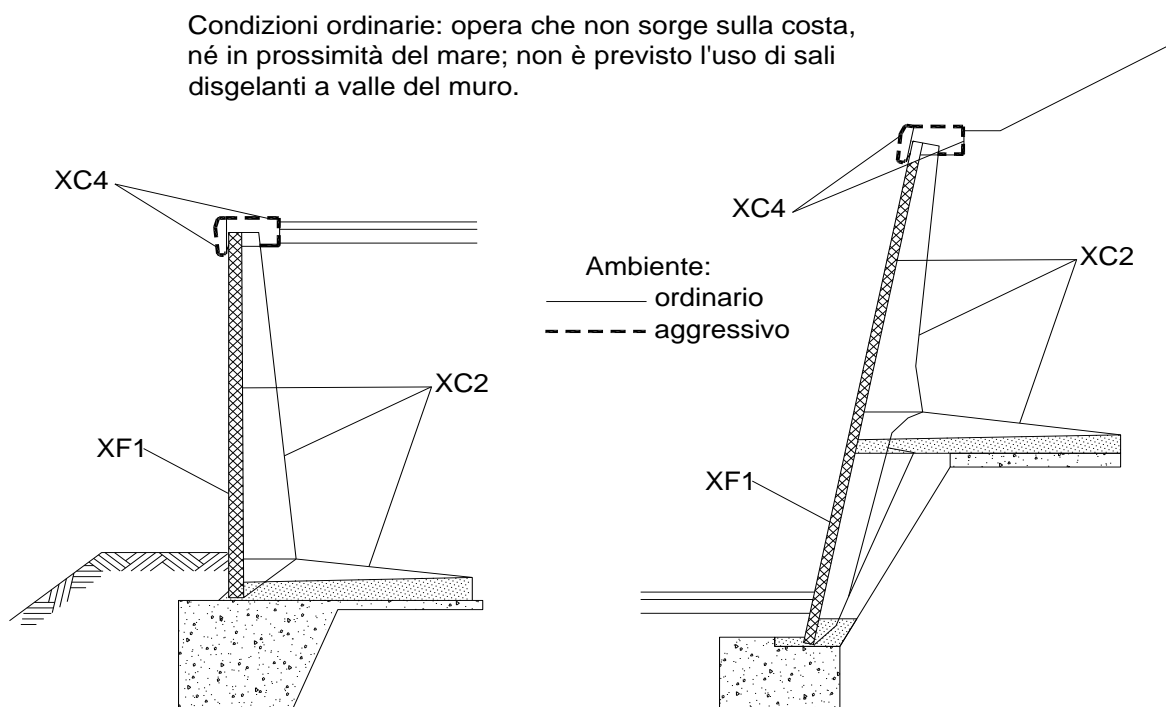
Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008.

Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

5.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente **aggressivo** solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe **XC2** e la classe **2b** del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

5.2 Copriferri

Il valore della tolleranza Δc_{dev} relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato. Sulla facciata esterna e interna della parete è ± 5 mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è $+5/-0$, in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè ± 10 mm. I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo R_{ck} N/mm ²	45	45	45	30
Classificazione dell'ambiente	XC2	XC2	XF1	XC2
Spessore del copriferro:				
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	20	25	20	20
Tolleranza di lavorazione	5	$=+5/-0$	5	10
Maggior spessore per durata	0	0	0	0
TOTALE da norma mm	25	25	25	30
Spessore indicato nei disegni mm	30+5/-0	30+5/-0	35±5	40±10
Ampiezza massima delle fessure :				
Combinaz. frequente mm	0.4	0.4	0.4	0.4
Combinaz. quasi permanente mm	0.3	0.3	0.3	0.3

5.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 9/1/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto.

I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

5.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94 \text{ MPa}$$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ MPa}$$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_s < 0.80 * 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

6. VERIFICA SISMICA (scheda 6)

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1), in base al valore dell'accelerazione massima a_g attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale F_0 indicati nell'allegato B della norma, aggiornati sul sito Internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 02/07/21

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati **Tensiter** hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative tipiche dei muri Tensiter:

a) La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfianchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;

b) La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;

c) La spinta della terra sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Infatti appena il cuneo spingente inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, il sovraccarico su di esso si azzerà perché è portato dalla platea.

Per questi motivi i muri Tensiter nel loro normale dimensionamento sono di massima adatti fino ad accelerazioni locali al suolo $A_g/g = 0,10 \div 0,15$ g per quelli di classe "L", $0,15 \text{ g} \div 0,25 \text{ g}$ per quelli di classe "M" e $0,25 \text{ g} \div 0,35 \text{ g}$ per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tutti i parametri locali (categoria di sottosuolo, categoria topografica, ecc.).

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Alghero
Coordinate geografiche della località:	Latitudine 40.559°
	Longitudine 8.318°
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni 50
Classe d'uso IV Corrispondente coefficiente C_U (Tab 2.4.II)	$C_U = 1.5$
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni 75
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_r}=10\%$)	anni 712
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.090$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.98$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	C
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidità, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$, coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.500$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)	T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g = 0.135$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	$\beta_m = 0.18$
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)	
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2\varphi} = 0.2$

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g = 0.0243$
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h = 0.0122$

6.4 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si sommano alle spinte, coefficienti parziali A_2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sulla struttura di sostegno deve essere calcolata nell'istante più gravoso dell'oscillazione sismica, corrispondente alla presenza simultanea della massima accelerazione orizzontale e del massimo alleggerimento verticale dovuto alle forze d'inerzia.

In tale istante la direzione della risultante del peso e delle forze d'inerzia applicata a ogni singola massa (terreno spingente, parete prefabbricata, platea, fondazione, ecc.) risulta ruotata, rispetto alla verticale, dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 1.41^\circ$$

La formula di Mononobe e Okabe determina il coefficiente di spinta della terra contro una parete piana con la teoria di Coulomb, secondo la quale in aderenza alla parete piana del muro si forma un cuneo di terra spingente limitato verso il terrapieno da una superficie di scorrimento piana. Infatti la loro formula corrisponde alla formula di Coulomb assumendo come direzione verticale quella della risultante del peso e delle forze d'inerzia: ruotando la sezione dell'angolo Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la **prima formula di Mononobe-Okabe**:

$$K_o = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi - \Theta - \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta - \Theta)}{\sin(\psi - \Theta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito φ è inferiore a $\beta + \Theta$:

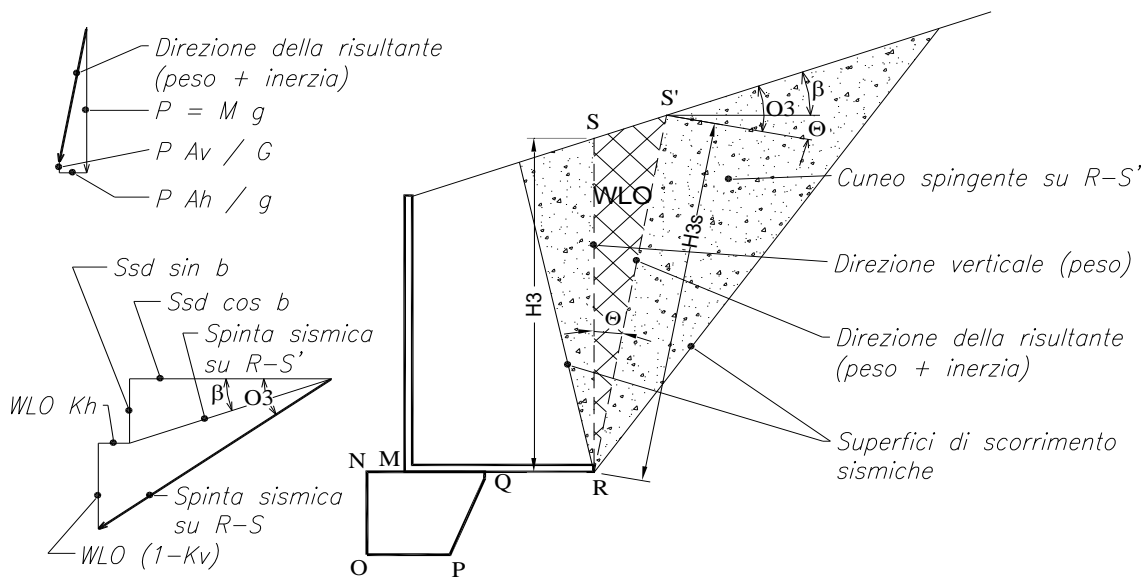
$$K_o = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \Theta - \delta)}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2. $\varphi = \text{atn}(\tan(\varphi/1.25))$
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2\varphi / 3$.
- Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.11.6.2.1 del DM 14/1/08 e in perfetta analogia al modello che determina la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta Ed sulla sezione R-S assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani di scorrimento le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo e tutte le forze di massa sono ruotate dell'angolo Θ .

Per stabilire il procedimento di calcolo consideriamo la sezione ideale R-S', ottenuta facendo ruotare verso monte la sezione R-S dell'angolo Θ attorno al punto R della figura. Essa avrà la direzione della risultante dei pesi e delle forze d'inerzia nell'istante più gravoso. Il coefficiente di spinta della terra sulla sezione R-S' si calcola facilmente, in quanto:

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato β dell'angolo Θ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla direzione delle forze di massa è sempre parallela alla superficie del rilevato;
- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazioni successive il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni del rilevato dell'angolo Θ . La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione O_3 della spinta rispetto alla normale al piano R-S'. Dunque l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $O_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il peso specifico del terreno e per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente calcolata avremo le due componenti, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza d'inerzia di quanto è compreso fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno, avremo il coefficiente di spinta su R-S.

Dal rapporto fra le componenti verticali e orizzontali prima determinate abbiamo anche l'angolo di inclinazione della spinta su R-S rispetto all'orizzontale.

Chiameremo questi procedimenti di calcolo della spinta sismica sul diaframma ideale R-S con il nome di

"Rankine sismico" se il coefficiente di spinta su R-S' è calcolato con la formula di Rankine

"cuneo a a cavallo di R-S" se la spinta su R-S' è calcolata con la procedura prima descritta

6.5 Spinta sulla parete prefabbricata

Se il profilo del rilevato è rettilineo e l'eventuale sovraccarico agisce sull'intera superficie e inoltre se l'inclinazione del rilevato β è minore dell'angolo d'attrito φ , per determinare il coefficiente di spinta sulla parete in assenza di sisma impiegheremo la **formula di Coulomb**.

Nelle stesse condizioni, se l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta minore dell'angolo d'attrito φ calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ il profilo del rilevato è instabile. Ciò premesso, in questo caso calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **2a formula di Mononobe-Okabe**, la quale genera un valore finito, convenzionale, da considerarsi valido perchè stabilito dal DM 14/1/08 e dall'Eurocodice II.

In tutti gli altri casi, cioè se il profilo è costituito da una spezzata, o se il sovraccarico agisce solo su una parte del rilevato, anche se l'inclinazione dei vari tronchi è alta ma purchè l'inclinazione del tronco più lontano dalla parete $\beta + \Theta$ sia minore dell'angolo d'attrito φ usiamo la procedura **"Cuneo contro la parete"**.

Secondo questa procedura l'intera altezza della parete prefabbricata è suddivisa in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5). Per ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle due reazioni sulle superfici di scorrimento determina l'entità e la direzione della spinta sulla parete.

La spinta fino a ogni striscia determina la distribuzione dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscampa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore a sfavore della sicurezza estremamente diffuso.

Negli altri casi, cioè se l'inclinazione β del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ , usiamo la **2a formula di Mononobe-Okabe** nella quale l'inclinazione del rilevato è assunta pari alla massima fra tutte le inclinazioni dei tronchi

Tuttavia, a giudizio del progettista, il valore fornito dalla 2a Formula di Mononobe-Okabe può sostituire quello generato dalla procedura "Cuneo contro la parete" se il valore fornito da questa procedura è più gravoso di quello dato dalla 2a formula di Mononobe-Okabe. Il procedimento è conforme alla norma perchè sostituisce il calcolo della spinta di un profilo di altezza finita con quello di un profilo di uguale inclinazione ma altezza infinita. Dal momento che la norma stabilisce la procedura di calcolo di questo caso più gravoso, potremmo applicarla anche al nostro profilo

Questa scelta può, ad esempio verificarsi nel calcolo dei muri di sottoscampa, se l'altezza della scarpata è importante e l'angolo d'inclinazione del terreno $\beta + \Theta$ è maggiore dell'angolo d'attrito φ . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture Tensiter.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta

6.6 Calcolo delle forze d'inerzia

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, aggiungendole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia orizzontali, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale K_h , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

6.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico

Prendiamo in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito ϕ ridotto, $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi + \Theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi * \sin(\phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) * \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

- ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2. $\phi = \text{atn}(\tan(\Phi/1.25))$
- ε = Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0^\circ$ se il terreno scende allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\psi < 90^\circ$ se la parete strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $\delta = 0$ a favore della stabilità.
- Θ = Angolo di rotazione sismica

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di Θ in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e quelle di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza N_c , N_q , N_γ sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (Coesione, Angolo d'attrito, Peso specifico, Inclinazione del terreno a valle)
- dei dati geometrici della fondazione (Dimensioni, Profondità di posa, Inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (Componente verticale e orizzontale, Larghezza dell'impronta nastriforme)

Esso è sviluppato nella scheda 7 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per la combinazione 1 (A1+M1+R1), per la combinazione 2 (A2+M2+R2) e per il calcolo sismico. Essi sono sviluppati in tre colonne successive.

Nelle ultime righe della tabella sono riportate le azioni sul terreno calcolate nelle schede di verifica per le tre combinazioni. La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante.

8. CODICI DI CALCOLO

8.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è stata fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE e per la fessurazione.

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegare alla presente relazione sono state compilate automaticamente mediante il programma di calcolo Muri 2008' vers.2.6.3, realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

8.3 Affidabilità dei codici utilizzati

Il programma di calcolo "Muri 2008" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2006", già sviluppato con il codice Visual-basic della Microsoft. Questo programma a sua volta discende, dopo un'infinità di perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu prodotto e utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella prima denuncia di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

Ogni estensione, aggiornamento, revisione è sempre stata testata numericamente in modo completo, cioè è sempre stato effettuato il confronto tra i risultati del calcolo ottenuti con il codice e quelli realizzati con un calcolo a mano, con la completa riconciliazione dei risultati anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite almeno 15.000 opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere in condizioni di impiego anomale. Almeno 100.000 sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

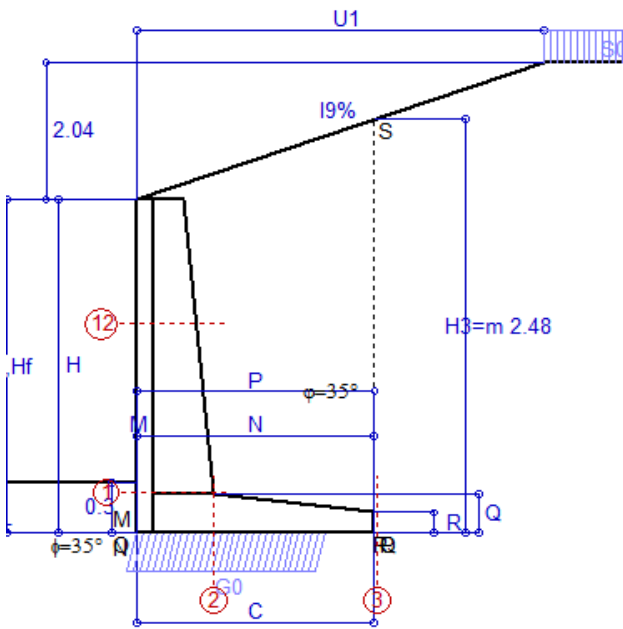
Riteniamo che la straordinaria affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di m² di facciata, in 40 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è in grado di svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (... , DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è la prova della sua affidabilità.

Il programma è dotato di autodiagnostica per quasi tutte le verifiche più importanti richieste dalle varie norme. Cioè il programma provvede a evidenziare automaticamente scrivendo in rosso, talora su fondino giallo, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma scelta, o giudicati inadatti del progettista delle strutture Tensiter.

Pertanto l'esame di controllo dei principali risultati consiste sostanzialmente nell'accertare che non appaiano dei risultati evidenziati dal computer come insufficienti.

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.48$ m	$K_1 = 0.314$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 18.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	21.4	17.6	7.3	10.2
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	15.9	6.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	61.9	48.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 21.4	M₉ = 17.6	P₉ = 85.1	M₈ = 65.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 85.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.12$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.076$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 59.5 > E_d = 1 * S_9 = 21.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 59 > E_d = 1.1 * M_9 = 19.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 51$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 34$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 0.55

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha^\circ, ctg\Theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	11.1	11.1	13.7	9.4	44.8	38.3	113.8	13.8	73°, 1.0	2.82	5.00	2.01	4.72	75.3	74.9
2	7.2	7.2	0.0	25.5	23.0	18.2	125.0	125.0	-	3.00	7.26	2.70	4.60	51.0	112.4
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.4	125.0	125.0	-	1.67	3.08	2.70	2.11	12.5	-45.8
12	1.7	2.1	4.8	2.1	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.00	3.08	2.01	3.96	32.0	43.1

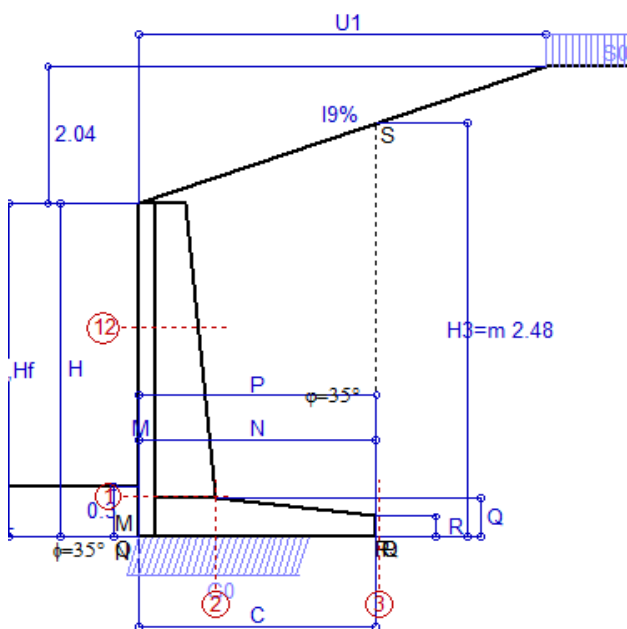
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.560$
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_9 = 34.0\%$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_8 = 0.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.48$ m	$K_1 = 0.417$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 18.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.417$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	21.8	18.0	7.4	10.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	12.2	4.9
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	47.6	37.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTALI (GEO)	S₉ = 21.8	M₉ = 18.0	P₉ = 67.3	M₈ = 52.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	24.0	19.8	71.5	57.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 67.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.03$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.065$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.9^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 40.1 > E_d = S_{9\text{equ}} = 24$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 57 > E_d = M_{9\text{equ}} = 19.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 56.9 > E_d = 19.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 42$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 25$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.60

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.417$. La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	11.5	11.5	11.0	9.8	44.8	38.3	113.8	13.8	73°, 1.0	2.80	5.00	2.01	4.72	75.0	74.6
2	7.4	7.4	0.0	21.9	23.0	18.2	125.0	125.0	-	3.00	7.26	2.70	4.60	51.0	112.4
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.4	125.0	125.0	-	1.67	3.08	2.70	2.11	12.5	-45.8
12	1.8	2.1	3.8	2.2	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.00	3.08	2.01	3.96	31.9	43.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

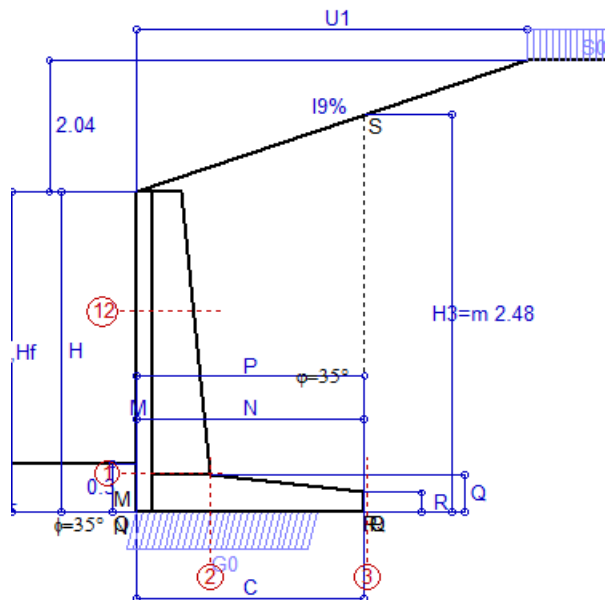
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.314$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
16.42	13.57	5.58	7.82
0.00	0.00	12.21	4.87
0.00	0.00	47.61	37.43
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.04	0.02
$S_9 = 16.42$	$M_9 = 13.57$	$P_9 = 65.44$	$M_8 = 50.15$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.695$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.789$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 65.44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.12$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.059$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.40

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	8.6	10.6	9.3	113.8	44.8	38.3	5.00	2.01	41	1.06	38	0.000
2	5.6	0.0	23.4	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	45	1.64	38	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.4	3.08	2.70	0	0.00	38	0.000
12	1.3	3.7	2.0	112.8	34.6	25.1	3.08	2.01	14	0.40	38	0.000

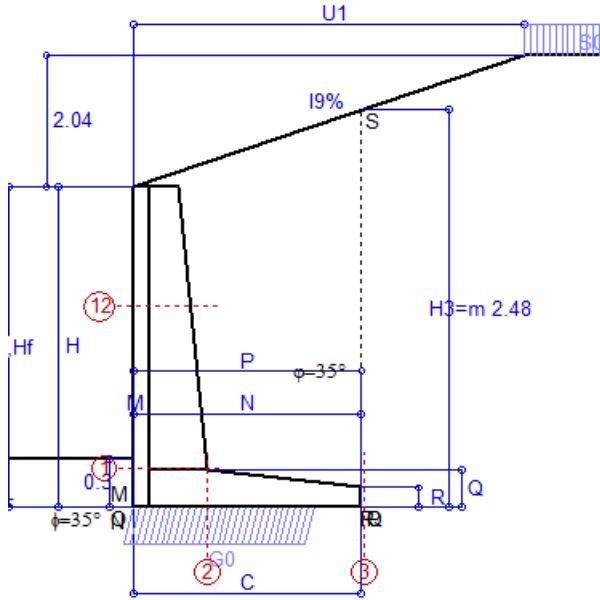
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.314$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
16.42	13.57	5.58	7.82
0.00	0.00	12.21	4.87
0.00	0.00	47.61	37.43
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.04	0.02
$S_9 = 16.42$	$M_9 = 13.57$	$P_9 = 65.44$	$M_8 = 50.15$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.695$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.789$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 65.44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.12$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.059$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.40

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	8.6	10.6	9.3	113.8	44.8	38.3	5.00	2.01	41	1.06	38	0.000
2	5.6	0.0	23.4	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	45	1.64	38	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.4	3.08	2.70	0	0.00	38	0.000
12	1.3	3.7	2.0	112.8	34.6	25.1	3.08	2.01	14	0.40	38	0.000

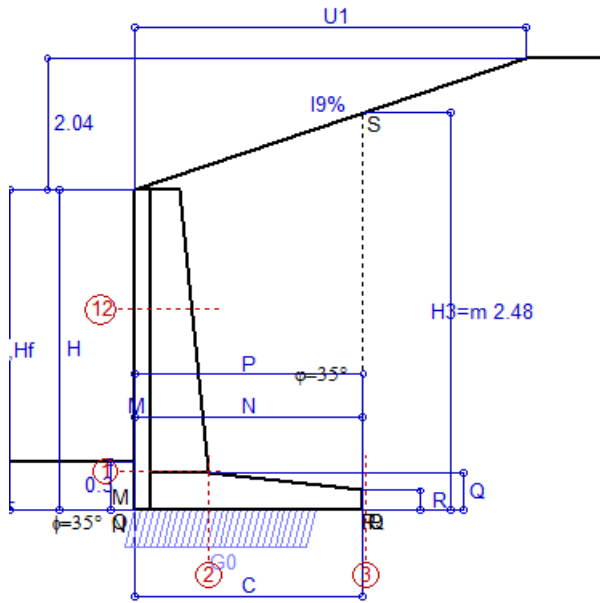
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.314$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
16.42	13.57	5.58	7.82
0.00	0.00	12.21	4.87
0.00	0.00	47.61	37.43
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.04	0.02
$S_9 = 16.42$	$M_9 = 13.57$	$P_9 = 65.44$	$M_8 = 50.15$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.695$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.789$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 65.44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.12$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.059$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

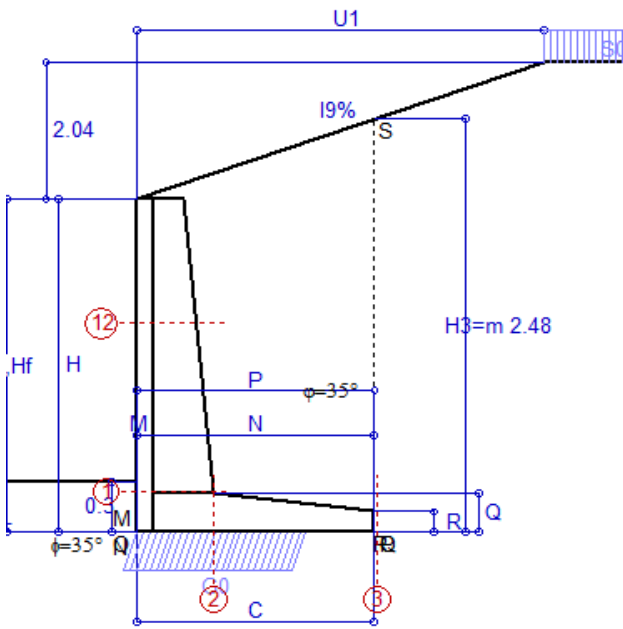
Freccia in cima al pannello mm 0.40

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	8.6	10.6	9.3	113.8	44.8	38.3	5.00	2.01	41	1.06	38	0.000
2	5.6	0.0	23.4	125.0	23.0	18.2	7.26	2.70	45	1.64	38	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.4	3.08	2.70	0	0.00	38	0.000
12	1.3	3.7	2.0	112.8	34.6	25.1	3.08	2.01	14	0.40	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 2.00$ m
 $C = 1.40$ m
 $F = 0.00$ m
 $M = 0.00$ m
 $N = 1.40$ m
 $P = 1.40$ m
 $Q = 0.23$ m
 $U_1 = 6.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u20NM
 Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilev. lontano dal muro

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 2.00$ m
 $H = 2.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $I_9 = 34.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.48$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 21.71^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.421$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	23.0	19.0	9.2	12.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.3	0.2	12.1	4.8
Peso terra e sovraccarico x 1	1.1	1.4	47.0	37.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-1.2*	-0.1*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 24.5	M₉ = 20.6	P₉ = 68.3	M₈ = 54.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 68.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.00$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.068$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 18.8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 1.2 \times 0.5 = 38.8 > E_d = S_9 = 24.5$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 0.1) = 55 > E_d = 1.0 * M_9 = 20.6$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 55 > E_d = 20.6$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 44$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 24$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.441$. La spinta risulta applicata al 52.2% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 0.73

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	13.5	13.5	11.3	11.5	44.8	38.3	113.8	13.8	73°, 1.0	2.80	5.00	2.01	4.72	75.1	74.4
2	8.8	8.8	0.0	23.6	23.0	18.2	125.0	125.0	-	3.00	7.26	2.70	4.60	51.0	112.4
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.4	125.0	125.0	-	1.67	3.08	2.70	2.11	12.5	-45.8
12	2.3	2.7	3.8	2.9	34.6	25.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.00	3.08	2.01	3.96	31.9	43.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

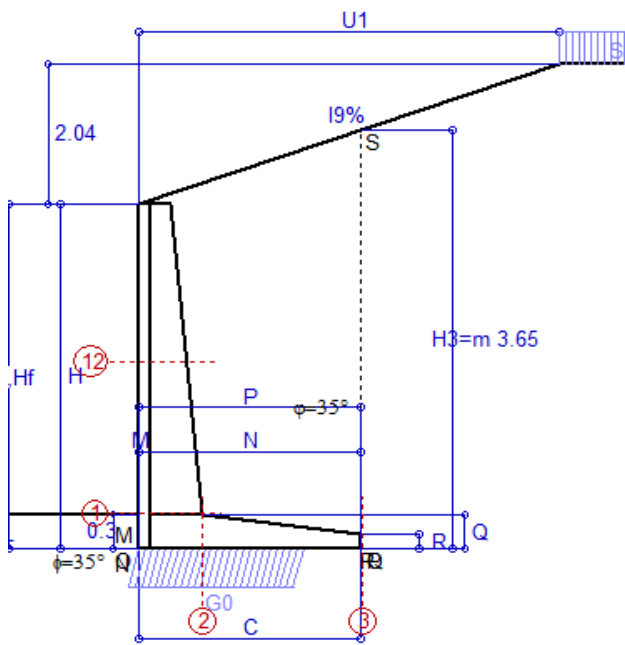
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 34.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (angolo a cavallo di R-S)	$K_1 = 0.314$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.65$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 18.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	46.3	56.3	15.7	29.9
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	25.7	13.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	129.3	135.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	0.1	0.1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 46.3	M₉ = 56.3	P₉ = 170.7	M₈ = 178.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 170.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.44$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.119$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 119.5 > E_d = 1 * S_9 = 46.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 161 > E_d = 1.1 * M_9 = 61.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 106$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 64$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 2.10

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Ed} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd}	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctg⊕	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	35.8	35.8	26.5	22.0	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.66	7.10	2.58	6.40	131.9	122.8
2	23.3	23.3	0.0	56.5	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	7.17	103.8	146.7
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.1	125.0	125.0	-	2.15	4.03	3.83	4.62	16.0	-47.8
12	6.6	7.7	10.4	6.4	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.51	4.02	2.58	3.96	54.4	56.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

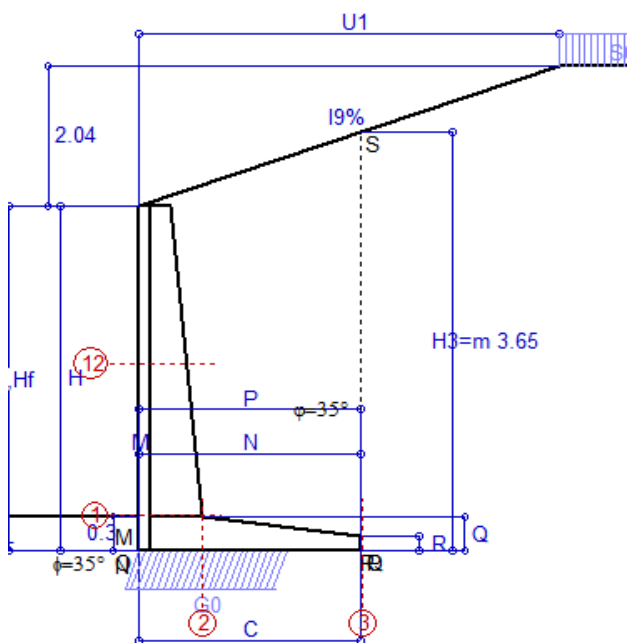
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.560$
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_9 = 34.0\%$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_8 = 0.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.65$ m	$K_1 = 0.446$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 20.84^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.441$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	49.9	60.7	19.0	36.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	19.7	10.7
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	99.4	103.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTALI (GEO)	S₉ = 49.9	M₉ = 60.7	P₉ = 138.2	M₈ = 150.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	54.9	66.8	148.1	163.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 138.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.106$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 19.9^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 82.9 > E_d = S_{9\text{equ}} = 54.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 164 > E_d = M_{9\text{equ}} = 66.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 163.5 > E_d = 66.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 91$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 47$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.23

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.417$. La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	36.9	36.9	21.5	22.9	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.63	7.10	2.58	6.40	131.3	122.4
2	24.0	24.0	0.0	48.7	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	7.17	103.8	146.7
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.1	125.0	125.0	-	2.15	4.03	3.83	4.62	16.0	-47.8
12	6.8	7.9	8.3	6.6	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.49	4.02	2.58	3.96	54.2	56.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

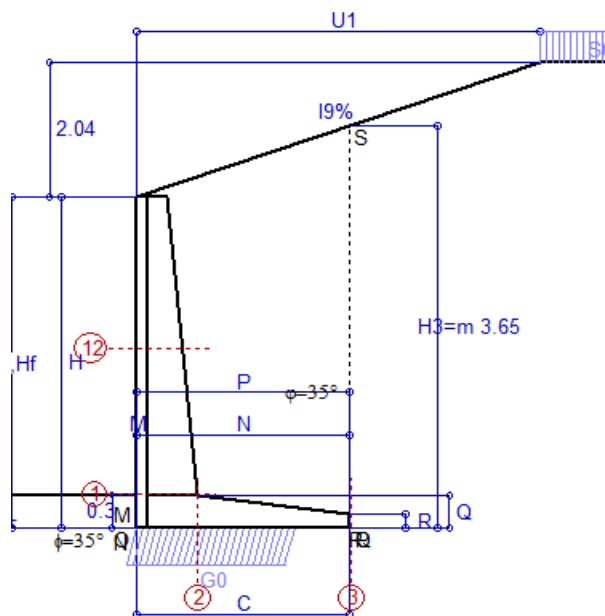
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.314$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
35.61	43.32	12.11	23.02
0.00	0.00	19.75	10.67
0.00	0.00	99.43	103.89
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.05	0.05
$S_9 = 35.61$	$M_9 = 43.32$	$P_9 = 131.33$	$M_8 = 137.63$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.177$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.581$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 131.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.44$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.091$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.51

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	27.7	20.4	22.3	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	78	2.04	38	0.000
2	18.0	0.0	53.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	69	2.75	40	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.1	4.03	3.83	0	0.00	40	0.000
12	5.1	8.0	6.2	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	34	0.86	38	0.000

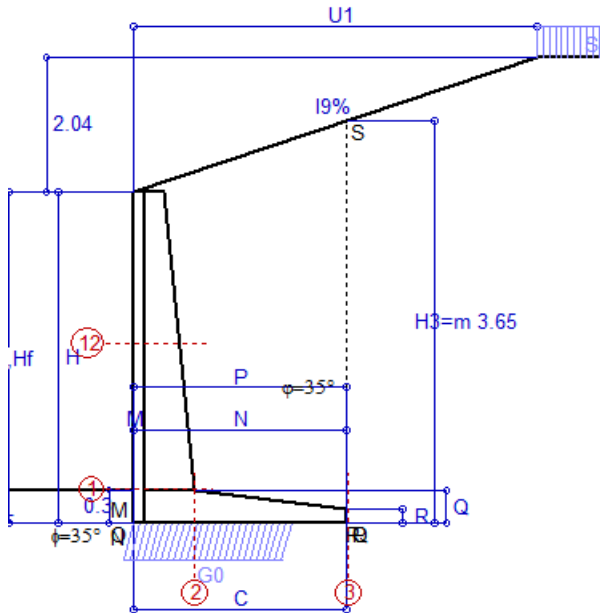
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.314$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
35.61	43.32	12.11	23.02
0.00	0.00	19.75	10.67
0.00	0.00	99.43	103.89
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.05	0.05
$S_9 = 35.61$	$M_9 = 43.32$	$P_9 = 131.33$	$M_8 = 137.63$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.177$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.581$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 131.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.44$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.091$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.51

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	27.7	20.4	22.3	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	78	2.04	38	0.000
2	18.0	0.0	53.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	69	2.75	40	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.1	4.03	3.83	0	0.00	40	0.000
12	5.1	8.0	6.2	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	34	0.86	38	0.000

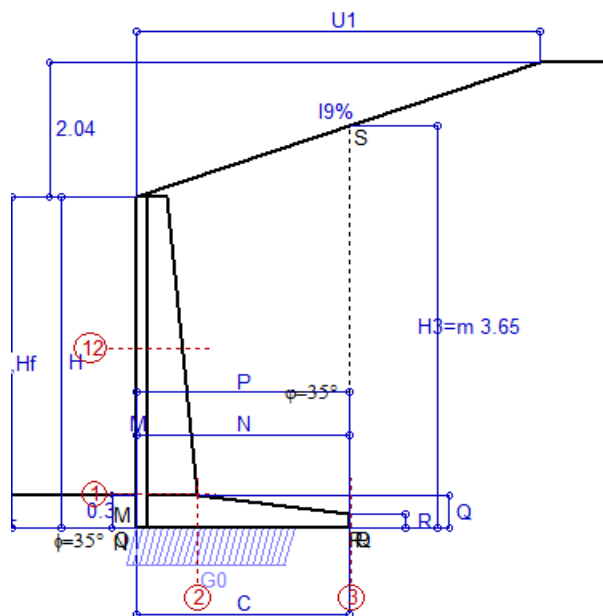
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.314$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.315$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
35.61	43.32	12.11	23.02
0.00	0.00	19.75	10.67
0.00	0.00	99.43	103.89
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.05	0.05
$S_9 = 35.61$	$M_9 = 43.32$	$P_9 = 131.33$	$M_8 = 137.63$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.177$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.581$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 131.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $C_8 = 1.44$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.091$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

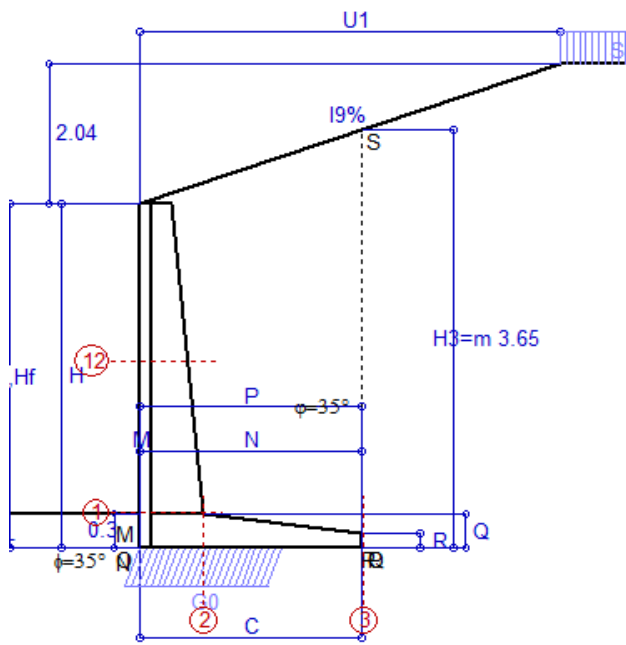
Freccia in cima al pannello mm 1.51

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	27.7	20.4	22.3	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	78	2.04	38	0.000
2	18.0	0.0	53.4	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	69	2.75	40	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.1	4.03	3.83	0	0.00	40	0.000
12	5.1	8.0	6.2	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	34	0.86	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 3.00$ m
 $C = 1.90$ m
 $F = 0.00$ m
 $M = 0.00$ m
 $N = 1.90$ m
 $P = 1.90$ m
 $Q = 0.29$ m
 $U_1 = 6.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u30NM
 Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 3.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $I_9 = 34.0\%$
 Pendenza del rilev. lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.65$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 21.81^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.411$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monobe-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	50.1	61.0	20.1	38.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.4	19.6	10.5
Peso terra e sovraccarico x 1	2.4	4.3	98.1	102.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-1.2*	-0.1*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 53.0	M₉ = 65.7	P₉ = 137.9	M₈ = 151.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 137.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.24$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.111$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 20.6^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 1.2 \times 0.5 = 77.8 > E_d = S_9 = 53$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 0.1) = 151 > E_d = 1.0 * M_9 = 65.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 151 > E_d = 65.6$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 93$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 45$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.441$. La spinta risulta applicata al 44.2% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 2.70

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	43.5	43.5	22.1	26.3	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.63	7.10	2.58	6.40	131.4	121.8
2	28.3	28.3	0.0	51.2	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	7.17	103.8	146.7
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.1	125.0	125.0	-	2.15	4.03	3.83	4.62	16.0	-47.8
12	8.8	10.1	8.4	8.3	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.50	4.02	2.58	3.96	54.2	56.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

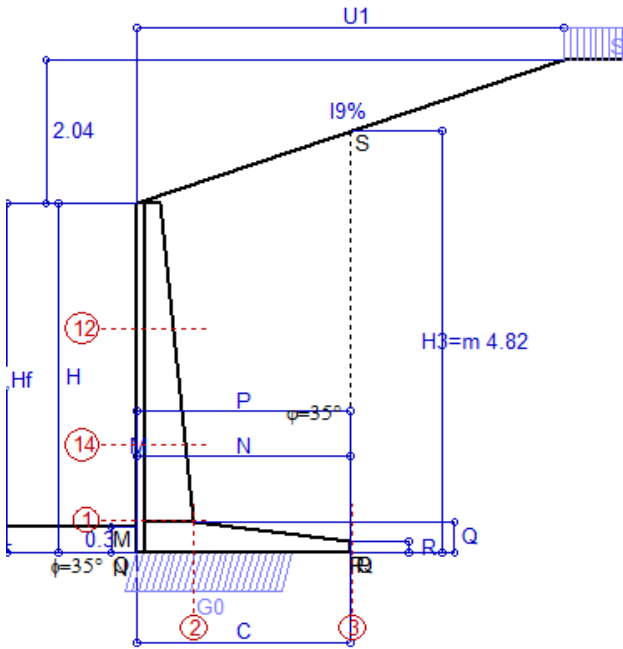
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m =$ 4.00 m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 =$ 4.00 m
$C =$ 2.40 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$ 4.00 m
$F =$ 0.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$ 20.0 kN/m ²
$M =$ 0.00 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$ 35°
$N =$ 2.40 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$ 18.0 kN/m ³
$P =$ 2.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$ 25.0 kN/m ³
$Q =$ 0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$ 0.70
$U_1 =$ 6.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 =$ 34.0%
$R =$ 0.12 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$ 0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (angolo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 =$ 0.336
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 =$ 4.82 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 =$ 21.41°
	$K_3 =$ 0.332

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	85.0	136.5	33.3	80.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	25.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	220.7	288.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	0.1	0.1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	85.0	136.5	291.4	393.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$ 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$ 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$ 291.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$ 1.77 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$ 0.165 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$ 16.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 204.0 > E_d = 1 * S_9 = 85$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 354 > E_d = 1.1 * M_9 = 150.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 184$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 107$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 5.31

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	83.1	83.1	43.2	39.3	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.64	10.05	3.14	5.68	220.2	122.0
2	54.0	54.0	0.0	100.8	35.0	29.8	125.0	125.0	-	5.21	16.21	4.52	8.03	176.4	179.8
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.0	125.0	125.0	-	2.34	4.03	4.52	5.33	16.8	-47.4
12	7.4	8.8	11.0	6.9	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.57	4.02	3.14	3.96	55.4	57.0
14	42.2	47.9	29.1	24.0	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.82	8.04	3.14	3.96	144.0	69.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

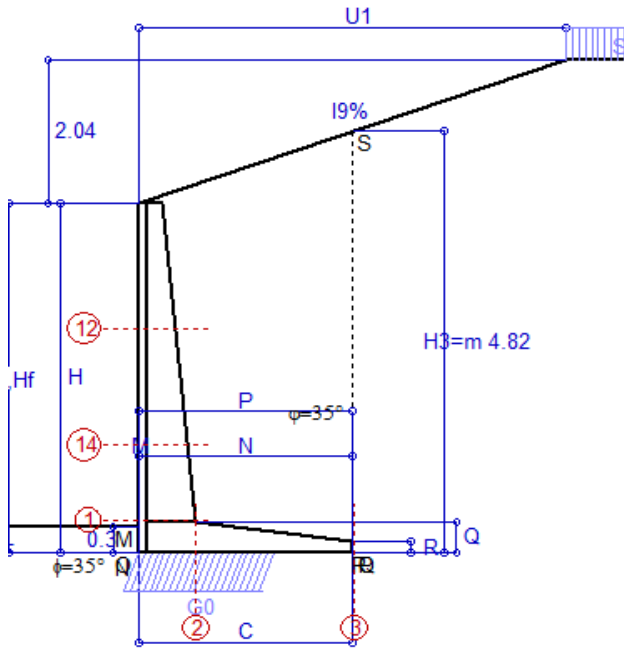
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34.0\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.82$ m	$K_1 = 0.451$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 21.15^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.445$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	87.9	141.2	34.0	81.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	28.7	19.8
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	169.8	221.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.1	0.1
TOTALI (GEO)	S₉ = 87.9	M₉ = 141.2	P₉ = 232.5	M₈ = 323.0
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	96.7	155.3	250.0	351.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 232.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.56$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.149$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 20.7^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 140.0 > E_d = S_{9\text{equ}} = 96.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 351 > E_d = M_{9\text{equ}} = 155.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 351.0 > E_d = 155.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 157$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 76$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.62

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.417$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	85.7	85.7	35.2	41.0	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.60	10.05	3.14	5.68	219.0	121.2
2	55.7	55.7	0.0	85.2	35.0	29.8	125.0	125.0	-	5.21	16.21	4.52	8.03	176.4	179.8
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.0	125.0	125.0	-	2.34	4.03	4.52	5.33	16.8	-47.4
12	7.6	9.0	8.8	7.2	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.56	4.02	3.14	3.96	55.2	56.9
14	43.6	49.4	23.6	25.0	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.79	8.04	3.14	3.96	143.3	69.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

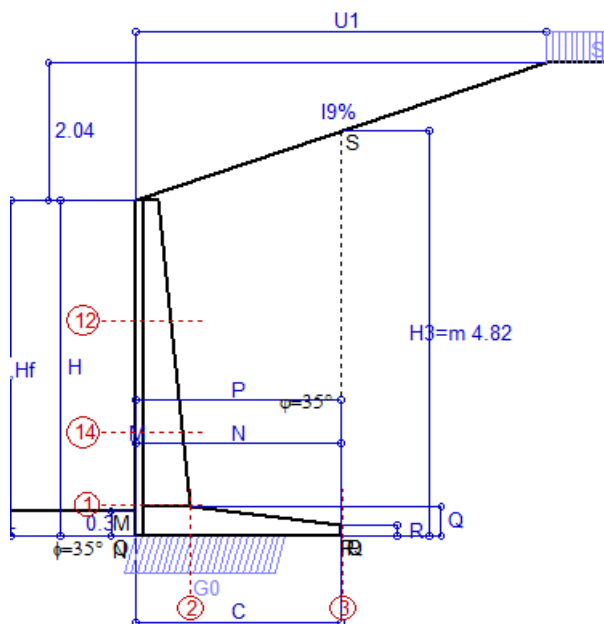
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{\text{Ed}}=M_{\text{Edu}}$ perché $\text{ctg}(\alpha)=\text{ctg}(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/108

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) $K_1 = 0.336$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.82$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.332$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
65.38	105.02	25.64	61.55
0.00	0.00	28.67	19.76
0.00	0.00	169.79	221.53
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.06	0.07
$S_9 = 65.38$	$M_9 = 105.02$	$P_9 = 224.15$	$M_8 = 302.91$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.884$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.400$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 224.15$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.77$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.127$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.93

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	64.3	33.2	41.1	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	110	3.06	38	0.000
2	41.8	0.0	97.0	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	93	3.94	40	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.0	4.03	4.52	0	0.00	40	0.000
12	5.7	8.5	6.8	114.0	41.0	34.1	4.02	3.14	37	0.93	38	0.000
14	32.6	22.4	25.2	115.8	54.3	45.6	8.04	3.14	85	2.37	38	0.000

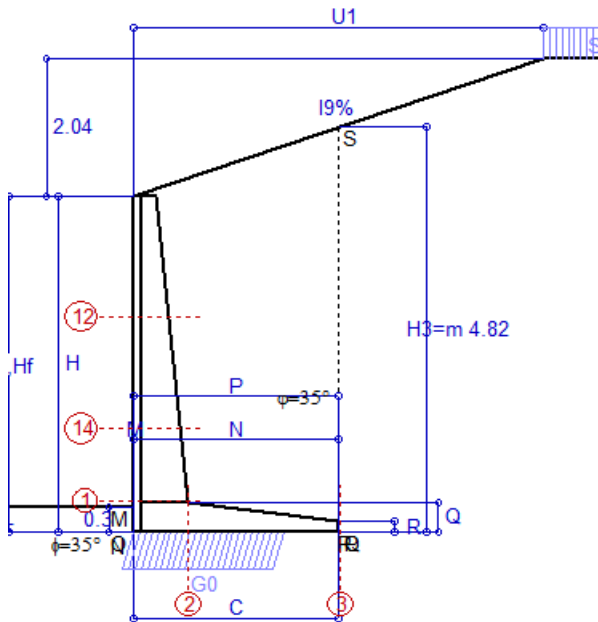
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.329$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.326$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
64.31	103.30	24.16	58.02
0.00	0.00	28.67	19.76
0.00	0.00	169.79	221.53
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.06	0.07
$S_9 = 64.31$	$M_9 = 103.30$	$P_9 = 222.68$	$M_8 = 299.37$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.898$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.424$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 222.68$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.76$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.126$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.93

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	64.3	33.2	41.1	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	110	3.06	38	0.000
2	41.8	0.0	96.6	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	93	3.94	40	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.0	4.03	4.52	0	0.00	40	0.000
12	5.7	8.5	6.8	114.0	41.0	34.1	4.02	3.14	37	0.93	38	0.000
14	32.6	22.4	25.2	115.8	54.3	45.6	8.04	3.14	85	2.37	38	0.000

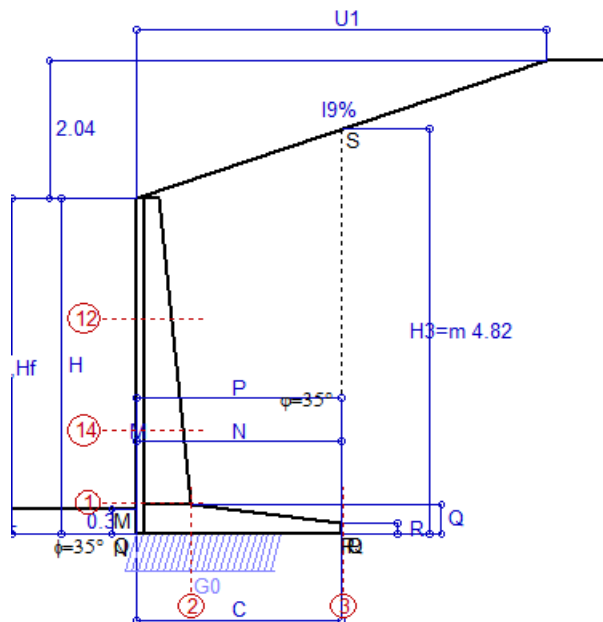
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 2.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.312$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.314$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
61.84	99.34	20.71	49.72
0.00	0.00	28.67	19.76
0.00	0.00	169.79	221.53
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.06	0.07
S₉ = 61.84	M₉ = 99.34	P₉ = 219.22	M₈ = 291.08

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.930$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.481$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 219.22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.75$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.125$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

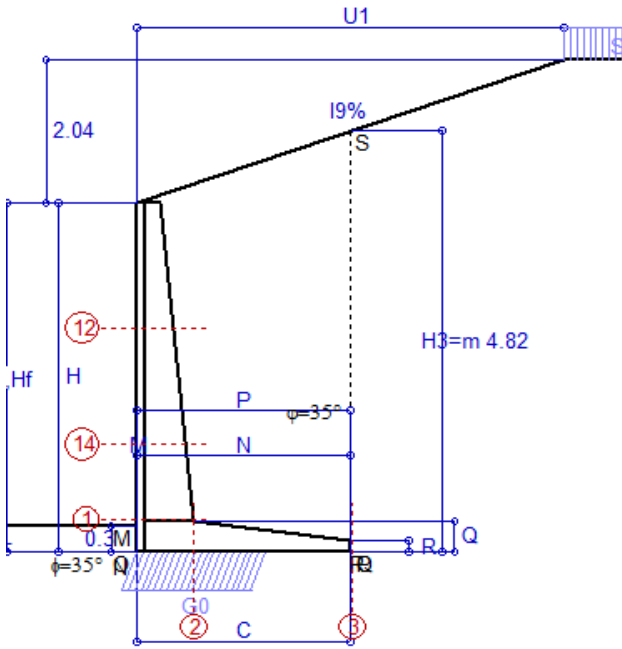
Freccia in cima al pannello mm 3.93

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	64.3	33.2	41.1	116.6	63.1	55.7	10.05	3.14	110	3.06	38	0.000
2	41.8	0.0	95.6	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	93	3.94	40	0.000
3	0.0	0.0	0.0	125.0	12.0	7.0	4.03	4.52	0	0.00	40	0.000
12	5.7	8.5	6.8	114.0	41.0	34.1	4.02	3.14	37	0.93	38	0.000
14	32.6	22.4	25.2	115.8	54.3	45.6	8.04	3.14	85	2.37	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 4.00$ m
 $C = 2.40$ m
 $F = 0.00$ m
 $M = 0.00$ m
 $N = 2.40$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 6.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u40NM
 Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 4.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $I_9 = 34.0\%$
 Pendenza del rilev. lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 4.00$ m

$H = 4.00$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.560$

$a_{\text{max}}/g = 0.135$

$\beta_m = 0.18$

$I_9 = 34.0\%$

$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.82$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 20.93^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.403$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoblocco-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	85.1	136.7	32.6	78.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.7	0.7	28.5	19.5
Peso terra e sovraccarico x 1	4.1	9.8	167.6	218.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.1	0.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-1.2*	-0.1*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 89.9	M₉ = 147.1	P₉ = 228.7	M₈ = 316.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 228.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.48$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.154$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 21.2^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 1.2 \times 0.5 = 128.7 > E_d = S_9 = 89.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 0.1) = 317 > E_d = 1.0 * M_9 = 147.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 316 > E_d = 147.1$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 158$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 71$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.441$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 6.82

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	101.1	101.1	36.4	46.8	63.1	55.7	116.6	16.6	73°, 1.0	4.60	10.05	3.14	5.68	219.2	120.2
2	65.7	65.7	0.0	88.2	35.0	29.8	125.0	125.0	-	5.21	16.21	4.52	8.03	176.4	179.8
3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	7.0	125.0	125.0	-	2.34	4.03	4.52	5.33	16.8	-47.4
12	10.3	12.1	9.0	9.4	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.56	4.02	3.14	3.96	55.2	56.7
14	52.8	59.6	24.3	29.2	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.79	8.04	3.14	3.96	143.4	68.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

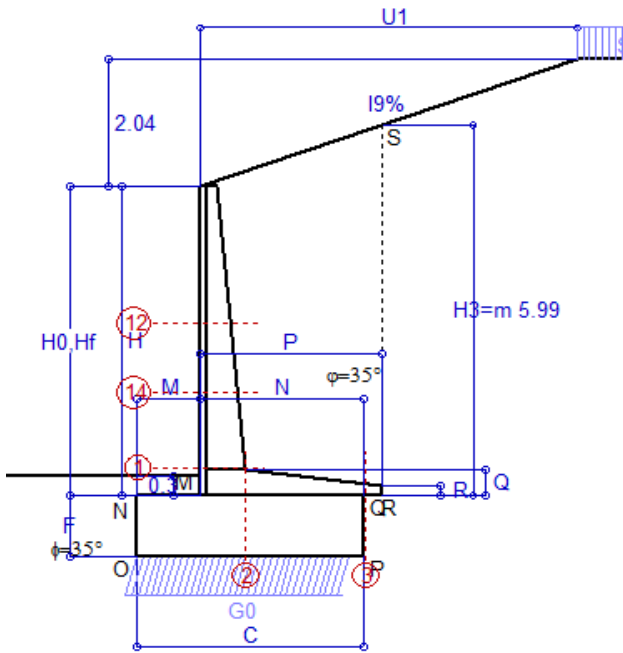
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.339$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 5.99$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 21.69^\circ$
	$K_3 = 0.334$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	132.1	395.6	52.5	204.9
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	95.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	335.5	860.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	32.2	10.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	210.6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 164.3	M₉ = 405.7	P₉ = 556.8	M₈ = 1,371.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 556.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.47$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.160$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 389.7 > E_d = 1 * S_9 = 164.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 1235 > E_d = 1.1 * M_9 = 446.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 264$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 176$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 8.08

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.1% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	160.8	160.8	63.7	61.6	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.92	14.51	3.14	7.32	369.3	185.5
2	104.5	104.5	0.0	138.4	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	9.2	9.2	0.0	25.1	18.6	13.3	125.0	125.0	-	3.41	7.03	5.34	6.63	40.9	87.5
12	23.4	26.9	20.8	15.9	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.29	6.28	3.14	3.96	103.0	65.4
14	70.5	79.0	39.1	34.3	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	3.14	3.96	225.5	75.3

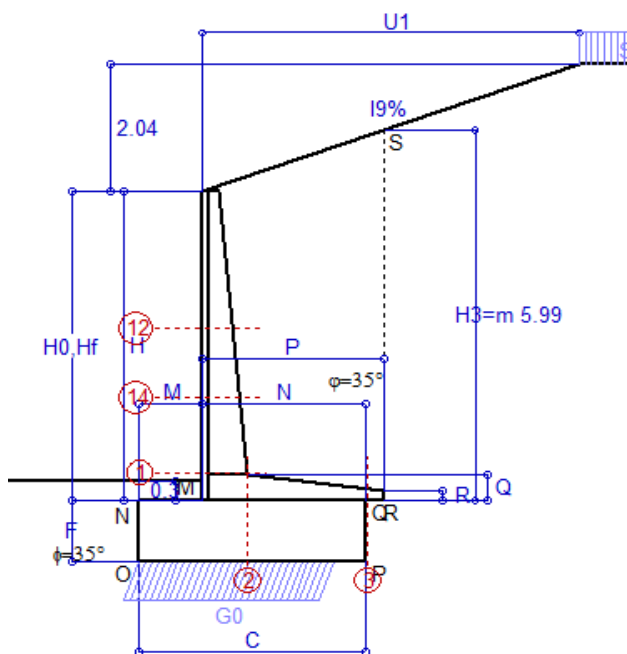
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.441$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 5.99$ m
	$O_3 = 20.49^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.436$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	133.2	399.0	49.8	194.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	73.8
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	258.1	661.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	34.9	11.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	90.0	162.0
TOTALI (GEO)	S₉ = 168.1	M₉ = 410.8	P₉ = 437.7	M₈ = 1,091.8
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	184.9	451.9	455.5	1,153.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 437.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.11$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.141$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 21.0^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 255.1 > E_d = S_{9\text{equ}} = 184.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 1154 > E_d = M_{9\text{equ}} = 451.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 633.5 > E_d = 305.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 226$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 122$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 8.59

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.417$. La spinta risulta applicata al 39.1% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	165.8	165.8	52.3	64.3	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.87	14.51	3.14	7.32	367.1	184.5
2	107.8	107.8	0.0	120.4	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	7.3	7.3	0.0	20.0	18.6	13.3	125.0	125.0	-	3.41	7.03	5.34	6.63	40.9	87.5
12	24.1	27.8	16.8	16.6	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.27	6.28	3.14	3.96	102.6	65.1
14	72.7	81.5	31.9	35.7	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.65	11.37	3.14	3.96	224.4	74.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

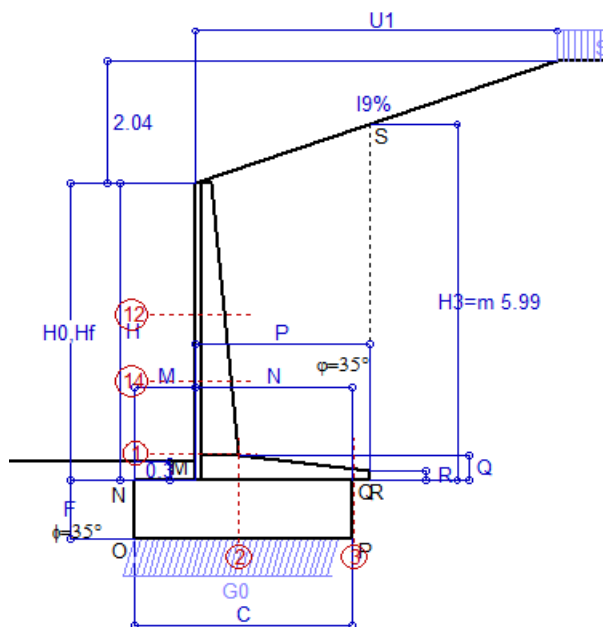
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/108

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.339$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.334$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
101.59	304.29	40.41	157.58
0.00	0.00	39.78	73.75
0.00	0.00	258.10	661.84
24.79	7.82	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	162.00
$S_9 = 126.38$	$M_9 = 312.11$	$P_9 = 428.28$	$M_8 = 1,055.17$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.381$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.372$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 428.28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.47$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.123$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.82

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.1% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	124.4	49.0	65.6	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	128	3.90	38	0.082
2	80.9	0.0	135.4	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	114	5.07	41	0.000
3	7.1	0.0	26.3	125.0	18.6	13.3	7.03	5.34	76	3.51	41	0.000
12	18.1	16.0	16.3	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	65	1.72	38	0.000
14	54.5	30.1	36.5	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	91	2.81	38	0.000

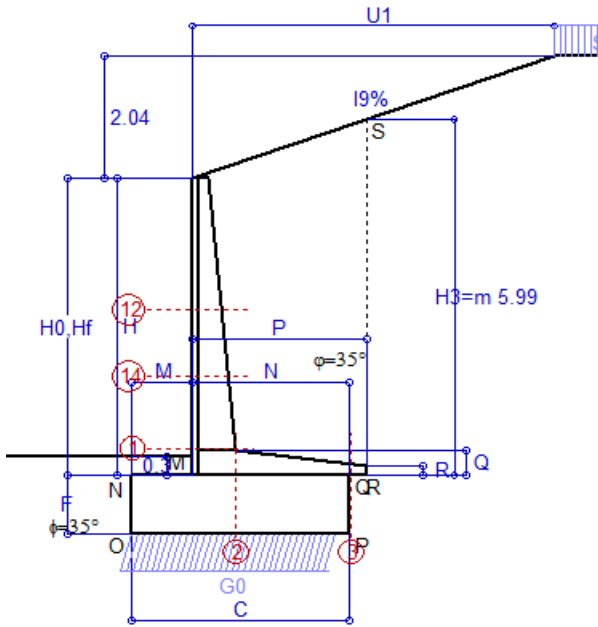
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.329$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.327$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
99.39	297.72	37.40	145.85
0.00	0.00	39.78	73.75
0.00	0.00	258.10	661.84
24.25	7.65	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	162.00
$S_9 = 123.64$	$M_9 = 305.36$	$P_9 = 425.27$	$M_8 = 1,043.44$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.417$
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.408$
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 425.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.47$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.123$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.82

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.1% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	124.4	49.0	65.6	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	128	3.90	38	0.082
2	80.9	0.0	134.7	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	114	5.07	41	0.000
3	7.0	0.0	26.1	125.0	18.6	13.3	7.03	5.34	76	3.48	41	0.000
12	18.1	16.0	16.3	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	65	1.72	38	0.000
14	54.5	30.1	36.5	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	91	2.81	38	0.000

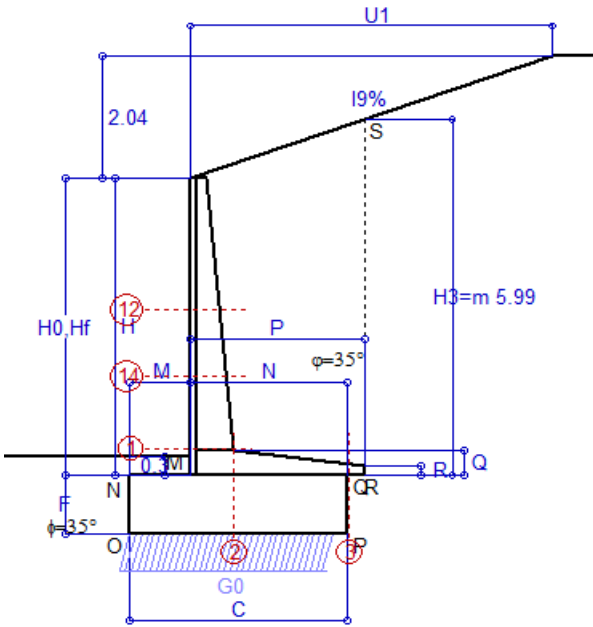
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.304$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.307$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
93.50	280.06	29.06	113.35
0.00	0.00	39.78	73.75
0.00	0.00	258.10	661.84
22.81	7.19	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	162.00
$S_9 = 116.31$	$M_9 = 287.25$	$P_9 = 416.94$	$M_8 = 1,010.94$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.519$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.509$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 416.94$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.47$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.120$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

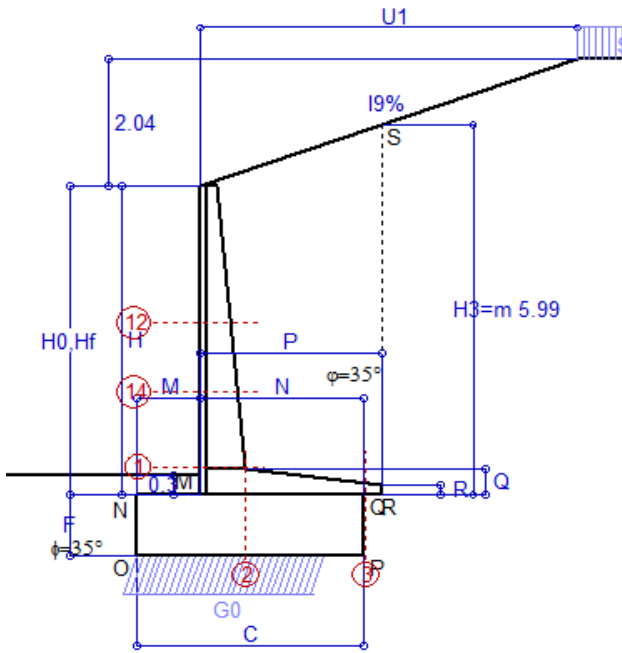
Freccia in cima al pannello mm 5.82

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.1% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	124.4	49.0	65.6	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	128	3.90	38	0.082
2	80.9	0.0	132.7	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	114	5.07	41	0.000
3	6.8	0.0	25.5	125.0	18.6	13.3	7.03	5.34	74	3.39	41	0.000
12	18.1	16.0	16.3	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	65	1.72	38	0.000
14	54.5	30.1	36.5	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	91	2.81	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

- $H_m = 5.00$ m
- $C = 3.60$ m
- $F = 1.00$ m
- $M = 1.00$ m
- $N = 2.60$ m
- $P = 2.90$ m
- $Q = 0.41$ m
- $U_1 = 6.0$ m
- $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prefabbricato tipo u50NM**
- Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 5.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra $= \text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
- Pendenza del rilevato vicino al muro $I_9 = 34.0\%$
- Pendenza del rilev. lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.418$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H_3 = 5.99$ m
- $O_3 = 19.66^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.397$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
- (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	126.8	379.9	45.3	176.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.0	2.0	39.5	72.9
Peso terra e sovraccarico x 1	6.2	24.6	254.8	653.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	33.9	11.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.2	1.1	88.9	160.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-21.8*	-9.5*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	170.0	419.3	428.5	1,063.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 428.5$ kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.140$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 19.1^\circ$
- Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 21.8 \times 0.5 = 250.9 > E_d = S_9 = 170$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 9.5) = 1063 > E_d = 1.0 * M_9 = 419.3$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 564 > E_d = 272.5$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 228$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 112$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 10.48
 A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').
 Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.450$. La spinta risulta applicata al 38.7% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	197.0	197.0	54.8	74.5	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.88	14.51	3.14	7.32	367.6	181.3
2	128.0	128.0	0.0	131.4	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	7.8	7.8	0.0	21.4	18.6	13.3	125.0	125.0	-	3.41	7.03	5.34	6.63	40.9	87.5
12	31.4	35.9	17.2	20.4	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.27	6.28	3.14	3.96	102.6	64.7
14	88.6	99.0	32.9	41.5	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.65	11.37	3.14	3.96	224.6	73.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

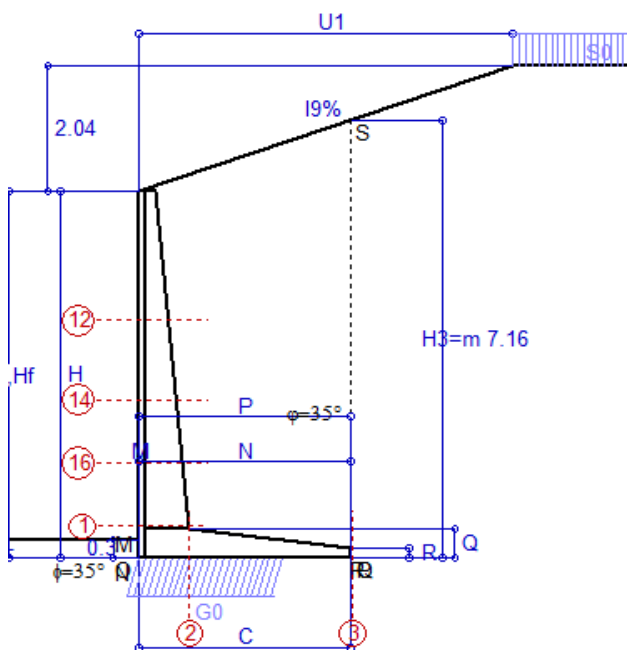
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha)=\text{ctg}(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 3.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (angolo a cavallo di R-S)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.16$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 21.04^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.330$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	186.2	444.4	71.7	243.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	69.0
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	474.8	866.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	0.1	0.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 186.2	M₉ = 444.4	P₉ = 614.0	M₈ = 1,179.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 614.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.39$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.256$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 429.8 > E_d = 1 * S_9 = 186.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 1062 > E_d = 1.1 * M_9 = 488.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 398$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 216$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 16.74

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 38.2% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	275.8	275.8	87.7	88.1	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.48	20.80	4.52	9.01	594.7	257.0
2	179.3	179.3	0.0	228.2	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	9.6	125.0	125.0	-	3.41	6.29	6.16	7.86	29.8	-67.8
12	20.6	24.1	19.4	14.6	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.33	6.28	4.52	3.96	100.2	63.4
14	74.8	84.7	40.5	35.7	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.94	12.57	4.52	3.96	250.6	76.0
16	156.6	176.7	62.4	59.5	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.44	18.25	4.52	5.07	438.3	116.2

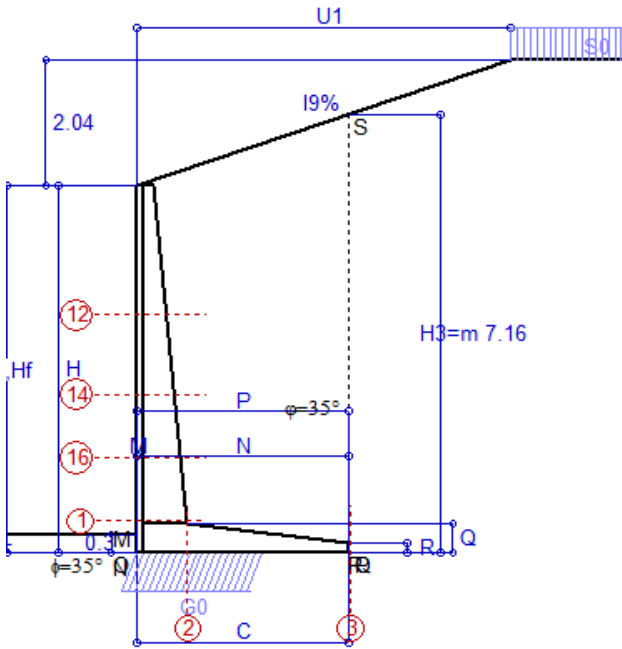
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m =$	6.00 m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	3.40 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.00 m
$F =$	0.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	0.00 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) =$	$\phi =$	29.26°
$N =$	3.40 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	3.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.48 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.560
$U_1 =$	6.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 =$	34.0%
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 =$	0.427
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 =$	7.16 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 =$	19.50°
	$K_3 =$	0.425

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	185.3	442.3	65.6	223.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	51.9	53.1
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	365.2	666.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.1	0.1
TOTALI (GEO)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	185.3	442.3	482.8	943.0
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	203.9	486.5	520.7	1,026.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	0.00 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	482.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.07 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_f =$	0.233 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	21.0°			

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 291.6 > E_d = S_{9\text{equ}} = 203.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 1027 > E_d = M_{9\text{equ}} = 486.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 1026.0 > E_d = 486.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 336$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 147$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 17.99

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.442$. La spinta risulta applicata al 36.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	291.5	291.5	75.0	98.8	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.42	20.80	4.52	9.01	591.8	246.1
2	189.5	189.5	0.0	191.8	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	9.6	125.0	125.0	-	3.41	6.29	6.16	7.86	29.8	-67.8
12	21.2	24.8	15.6	15.2	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.52	3.96	99.9	63.1
14	77.1	87.4	33.0	37.2	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.91	12.57	4.52	3.96	249.5	75.4
16	161.5	183.3	51.2	62.1	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.39	18.25	4.52	5.07	436.3	115.2

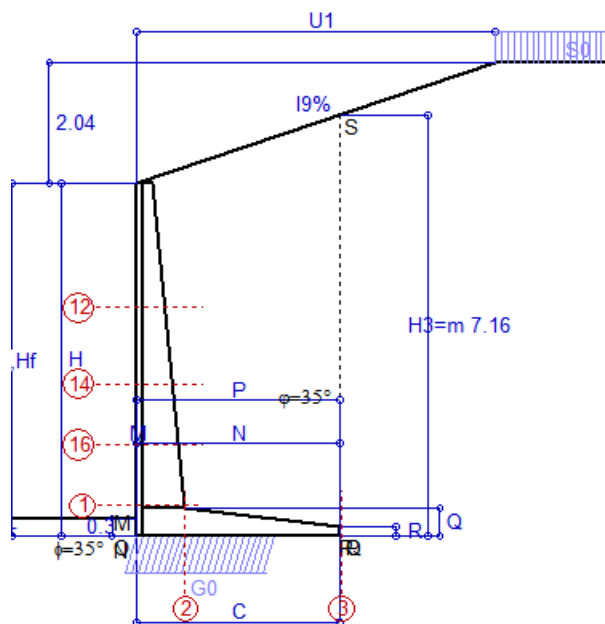
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.333$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.330$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
143.26	341.87	55.12	187.47
0.00	0.00	51.89	53.05
0.00	0.00	365.21	666.62
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.09	0.14
$S_9 = 143.26$	$M_9 = 341.87$	$P_9 = 472.31$	$M_8 = 907.29$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.654$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.308$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 472.31$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.39$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.197$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 12.50

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 38.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	213.5	67.5	95.7	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	137	4.74	40	0.097
2	138.8	0.0	220.2	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	122	5.81	42	0.098
3	0.0	0.0	0.0	125.0	15.0	9.6	6.29	6.16	0	0.00	42	0.000
12	15.9	14.9	14.8	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	59	1.59	38	0.000
14	57.9	31.1	38.1	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	87	2.81	38	0.000
16	121.2	48.0	64.4	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	105	3.68	38	0.062

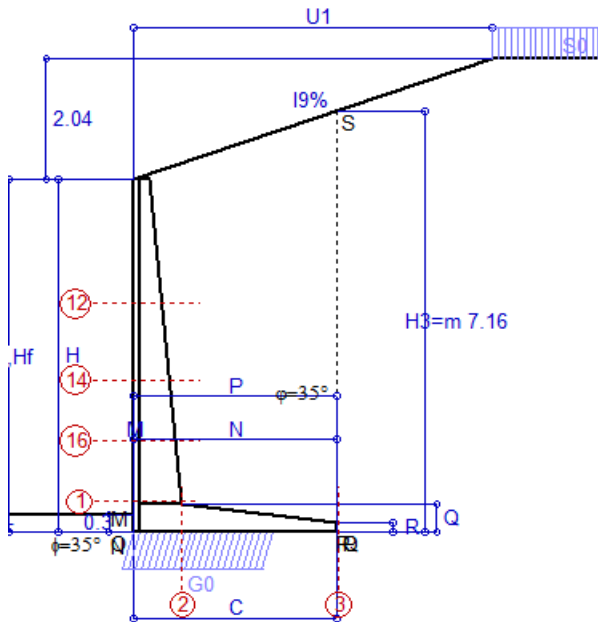
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.322$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.321$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
139.83	333.67	50.36	171.28
0.00	0.00	51.89	53.05
0.00	0.00	365.21	666.62
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.09	0.14
$S_9 = 139.83$	$M_9 = 333.67$	$P_9 = 467.55$	$M_8 = 891.10$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.671$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.341$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 467.55$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.38$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.196$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 12.50

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 38.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	213.5	67.5	95.7	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	137	4.74	40	0.097
2	138.8	0.0	218.7	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	122	5.81	42	0.098
3	0.0	0.0	0.0	125.0	15.0	9.6	6.29	6.16	0	0.00	42	0.000
12	15.9	14.9	14.8	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	59	1.59	38	0.000
14	57.9	31.1	38.1	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	87	2.81	38	0.000
16	121.2	48.0	64.4	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	105	3.68	38	0.062

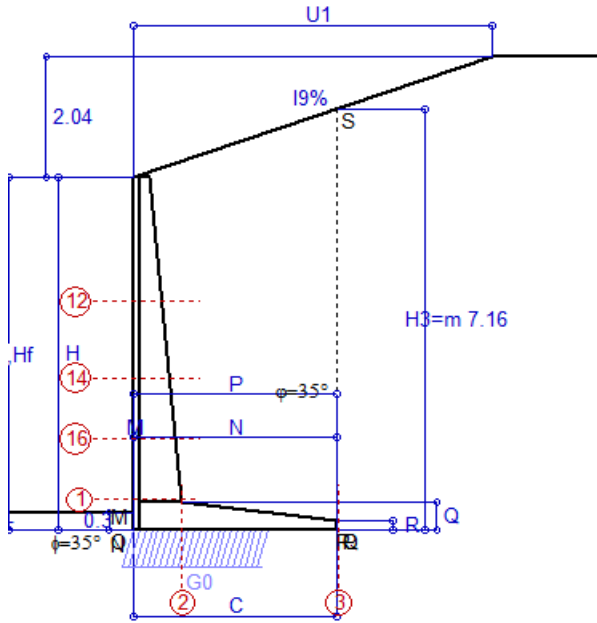
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.293$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.299$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
130.18	310.64	36.50	124.15
0.00	0.00	51.89	53.05
0.00	0.00	365.21	666.62
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.09	0.14
$S_9 = 130.18$	$M_9 = 310.64$	$P_9 = 453.69$	$M_8 = 843.97$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.717$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.440$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 453.69$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.35$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.193$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

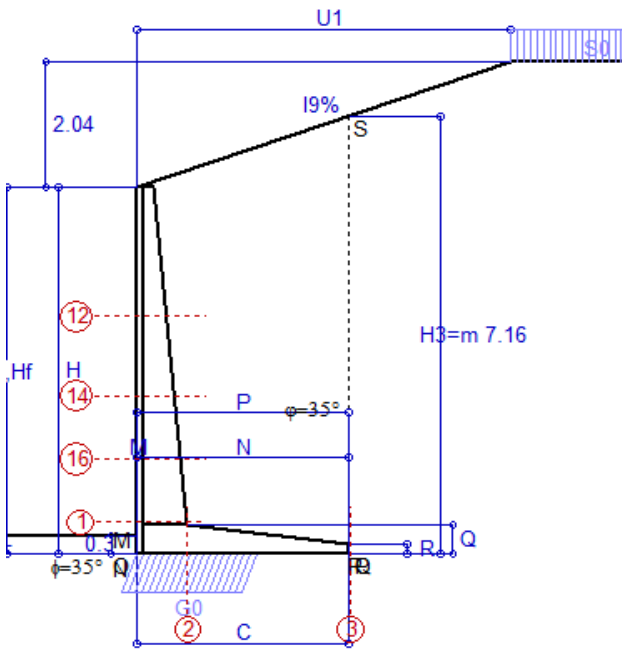
Freccia in cima al pannello mm 12.50

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 38.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	213.5	67.5	95.7	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	137	4.74	40	0.097
2	138.8	0.0	214.1	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	122	5.81	42	0.098
3	0.0	0.0	0.0	125.0	15.0	9.6	6.29	6.16	0	0.00	42	0.000
12	15.9	14.9	14.8	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	59	1.59	38	0.000
14	57.9	31.1	38.1	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	87	2.81	38	0.000
16	121.2	48.0	64.4	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	105	3.68	38	0.062

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 6.00$ m
 $C = 3.40$ m
 $F = 0.00$ m
 $M = 0.00$ m
 $N = 3.40$ m
 $P = 3.40$ m
 $Q = 0.48$ m
 $U_1 = 6.0$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u60NM
 Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 6.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato vicino al muro $I_9 = 34.0\%$
 Pendenza del rilev. lontano dal muro $I_8 = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.16$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 18.28^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.391$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 2.87$
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	174.9	417.4	57.8	196.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.3	1.6	51.5	52.4
Peso terra e sovraccarico x 1	8.8	31.1	360.6	658.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	0.1	0.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-1.2*	-0.1*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S₉ = 184.9	M₉ = 450.1	P₉ = 470.0	M₈ = 907.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 470.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.95$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.241$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 21.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 1.2 \times 0.5 = 263.8 > E_d = S_9 = 184.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 0.1) = 908 > E_d = 1.0 * M_9 = 450.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 907 > E_d = 449.9$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 335$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 134$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

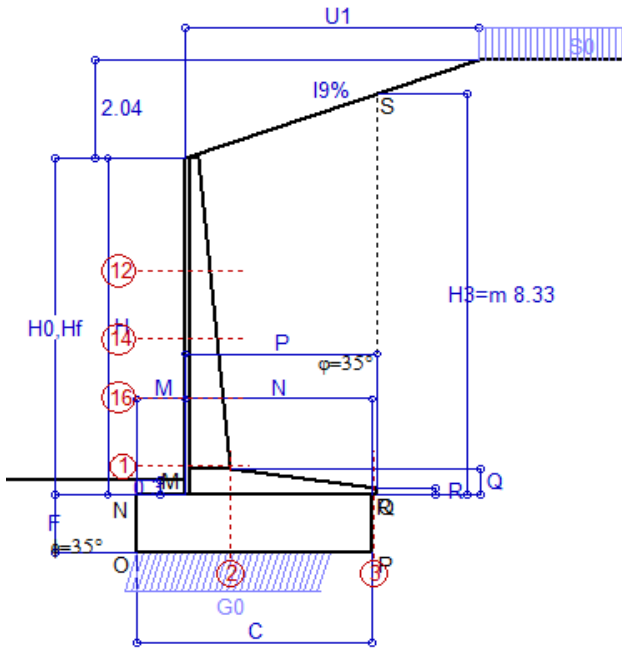
Freccia in cima al pannello mm 21.56
 A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').
 Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.448$. La spinta risulta applicata al 38.1% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	338.4	338.4	75.7	105.4	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.43	20.80	4.52	9.01	592.0	253.0
2	220.0	220.0	0.0	200.0	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	9.6	125.0	125.0	-	3.41	6.29	6.16	7.86	29.8	-67.8
12	29.4	33.8	16.0	19.3	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.52	3.96	99.9	62.7
14	96.6	108.8	34.1	43.8	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.91	12.57	4.52	3.96	249.7	74.6
16	196.1	220.5	53.7	72.7	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.40	18.25	4.52	5.07	436.7	112.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.324$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 8.33$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 20.03^\circ$
	$K_3 = 0.323$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	247.1	982.4	90.1	441.5
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	186.6
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	638.0	1,968.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	69.6	36.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	187.2	449.3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 316.7	M₉ = 1,019.0	P₉ = 1,000.5	M₈ = 3,045.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1000.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.05$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.247$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 700.3 > E_d = 1 * S_9 = 316.7$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 2741 > E_d = 1.1 * M_9 = 1120.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 525$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 289$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 24.92

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.321$. La spinta risulta applicata al 37.0% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	437.4	437.4	117.0	122.7	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.96	26.61	4.52	10.70	854.2	342.0
2	284.3	284.3	0.0	297.2	55.0	49.5	125.0	125.0	90°, 1.7	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	336.9
3	1.4	1.4	0.0	-2.0	16.3	10.8	125.0	125.0	-	3.73	7.54	7.10	8.30	36.6	-78.0
12	27.0	30.6	22.5	17.6	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.65	7.60	4.52	3.96	126.0	66.5
14	98.2	110.5	47.2	43.3	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.62	15.21	4.52	3.96	329.7	80.3
16	215.3	242.5	75.4	73.7	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.46	22.81	4.52	5.07	589.7	122.3

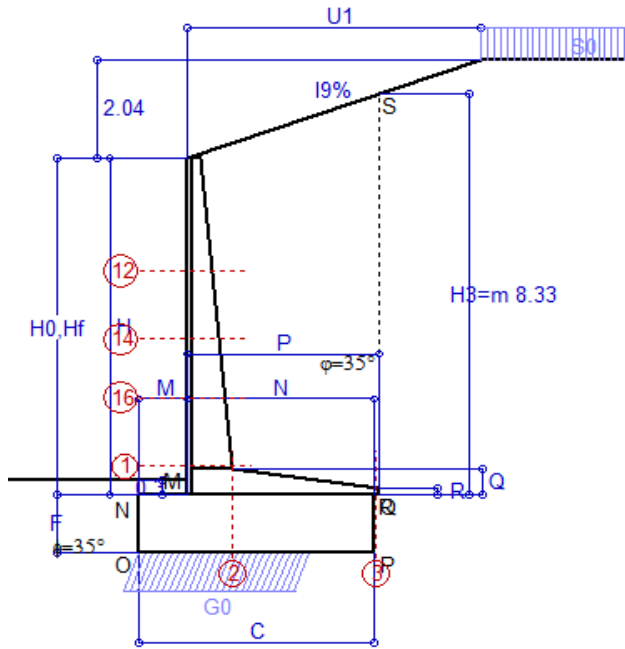
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.560$
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_9 = 34.0\%$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_8 = 0.0\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.412$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 8.33$ m
	$O_3 = 18.37^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.413$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	243.9	969.6	81.0	396.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	143.5
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	490.8	1,513.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	69.7	37.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	144.0	345.6
TOTALI (GEO)	S₉ = 313.6	M₉ = 1,006.8	P₉ = 781.3	M₈ = 2,399.9
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	344.9	1,107.5	817.5	2,542.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 781.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.57$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.219$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 21.9^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 457.8 > E_d = S_{9\text{equ}} = 344.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 2542 > E_d = M_{9\text{equ}} = 1107.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 1543.1 > E_d = 785.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 443$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 195$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 26.98

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.444$. La spinta risulta applicata al 36.6% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	466.3	466.3	99.4	134.1	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.89	26.61	4.52	10.70	849.7	336.1
2	303.1	303.1	0.0	249.5	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3
3	1.1	1.1	0.0	-1.6	16.3	10.8	125.0	125.0	-	3.73	7.54	7.10	8.30	36.6	-78.0
12	27.8	31.6	18.2	18.4	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.63	7.60	4.52	3.96	125.5	66.2
14	101.3	114.1	38.6	45.2	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.58	15.21	4.52	3.96	328.4	79.5
16	225.3	255.3	64.0	82.0	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.41	22.81	4.52	5.07	587.4	121.1

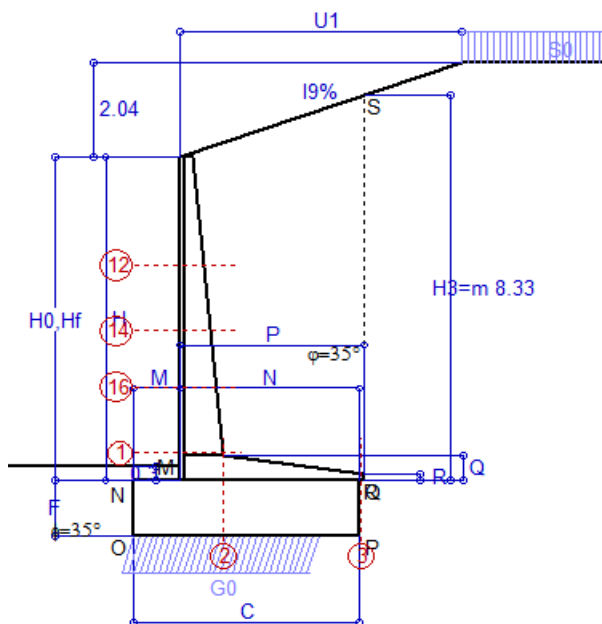
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.324$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.323$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
190.10	755.72	69.31	339.64
0.00	0.00	65.50	143.53
0.00	0.00	490.78	1,513.84
53.52	28.10	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 243.62$	$M_9 = 783.82$	$P_9 = 769.60$	$M_8 = 2,342.61$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.989$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.211$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 769.60$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.05$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.190$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 17.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 18.62

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.320$. La spinta risulta applicata al 37.1% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	338.3	89.8	133.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	151	5.79	40	0.114
2	219.9	0.0	292.5	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	132	6.56	42	0.130
3	1.1	0.0	0.0	125.0	16.3	10.8	7.54	7.10	13	0.72	42	0.000
12	20.9	17.3	18.1	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	62	1.77	38	0.000
14	76.0	36.3	46.2	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	87	2.95	38	0.043
16	166.8	58.0	80.6	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	107	4.10	38	0.069

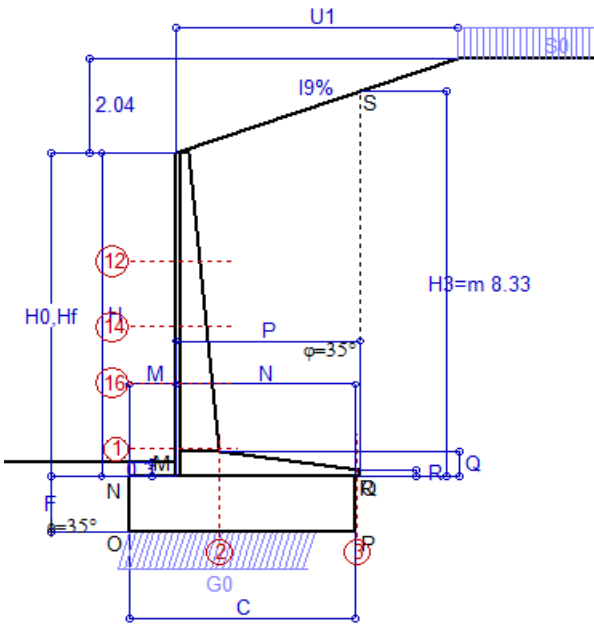
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.33$ m	$K_1 = 0.314$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.314$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
185.36	736.87	62.64	306.95
0.00	0.00	65.50	143.53
0.00	0.00	490.78	1,513.84
52.19	27.40	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 237.55$	$M_9 = 764.28$	$P_9 = 762.93$	$M_8 = 2,309.93$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.022$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.248$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 762.93$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.05$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.188$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 17.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 18.60

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.318$. La spinta risulta applicata al 37.2% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	337.9	89.4	132.7	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	151	5.78	40	0.114
2	219.6	0.0	290.1	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	132	6.55	42	0.130
3	1.1	0.0	0.0	125.0	16.3	10.8	7.54	7.10	12	0.71	42	0.000
12	20.9	17.3	18.1	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	62	1.77	38	0.000
14	76.0	36.3	46.2	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	87	2.95	38	0.043
16	166.8	58.0	80.6	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	107	4.10	38	0.069

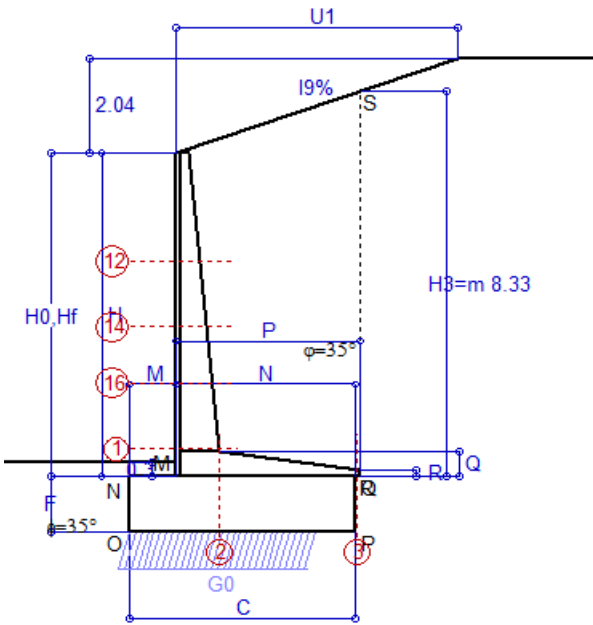
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.284$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.291$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
171.79	682.91	42.80	209.74
0.00	0.00	65.50	143.53
0.00	0.00	490.78	1,513.84
48.36	25.40	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 220.15$	$M_9 = 708.31$	$P_9 = 743.09$	$M_8 = 2,212.71$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.124$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.363$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 743.09$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.05$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.184$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

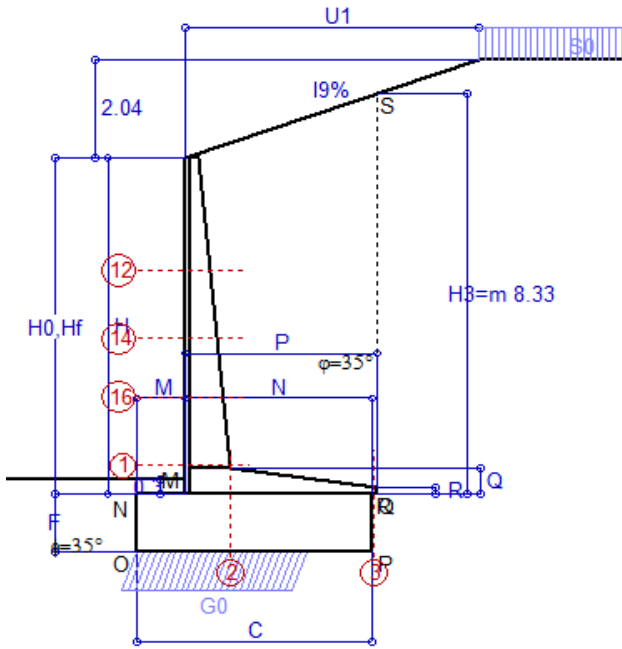
Freccia in cima al pannello mm 18.57

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 37.5% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	337.0	88.8	131.4	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	150	5.76	40	0.113
2	219.0	0.0	283.4	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	131	6.54	42	0.129
3	1.0	0.0	0.0	125.0	16.3	10.8	7.54	7.10	12	0.68	42	0.000
12	20.9	17.3	18.1	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	62	1.77	38	0.000
14	76.0	36.3	46.2	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	87	2.95	38	0.043
16	166.8	58.0	80.6	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	107	4.10	38	0.069

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 7.00$ m
 $C = 4.80$ m
 $F = 1.20$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 3.80$ m
 $P = 3.90$ m
 $Q = 0.55$ m
 $U_1 = 6.0$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u70NM
 Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilev. lontano dal muro

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 7.00$ m
 $H = 7.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{\text{max}}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $I_g = 34.0\%$
 $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal)
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0.384$
 $H_3 = 8.33$ m
 $O_3 = 16.91^\circ$
 $K_3 = 0.386$
 $K_p = 2.87$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	229.3	911.4	69.7	341.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.6	4.2	65.0	141.8
Peso terra e sovraccarico x 1	11.8	62.7	484.6	1,495.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	65.8	35.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.5	2.1	142.3	341.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-29.1*	-14.5*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 311.9	M₉ = 1,015.7	P₉ = 761.6	M₈ = 2,320.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 761.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.46$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.220$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 20.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 29.1 \times 0.5 = 441.0 > E_d = S_9 = 311.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 14.5) = 2320 > E_d = 1.0 * M_9 = 1015.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1359 > E_d = 687.1$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 442$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 177$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').
 Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.443$. La spinta risulta applicata al 37.7% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 31.94

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	532.6	532.6	99.4	140.6	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.89	26.61	4.52	10.70	849.7	338.2
2	346.2	346.2	0.0	282.9	55.0	49.5	125.0	125.0	90°, 1.6	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	317.1
3	1.2	1.2	0.0	-1.7	16.3	10.8	125.0	125.0	-	3.73	7.54	7.10	8.30	36.6	-78.0
12	39.3	44.2	18.7	23.5	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.63	7.60	4.52	3.96	125.6	65.8
14	128.6	144.1	40.1	54.0	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.59	15.21	4.52	3.96	328.6	78.5
16	272.0	304.9	65.0	90.0	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.42	22.81	4.52	5.07	587.6	118.5

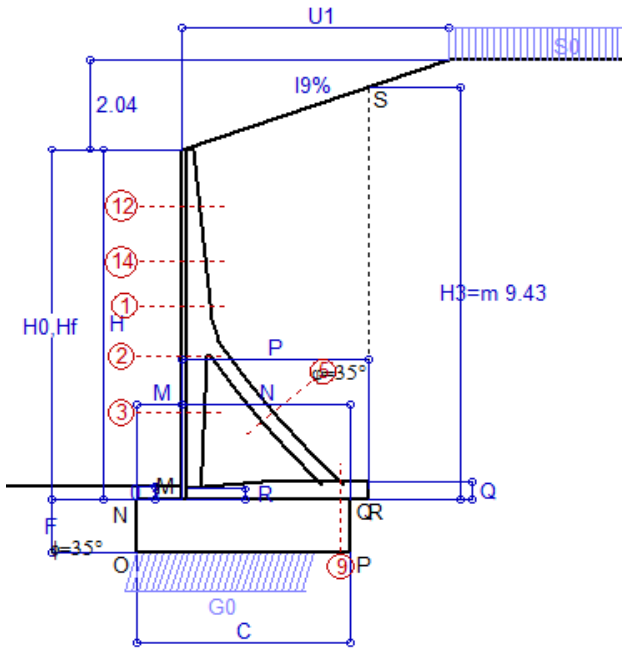
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 34.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (angolo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.317$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 9.43$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 19.06^\circ$
	$K_3 = 0.317$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	311.1	1,351.2	107.5	558.9
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	94.2	209.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	788.6	2,553.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	52.1	18.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	187.2	449.3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 363.3	M₉ = 1,369.8	P₉ = 1,177.5	M₈ = 3,770.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1177.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.08$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.289$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 824.2 > E_d = 1 * S_9 = 363.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 3394 > E_d = 1.1 * M_9 = 1506.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 634$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 356$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 0.65

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	82.7	95.1	43.7	38.8	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	276.0	81.9
2	31.2	40.8	292.9	-102.6	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.14	6.57	6.50	10.44	178.5	-176.2
3	-59.5	-59.5	325.5	-39.1	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.96	4.02	6.50	4.54	-173.2	-76.4
5	-16.9	-16.9	-297.8	28.3	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.22	9.11	10.05	5.69	-58.7	55.7
9	87.9	87.9	0.0	127.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	5.6	6.7	9.5	5.5	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.58	4.02	4.15	4.02	54.4	56.2
14	33.0	38.7	25.8	20.6	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.72	8.04	4.15	4.02	145.0	70.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

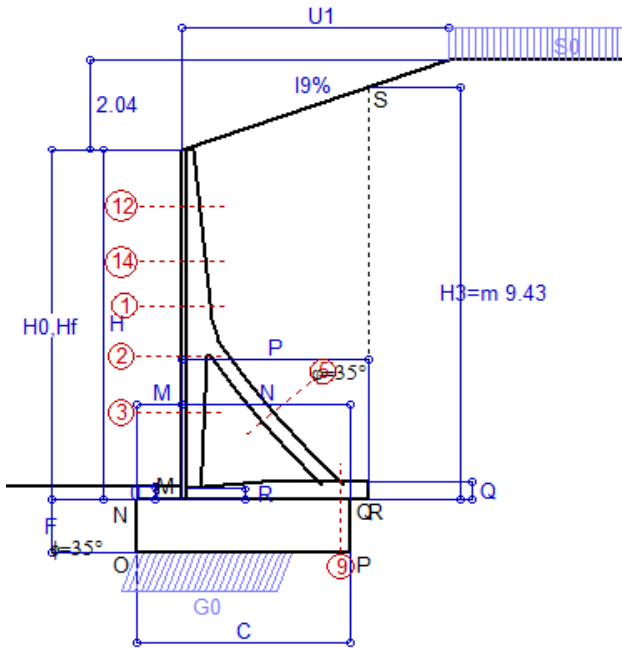
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.560$
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_9 = 34.0\%$
$U_1 = 6.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_8 = 0.0\%$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.401$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 9.43$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 17.41^\circ$
	$K_3 = 0.404$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	305.8	1,328.0	95.9	498.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	72.4	161.3
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	606.6	1,963.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	55.9	21.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	144.0	345.6
TOTALI (GEO)	S₉ = 361.7	M₉ = 1,349.6	P₉ = 918.9	M₈ = 2,969.3
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	397.9	1,484.6	967.5	3,164.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 918.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.53$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.261$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 21.5^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_{9\text{equ}} * R_0 = 541.8 > E_d = S_{9\text{equ}} = 397.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (M_{8\text{equ}}) = 3165 > E_d = M_{9\text{equ}} = 1484.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 2015.8 > E_d = 1080.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 541$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 234$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.67

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.417$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	85.2	98.0	35.7	40.5	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	274.7	81.2
2	28.6	38.5	304.2	-110.9	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.19	6.57	6.50	10.44	180.2	-175.5
3	-62.1	-62.1	336.0	-35.7	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.24	4.02	6.50	4.54	-175.5	-77.1
5	-13.3	-13.3	-319.0	22.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.04	9.11	10.05	5.69	-56.2	55.7
9	71.6	71.6	0.0	104.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	5.8	6.9	7.5	5.7	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.57	4.02	4.15	4.02	54.3	56.1
14	34.0	39.9	20.9	21.4	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.69	8.04	4.15	4.02	144.4	70.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

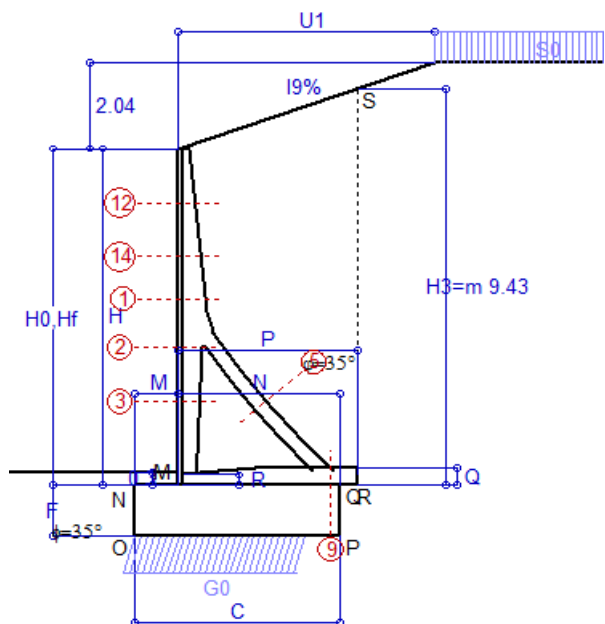
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.317$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.317$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
239.34	1,039.36	82.68	429.92
0.00	0.00	72.44	161.28
0.00	0.00	606.62	1,963.87
40.10	14.34	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 279.44$	$M_9 = 1,053.70$	$P_9 = 905.74$	$M_8 = 2,900.67$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.753$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.269$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 905.74$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $C_8 = 4.08$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.222$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 17.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	63.9	33.6	40.8	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	86	2.65	38	0.000
2	25.4	230.3	-75.3	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	2	1.77	38	0.000
3	-44.4	257.0	-29.5	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	1	5.46	38	0.000
5	-10.4	-228.2	20.8	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	163	0.00	38	0.117
9	67.5	0.0	97.6	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	183	5.81	40	0.000
12	4.4	7.3	5.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	29	0.73	38	0.000
14	25.5	19.8	21.1	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	65	1.77	38	0.000

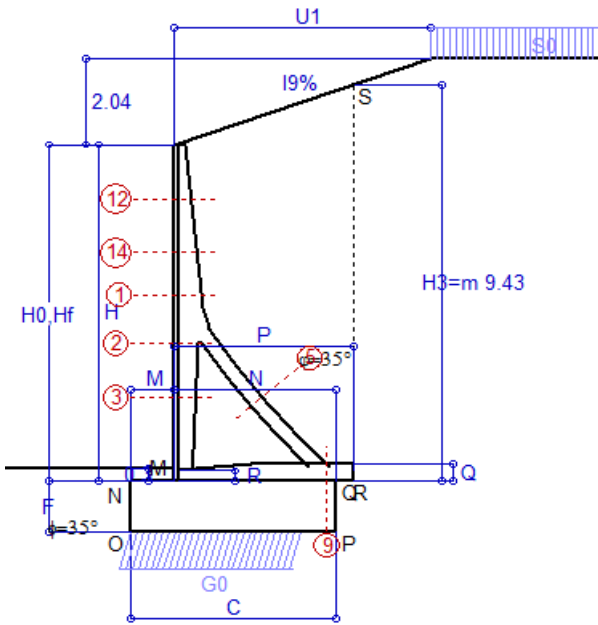
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.306$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.309$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
233.49	1,013.98	74.34	386.57
0.00	0.00	72.44	161.28
0.00	0.00	606.62	1,963.87
39.12	13.99	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 272.61$	$M_9 = 1,027.96$	$P_9 = 897.40$	$M_8 = 2,857.32$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.780$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.304$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 897.40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.08$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.220$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	63.9	33.6	40.8	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	86	2.65	38	0.000
2	26.1	229.3	-74.4	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	3	1.79	38	0.000
3	-42.5	256.0	-28.7	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	0	5.24	38	0.000
5	-10.0	-226.9	20.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	161	0.00	38	0.115
9	66.5	0.0	96.0	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	181	5.72	40	0.000
12	4.4	7.3	5.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	29	0.73	38	0.000
14	25.5	19.8	21.1	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	65	1.77	38	0.000

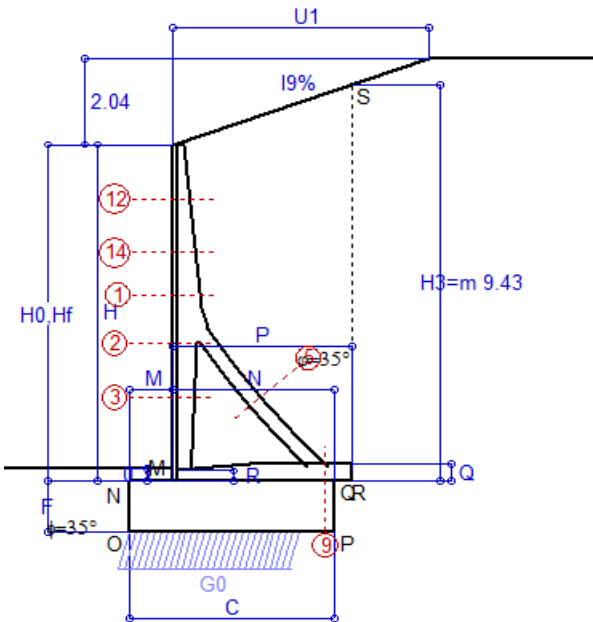
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.278$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.286$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
216.61	940.67	49.35	256.60
0.00	0.00	72.44	161.28
0.00	0.00	606.62	1,963.87
36.29	12.98	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 252.90$	$M_9 = 953.64$	$P_9 = 872.41$	$M_8 = 2,727.35$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.860$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.415$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 872.41$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.07$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.215$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.2^\circ$

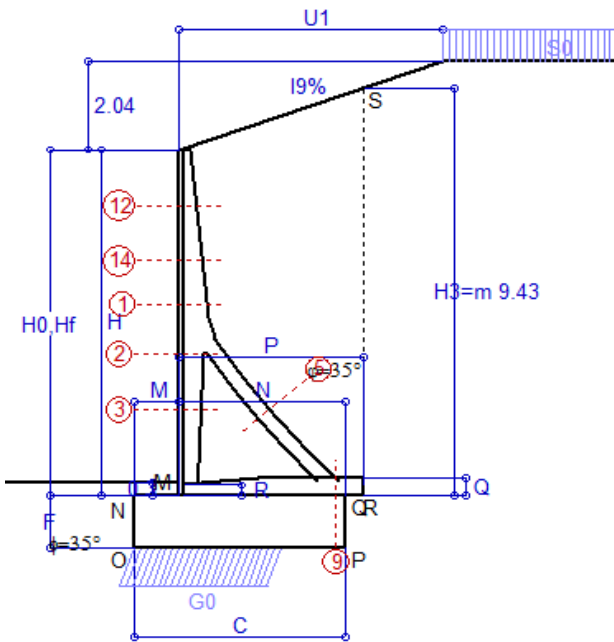
Verifica della fessurazione⁽¹⁾

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	63.9	33.6	40.8	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	86	2.65	38	0.000
2	27.6	226.9	-72.4	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	4	1.85	38	0.000
3	-38.3	253.7	-26.7	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-1	4.76	38	0.000
5	-8.7	-223.8	17.4	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	153	0.00	38	0.108
9	63.5	0.0	91.5	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	172	5.46	40	0.000
12	4.4	7.3	5.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	29	0.73	38	0.000
14	25.5	19.8	21.1	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	65	1.77	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

$H_m = 8.00$ m
 $C = 4.80$ m
 $F = 1.20$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 3.80$ m
 $P = 4.20$ m
 $Q = 0.40$ m
 $U_1 = 6.0$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u80TM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilev. lontano dal muro

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 8.00$ m
 $H = 8.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $R_0 = 0.560$
 $a_{max}/g = 0.135$
 $\beta_m = 0.18$
 $I_g = 34.0\%$
 $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Oka)
 (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0.374$
 $H_3 = 9.43$ m
 $O_3 = 15.94^\circ$
 $K_3 = 0.382$
 $K_p = 2.87$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	287.8	1,249.8	82.2	427.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	5.4	72.0	159.3
Peso terra e sovraccarico x 1	14.6	85.0	598.9	1,940.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	54.1	21.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.5	2.1	142.3	341.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-29.1*	-14.5*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 361.6	M₉ = 1,363.7	P₉ = 895.4	M₈ = 2,868.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 895.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.39$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.264$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 20.4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 29.1 \times 0.5 = 515.9 > E_d = S_9 = 361.6$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 14.5) = 2868 > E_d = 1.0 * M_9 = 1363.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1774 > E_d = 975.2$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 543$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 210$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').
 Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.441$. La spinta risulta applicata al 40.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd}	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgΘ	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	111.2	126.8	36.8	48.8	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	274.9	80.1	
2	56.6	67.5	333.2	-110.3	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.31	6.57	6.50	10.44	184.8	-174.0	
3	-45.0	-45.0	363.3	-42.1	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.94	4.02	6.50	4.54	-181.3	-78.9	
5	-11.0	-11.0	-354.3	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.75	9.11	10.05	5.69	-51.9	55.7	
9	73.1	73.1	0.0	106.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	10.8	12.5	7.7	9.2	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.57	4.02	4.15	4.02	54.3	55.9	
14	48.4	55.8	21.5	27.3	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.70	8.04	4.15	4.02	144.5	69.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

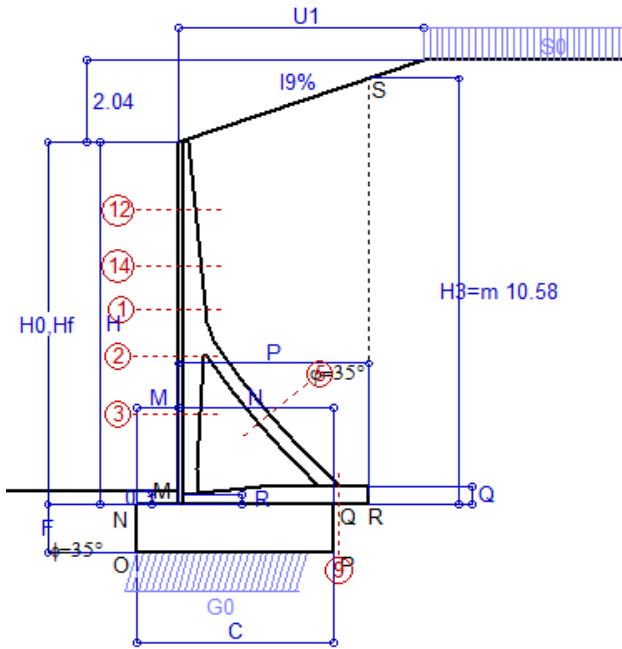
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m =$	9.00 m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 =$	9.00 m
$C =$	4.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	9.00 m
$F =$	1.20 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	20.0 kN/m ²
$M =$	1.00 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	35°
$N =$	3.80 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	4.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$U_1 =$	6.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 =$	34.0%
$R =$	0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (angolo a cavallo di R-S)	$K_1 =$	0.308
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 =$	10.58 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	17.93°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.310

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	384.1	1,815.6	124.3	702.1
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	111.1	263.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	985.3	3,419.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	19.2	4.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	187.2	449.3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	403.3	1,820.5	1,407.9	4,833.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	1407.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	4.28 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.329 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	16.0°			

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 985.5 > E_d = 1 * S_9 = 403.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 4351 > E_d = 1.1 * M_9 = 2002.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 745$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 476$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 1.39

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.9% dell'altezza.

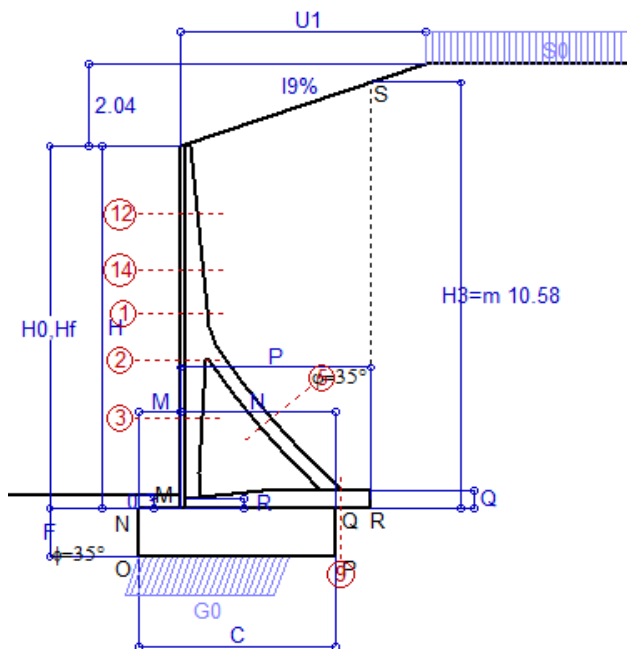
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	128.9	146.2	56.5	52.6	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.04	16.46	4.84	5.03	398.4	115.4	
2	53.6	68.2	370.8	-129.6	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.99	8.23	8.64	10.77	248.9	-200.4	
3	-74.2	-74.2	413.7	-45.1	47.9	42.8	22.5	22.5	-	14.34	5.09	8.64	4.59	-238.7	-91.4	
5	-23.4	-23.4	-380.0	35.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.44	10.30	12.25	6.01	-69.1	59.0	
9	118.8	118.8	0.0	151.1	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
12	11.1	13.2	13.8	9.3	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.95	5.09	4.84	4.02	76.0	61.2	
14	55.1	63.7	34.4	29.4	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.45	10.78	4.84	4.02	215.0	76.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m =$ 9.00 m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 =$ 9.00 m
$C =$ 4.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$ 9.00 m
$F =$ 1.20 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$ 20.0 kN/m ²
$M =$ 1.00 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan\phi / 1.25) =$ 29.26°	
$N =$ 3.80 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$ 18.0 kN/m ³
$P =$ 4.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$ 25.0 kN/m ³
$Q =$ 0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$ 0.560
$U_1 =$ 6.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 =$ 34.0%
$R =$ 0.25 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 =$ 0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 =$ 0.389
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 =$ 10.58 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 =$ 16.32°
	$K_3 =$ 0.394

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	376.1	1,778.0	110.2	622.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	85.4	202.5
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	757.9	2,630.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	25.9	7.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	144.0	345.6
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	402.1	1,785.1	1,097.6	3,800.7
	442.3	1,963.6	1,161.4	4,071.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$ 0.00 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$ 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$ 1097.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$ 3.67 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f =$ 0.299 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$ 20.1°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_{9equ} * R_0 = 650.4 > Ed = S_{9equ} = 442.3$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_{8equ}) = 4071 > Ed = M_{9equ} = 1963.6$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = 2728.3 > Ed = 1467.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 644 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 309 kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.64

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete').

Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.417$. La spinta risulta applicata al 39.9% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg \ominus	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	132.8	150.8	46.2	54.8	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.00	16.46	4.84	5.03	396.5	114.4
2	55.9	70.7	384.7	-133.0	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.05	8.23	8.64	10.77	251.4	-194.3
3	-73.6	-73.6	422.4	-45.5	47.9	42.8	22.5	22.5	-	14.56	5.09	8.64	4.59	-240.5	-92.0
5	-18.4	-18.4	-404.4	28.1	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.26	10.30	12.25	6.01	-66.3	59.0
9	96.5	96.5	0.0	123.4	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8
12	11.4	13.6	11.1	9.6	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.93	5.09	4.84	4.02	75.8	61.0
14	56.8	65.7	28.0	30.6	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	214.1	75.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

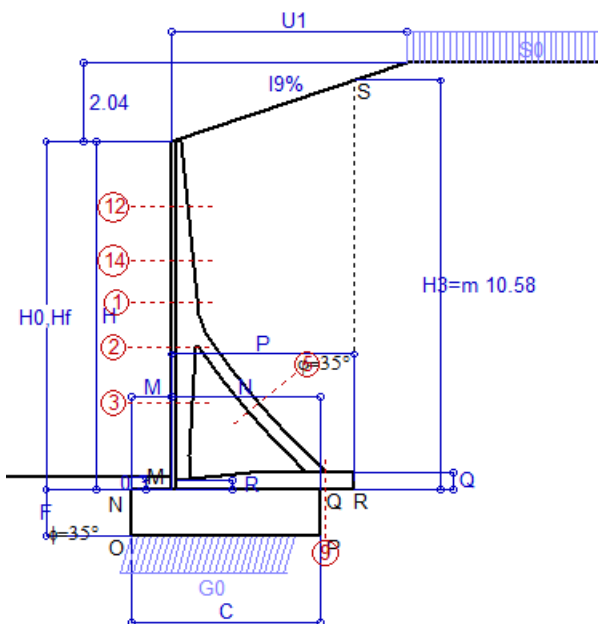
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.308$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.310$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
295.46	1,396.63	95.59	540.11
0.00	0.00	85.45	202.54
0.00	0.00	757.94	2,630.17
14.80	3.78	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 310.26$	$M_9 = 1,400.41$	$P_9 = 1,082.98$	$M_8 = 3,718.42$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.655$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.443$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1082.98$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $C_8 = 4.28$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.253$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.05

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99.7	43.4	55.9	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	94	3.10	38	0.041
2	43.5	290.7	-96.1	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	7	2.36	38	0.000
3	-55.1	325.2	-34.6	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-1	5.81	38	0.000
5	-14.2	-290.8	26.0	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	174	0.00	38	0.107
9	91.2	0.0	115.9	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	191	6.02	40	0.000
12	8.6	10.6	9.2	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	41	1.06	38	0.000
14	42.6	26.5	30.5	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	74	2.18	38	0.000

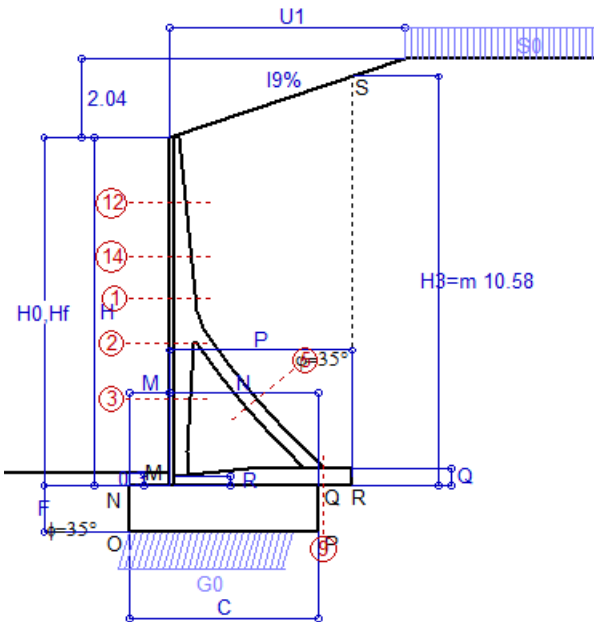
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.298$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.303$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
288.32	1,362.88	85.26	481.71
0.00	0.00	85.45	202.54
0.00	0.00	757.94	2,630.17
14.44	3.69	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 302.76$	$M_9 = 1,366.57$	$P_9 = 1,072.65$	$M_8 = 3,660.02$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.678$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.480$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1072.65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.28$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.251$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.14

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99.7	43.4	55.9	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	94	3.10	38	0.041
2	44.7	288.9	-94.6	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	8	2.40	38	0.000
3	-52.7	322.8	-34.5	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-1	5.58	38	0.000
5	-13.7	-288.5	25.1	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	171	0.00	38	0.105
9	89.6	0.0	113.8	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	188	5.91	40	0.000
12	8.6	10.6	9.2	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	41	1.06	38	0.000
14	42.6	26.5	30.5	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	74	2.18	38	0.000

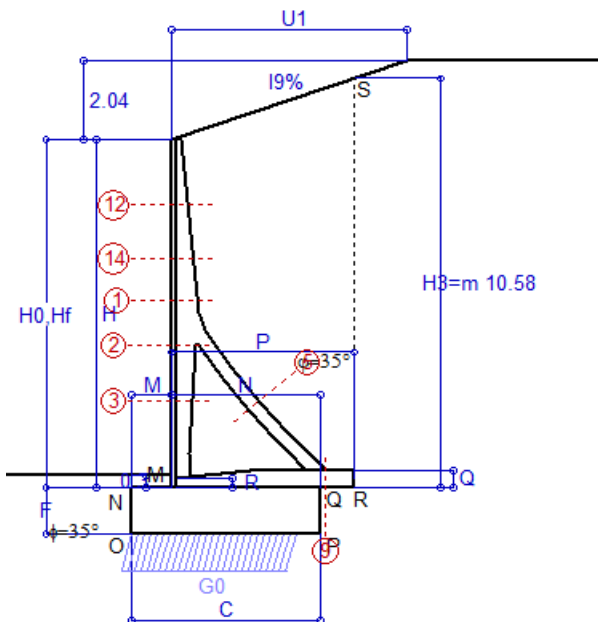
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 3.80$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$U_1 = 6.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 34\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (cuneo a cavallo di R-S) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 10.58$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.280$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
267.57	1,264.78	54.08	305.54
0.00	0.00	85.45	202.54
0.00	0.00	757.94	2,630.17
13.39	3.42	0.00	0.00
0.00	0.00	144.00	345.60
$S_9 = 280.96$	$M_9 = 1,268.20$	$P_9 = 1,041.47$	$M_8 = 3,483.85$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.747$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.595$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1041.47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 4.25$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.245$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

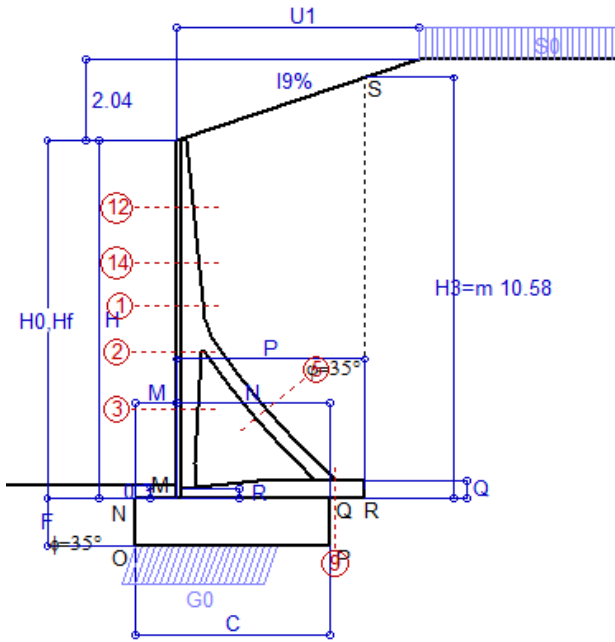
Freccia in cima al pannello mm 0.38

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 39.9% dell'altezza.

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99.7	43.4	55.9	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	94	3.10	38	0.041
2	47.6	284.5	-90.9	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	12	2.54	38	0.000
3	-46.0	317.3	-33.4	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-2	5.00	38	0.000
5	-12.1	-282.8	22.2	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	163	0.00	38	0.100
9	84.9	0.0	107.6	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	178	5.60	40	0.000
12	8.6	10.6	9.2	119.3	44.1	37.2	5.09	4.84	41	1.06	38	0.000
14	42.6	26.5	30.5	124.0	58.3	51.2	10.78	4.84	74	2.18	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.41^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.024$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.012$

Dati

- $H_m = 9.00$ m
- $C = 4.80$ m
- $F = 1.20$ m
- $M = 1.00$ m
- $N = 3.80$ m
- $P = 4.65$ m
- $Q = 0.45$ m
- $U_1 = 6.0$ m
- $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u90TM

- $a_g/g = 0.09$
- $H_0 = 9.00$ m
- $H = 9.00$ m
- $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.135$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
- Pendenza del rilevato vicino al muro $l_9 = 34.0\%$
- Pendenza del rilev. lontano dal muro $l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.363$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H_3 = 10.58$ m
- $O_3 = 14.80^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.378$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Oka) $K_p = 2.87$
- (Dati: $\phi = 29.26^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	354.0	1,673.4	93.5	528.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.1	6.7	84.9	200.1
Peso terra e sovraccarico x 1	18.2	116.4	748.4	2,598.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	27.1	7.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.5	2.1	142.3	341.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-29.1*	-14.5*	0.0*	0.0*
TOTALI	404.8	1,806.2	1,069.1	3,668.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.0$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1069.1$ kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.305$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 19.4^\circ$
- Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 + 29.1 \times 0.5 = 613.2 > E_d = S_9 = 404.8$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 14.5) = 3668 > E_d = 1.0 * M_9 = 1806.2$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 2400 > E_d = 1347.5$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 650$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 277$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato dalla parete e da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.449$. La spinta risulta applicata al 39.5% dell'altezza.

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	172.8	194.7	48.3	66.6	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.00	16.46	4.84	5.03	396.9	111.3	
2	94.8	110.9	417.0	-134.2	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.18	8.23	8.64	10.77	257.0	-198.2	
3	-50.0	-50.0	453.5	-53.7	47.9	42.8	22.5	22.5	-	15.37	5.09	8.64	4.59	-246.9	-94.1	
5	-15.6	-15.6	-445.5	23.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.94	10.30	12.25	6.01	-61.5	59.0	
9	97.9	97.9	0.0	125.7	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
12	20.1	23.1	11.3	14.2	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	2.94	5.09	4.84	4.02	75.8	60.7	
14	79.3	90.3	28.8	38.3	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.43	10.78	4.84	4.02	214.2	74.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed}=M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Anas S.p.A.

S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas

Muri con fondazione diretta OS13 - OS14 - OS22

**Relazione di calcolo dei muri di sostegno in c.a.
con componenti prefabbricati**

svolta a sensi del D.M. 14/1/2008

Manufatti dotati di 'Marcatura CE' ai sensi del D.M. 14.01.2008

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uNM

Esecutivo dei muri prefabbricati serie uTM

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.

Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96.

Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008, aggiornata sul sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I): **Tipo 2**

Vn = anni **50**

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali

Tabella 1 - Materiali e loro resistenze

		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)				
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} * 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)	tipo	B450C	B450C	-
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²	450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	391.3	391.3	-

Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli:

AZIONI	simboli	Verifiche SLU: Approccio 1		Verifiche SLE	Verifica sismica
		A1+M1+R1	A2+M2+R2		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):					
Peso proprio della struttura	g_1	1.3	1.0	1.0	1.0
Peso della terra portata	g_2	1.3	1.0	1.0	1.0
Spinta della terra	g_3	1.3	1.0	1.0	1.0
Sovraccarichi per carichi mobili	q_i	1.5	1.3	1.0 x Ψ	0.2
Parametri geotecnici del terreno spingente (tabella 6.2.II):					
Angolo di resistenza al taglio	φ	35°	29.26°	35°	29.26°
Coazione efficace	c'_k	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso specifico della terra	γ	18	18	18	18
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali (tabella 6.5.I; tranne il coeff 1.4 assunto dall'Eurocodice 7, tabella A.13, perché più cautelativo):					
Capacità portante della fondazione	γ_r	1.0	1.4	1.0	1.0
Scorrimento della fondazione	γ_r	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU (tabella 6.2.I):

AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	γ_{G1f}	0.9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	γ_{G1s}	1.1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	γ_{Q1f}	0.0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	γ_{Q1s}	1.5

Tabella 4 - Elenco delle sezioni trasversali verificate e loro posizione nell'opera

Sezione n°	Distanza da inizio muro m	Progressiva km	Altezza del muro m	Tipo di prefabb.	Note

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, esposte in otto schede successive.

- Scheda 1 Verifica SLU: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Scheda 2 Verifica SLU: GEO, EQU e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)
- Scheda 3 Verifica SLE combinazione RARA ($\Psi = 1.0$), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.
- Scheda 4 Verifica SLE combinaz. FREQUENTE ($\Psi = 0.75$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni
- Scheda 5 Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE ($\Psi = 0$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni.
- Scheda 6 Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti
- Scheda 7 Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica.
- Scheda 8 Eventuale verifica analoga alla scheda 1 ma con un profilo del terreno maggiorato rispetto a quanto previsto nel progetto, per accertare che tutte le membrature abbiano una resistenza sufficiente anche in caso di profili anomali nel corso dei lavori.

In ogni scheda i dati e i disegni delle sezioni corrispondono a quanto effettivamente assunto nel calcolo.

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (schede 1 e 2)

4.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** è svolta la verifica SLU di tipo strutturale (STR) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 1**, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "**A1+M1+R1**" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 2**, impiegando i coefficienti per il caso "**A2+M2+R2**" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuna delle due schede è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è svolto nella **settima scheda**, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti.

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 della pagina 2.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura di pag 5, la spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

L'esperienza ha dimostrato che, se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore φ dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto $\varphi' = \text{atn}(\tan\varphi / 1.25)$ nel caso A2+M2+R2.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta K_1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con le formula di **Rankine**,

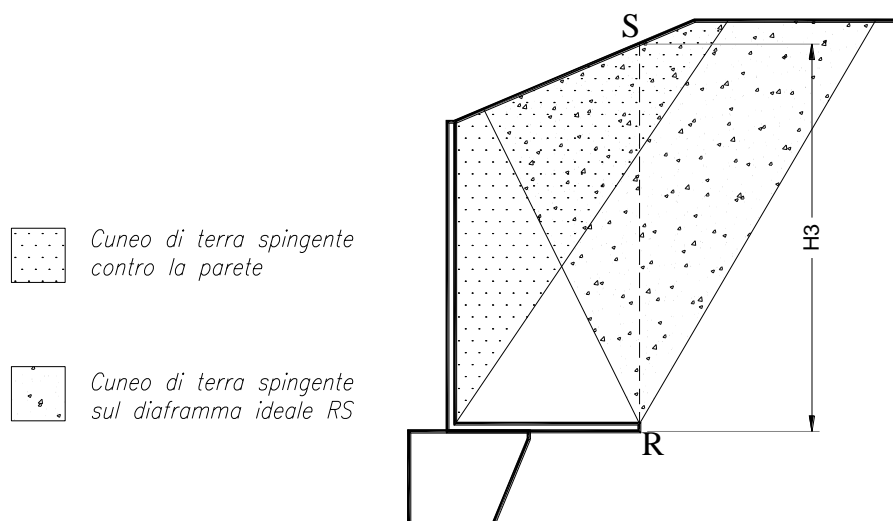
per terrapieno orizzontale:


$$K_1 = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Per terrapieno inclinato
dell'angolo β :

$$K_1 = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato di Rankine dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



 Cuneo di terra spingente contro la parete

 Cuneo di terra spingente sul diaframma ideale RS

Se il profilo del rilevato non è una retta il codice di calcolo, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento **"Cuneo a cavallo di R-S"**.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta K_3 su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace.

Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

4.2.3 Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicate per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri Tensiter tipo "T") il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite negli ultimi 35 anni hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo S.L.U. abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano

Nel calcolo SLE abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

4.3 La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità.

Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perchè privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il 40 ÷ 50%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

4.4 Lo stato limite di ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali esposti nella nostra tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

4.5 Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno, Questo confronto è svolto nella scheda 7. La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970

La verifica è svolta a sensi del terzo capoverso del punto 6.5.3.1.1 del DM 14/1/08. Nella prima colonna la verifica è svolta secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nella seconda secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+M3), tenendo conto in entrambe dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico anche in una sola delle due condizioni.

Nella terza colonna è svolta la verifica nel caso sismico, assumendo pari a uno tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni e delle resistenze. Il calcolo della capacità portante tiene conto della riduzione per in coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

4.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo s.l.u.

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$K_0 = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2 \psi * \text{sen}(\psi - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \varphi / 3$.

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete".

Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5), a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete.

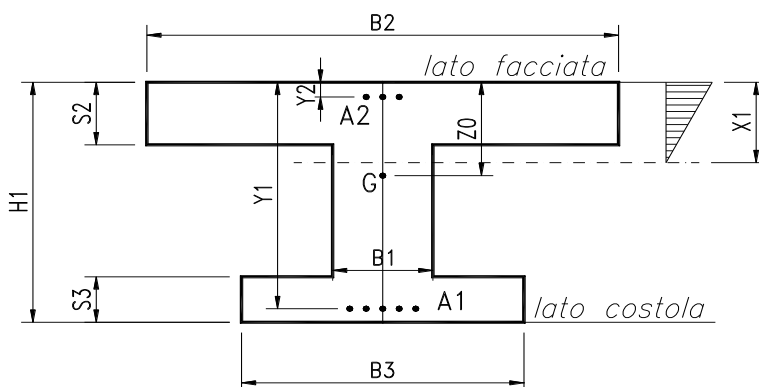
La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia.

La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscampa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo espresse al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

M_{Ed} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .

M_{Edu} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i , calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage)

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.

α° = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave.

$ctg\theta$ = cotangente dell'inclinazione θ dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe V_{cd} è già maggiore di quello delle forze esterne V_{ed} .

M_{Rd} = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed} .

V_{Rd} = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra V_{Rcd} e V_{Rsd} , ove:

V_{Rcd} = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19)

V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18)

Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.

Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti.

La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di V_{rsd} è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.2], e quella che compete alla sezione resistente metallica.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

4.7 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea.

Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzeria del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indeforabilità del collegamento.

Il codice di calcolo determina le due componenti verticali nei punti M e Q. Se la componente più piccola non raggiunge almeno il 15% della somma delle due componenti, il codice segnala il pericolo. Per poter proseguire occorre o ridimensionare la fondazione, o assegnare appropriate dimensioni alle armature previste in questo caso.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

5. VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 3, 4 e 5)

Nella **terza scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alla spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

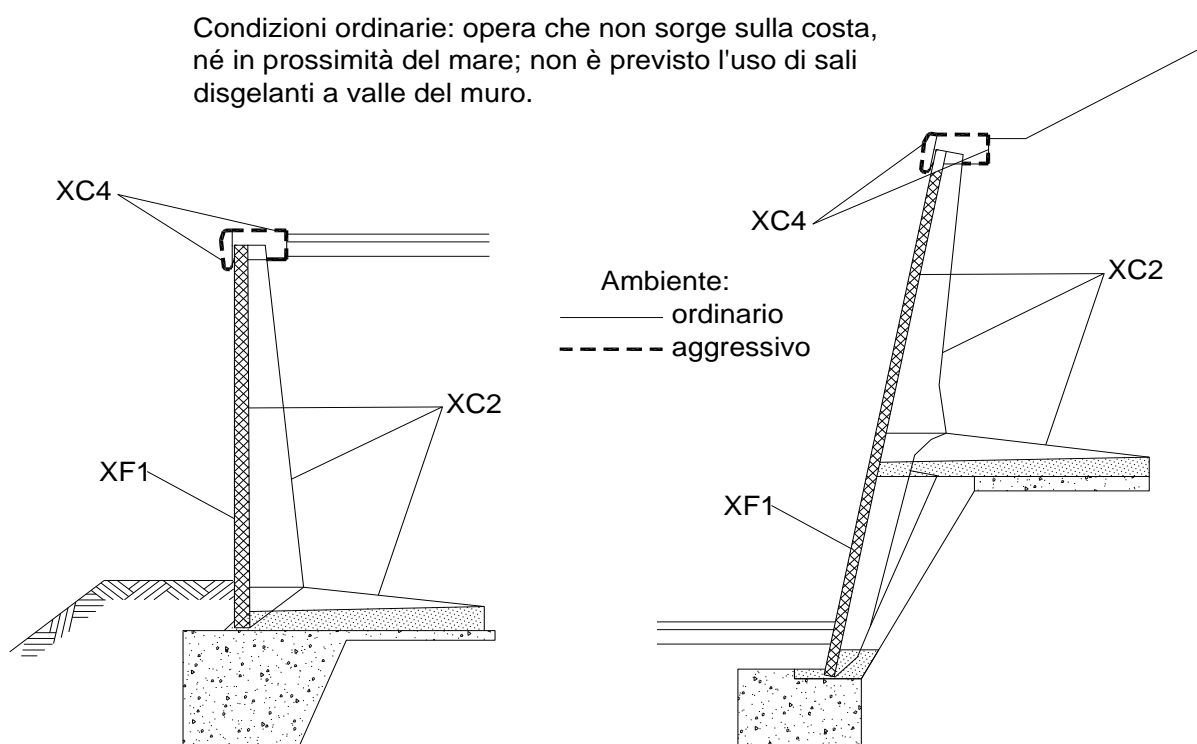
Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008.

Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

5.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente **aggressivo** solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe **XC2** e la classe **2b** del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

5.2 Copriferri

Il valore della tolleranza ΔC_{dev} relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato. Sulla facciata esterna e interna della parete è ± 5 mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è $+5/-0$, in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè ± 10 mm. I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA	FONDAZIONE
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck N/mm ²	45	45	45	30	20
Classificazione dell'ambiente	XC2	XC2	XF1	XC2	Fondazione tozza non armata gettata contro terra
Spessore del copriferro:					
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	20	25	20	20	
Tolleranza di lavorazione	5	$\pm 5/-0$	5	10	
Maggior spessore per durata	0	0	0	0	
TOTALE da norma mm	25	25	25	30	
Spessore indicato nei disegni mm	30$\pm 5/-0$	30$\pm 5/-0$	35± 5	40± 10	
Ampiezza massima delle fessure :					
Combinaz. frequente mm	0.4	0.4	0.4	0.4	
Combinaz. quasi permanente mm	0.3	0.3	0.3	0.3	

5.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 9/1/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto.

I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

5.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} \text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41 \text{ MPa} \\ \text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} \text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ MPa} \\ \text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_s < 0.80 * 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

6. VERIFICA SISMICA (scheda 6)

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1), in base al valore dell'accelerazione massima a_g attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale F_0 indicati nell'allegato B della norma, aggiornati sul sito Internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 12/07/21

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati **Tensiter** hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative tipiche dei muri Tensiter:

a) La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfianchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;

b) La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;

c) La spinta della terra sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Infatti appena il cuneo spingente inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, il sovraccarico su di esso si azzerà perché è portato dalla platea.

Per questi motivi i muri Tensiter nel loro normale dimensionamento sono di massima adatti fino ad accelerazioni locali al suolo $A_g/g = 0,10 \div 0,15$ g per quelli di classe "L", $0,15 \text{ g} \div 0,25$ g per quelli di classe "M" e $0,25 \text{ g} \div 0,35$ g per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tutti i parametri locali (categoria di sottosuolo, categoria topografica, ecc.).

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Alghero
Coordinate geografiche della località:	Latitudine 40.559°
	Longitudine 8.318°
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni 50
Classe d'uso IV Corrispondente coefficiente C_U (Tab 2.4.II)	$C_U = 1.5$
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni 75
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_r}=10\%$)	anni 712
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.090$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.98$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	A
Suolo di tipo A: Formazioni litoidi in terreni omogenei, caratterizzati da valori di V_{30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.000$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)	T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g = 0.090$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	$\beta_m = 0.2$
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)	
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2\phi} = 0.2$

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g = 0.0180$
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h = 0.0090$

6.4 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si sommano alle spinte, coefficienti parziali A_2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sulla struttura di sostegno deve essere calcolata nell'istante più gravoso dell'oscillazione sismica, corrispondente alla presenza simultanea della massima accelerazione orizzontale e del massimo alleggerimento verticale dovuto alle forze d'inerzia.

In tale istante la direzione della risultante del peso e delle forze d'inerzia applicata a ogni singola massa (terreno spingente, parete prefabbricata, platea, fondazione, ecc.) risulta ruotata, rispetto alla verticale, dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 1.04^\circ$$

La formula di Mononobe e Okabe determina il coefficiente di spinta della terra contro una parete piana con la teoria di Coulomb, secondo la quale in aderenza alla parete piana del muro si forma un cuneo di terra spingente limitato verso il terrapieno da una superficie di scorrimento piana. Infatti la loro formula corrisponde alla formula di Coulomb assumendo come direzione verticale quella della risultante del peso e delle forze d'inerzia: ruotando la sezione dell'angolo Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la **prima formula di Mononobe-Okabe**:

$$K_o = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \Theta - \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \Theta)}{\text{sen}(\psi - \Theta - \delta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito φ è inferiore a $\beta + \Theta$:

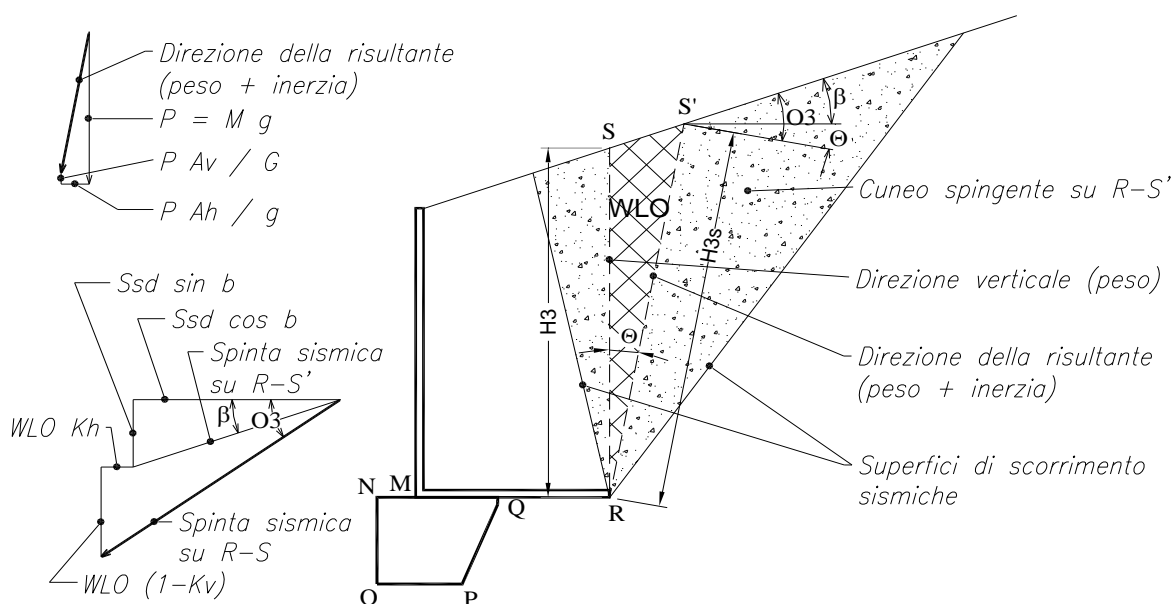
$$K_o = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\text{cos}\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \Theta - \delta)}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2. $\varphi = \text{atn}(\tan(\varphi/1.25))$
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2\varphi/3$.
- Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.11.6.2.1 del DM 14/1/08 e in perfetta analogia al modello che determina la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta E_d sulla sezione R-S assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani di scorrimento le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo e tutte le forze di massa sono ruotate dell'angolo Θ .

Per stabilire il procedimento di calcolo consideriamo la sezione ideale R-S', ottenuta facendo ruotare verso monte la sezione R-S dell'angolo Θ attorno al punto R della figura. Essa avrà la direzione della risultante dei pesi e delle forze d'inerzia nell'istante più gravoso. Il coefficiente di spinta della terra sulla sezione R-S' si calcola facilmente, in quanto:

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato β dell'angolo Θ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla direzione delle forze di massa è sempre parallela alla superficie del rilevato;
- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazioni successive il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni del rilevato dell'angolo Θ . La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione O_3 della spinta rispetto alla normale al piano R-S'. Dunque l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $O_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il peso specifico del terreno e per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente calcolata avremo le due componenti, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza d'inerzia di quanto è compreso fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno, avremo il coefficiente di spinta su R-S.

Dal rapporto fra le componenti verticali e orizzontali prima determinate abbiamo anche l'angolo di inclinazione della spinta su R-S rispetto all'orizzontale.

Chiameremo questi procedimenti di calcolo della spinta sismica sul diaframma ideale R-S con il nome di

"Rankine sismico" se il coefficiente di spinta su R-S' è calcolato con la formula di Rankine

"cuneo a a cavallo di R-S" se la spinta su R-S' è calcolata con la procedura prima descritta

6.5 Spinta sulla parete prefabbricata

Se il profilo del rilevato è rettilineo e l'eventuale sovraccarico agisce sull'intera superficie e inoltre se l'inclinazione del rilevato β è minore dell'angolo d'attrito φ , per determinare il coefficiente di spinta sulla parete in assenza di sisma impiegheremo la **formula di Coulomb**.

Nelle stesse condizioni, se l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta minore dell'angolo d'attrito φ calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ il profilo del rilevato è instabile. Ciò premesso, in questo caso calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **2a formula di Mononobe-Okabe**, la quale genera un valore finito, convenzionale, da considerarsi valido perché stabilito dal DM 14/1/08 e dall'Eurocodice II.

In tutti gli altri casi, cioè se il profilo è costituito da una spezzata, o se il sovraccarico agisce solo su una parte del rilevato, anche se l'inclinazione dei vari tronchi è alta ma purchè l'inclinazione del tronco più lontano dalla parete $\beta + \Theta$ sia minore dell'angolo d'attrito φ usiamo la procedura **"Cuneo contro la parete"**.

Secondo questa procedura l'intera altezza della parete prefabbricata è suddivisa in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5). Per ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle due reazioni sulle superfici di scorrimento determina l'entità e la direzione della spinta sulla parete.

La spinta fino a ogni striscia determina la distribuzione dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore a sfavore della sicurezza estremamente diffuso.

Negli altri casi, cioè se l'inclinazione β del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito φ , usiamo la **2a formula di Mononobe-Okabe** nella quale l'inclinazione del rilevato è assunta pari alla massima fra tutte le inclinazioni dei tronchi

Tuttavia, a giudizio del progettista, il valore fornito dalla 2a Formula di Mononobe-Okabe può sostituire quello generato dalla procedura "Cuneo contro la parete" se il valore fornito da questa procedura è più gravoso di quello dato dalla 2a formula di Mononobe-Okabe. Il procedimento è conforme alla norma perchè sostituisce il calcolo della spinta di un profilo di altezza finita con quello di un profilo di uguale inclinazione ma altezza infinita. Dal momento che la norma stabilisce la procedura di calcolo di questo caso più gravoso, potremmo applicarla anche al nostro profilo

Questa scelta può, ad esempio verificarsi nel calcolo dei muri di sottoscarpa, se l'altezza della scarpata è importante e l'angolo d'inclinazione del terreno $\beta + \Theta$ è maggiore dell'angolo d'attrito φ . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture Tensiter.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta

6.6 Calcolo delle forze d'inerzia

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, addizionandole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia orizzontali, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale K_h , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

6.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico

Prendiamo in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito ϕ ridotto, $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi + \Theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen } \phi * \text{sen}(\phi + \varepsilon - \Theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) * \text{sen}(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

- ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2. $\phi = \text{atn}(\tan(\Phi/1.25))$
 ε = Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0^\circ$ se il terreno scende allontanandosi dal muro
 ψ = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\psi < 90^\circ$ se la parete strapiomba
 δ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $\delta = 0$ a favore della stabilità.
 Θ = Angolo di rotazione sismica

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di Θ in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e quelle di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 8)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza N_c , N_q , N_γ sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (Coesione, Angolo d'attrito, Peso specifico, Inclinazione del terreno a valle)
- dei dati geometrici della fondazione (Dimensioni, Profondità di posa, Inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (Componente verticale e orizzontale, Larghezza dell'impronta nastriforme)

Esso è sviluppato nella scheda 7 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per la combinazione 1 (A1+M1+R1), per la combinazione 2 (A2+M2+R2) e per il calcolo sismico. Essi sono sviluppati in tre colonne successive.

Nelle ultime righe della tabella sono riportate le azioni sul terreno calcolate nelle schede di verifica per le tre combinazioni. La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante.

8. CODICI DI CALCOLO

8.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è stata fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE e per la fessurazione.

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono state compilate automaticamente mediante il programma di calcolo Muri 2008' vers.2.6.3, realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

8.3 Affidabilità dei codici utilizzati

Il programma di calcolo "Muri 2008" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2006", già sviluppato con il codice Visual-basic della Microsoft. Questo programma a sua volta discende, dopo un'infinità di perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu prodotto e utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella prima denuncia di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

Ogni estensione, aggiornamento, revisione è sempre stata testata numericamente in modo completo, cioè è sempre stato effettuato il confronto tra i risultati del calcolo ottenuti con il codice e quelli realizzati con un calcolo a mano, con la completa riconciliazione dei risultati anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite almeno 15.000 opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere in condizioni di impiego anomale. Almeno 100.000 sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

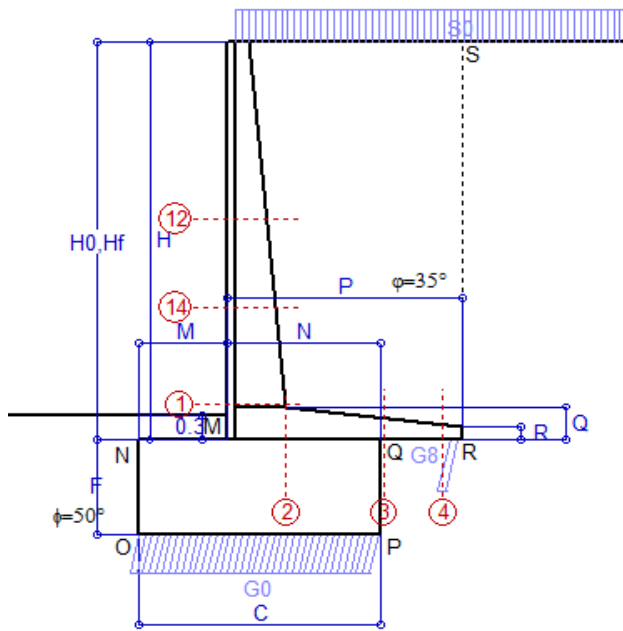
Riteniamo che la straordinaria affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di m² di facciata, in 40 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è in grado di svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (... , DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è la prova della sua affidabilità.

Il programma è dotato di autodiagnostica per quasi tutte le verifiche più importanti richieste dalle varie norme. Cioè il programma provvede a evidenziare automaticamente scrivendo in rosso, talora su fondino giallo, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma scelta, o giudicati inadatti del progettista delle strutture Tensiter.

Pertanto l'esame di controllo dei principali risultati consiste sostanzialmente nell'accertare che non appaiano dei risultati evidenziati dal computer come insufficienti.

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79.3	227.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40.6	150.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	101.0
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	389.1	1,014.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	8.9	2.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	175.5
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 128.8$	$M_9 = 380.1$	$P_9 = 557.8$	$M_8 = 1,290.9$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 34.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 523.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.174$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 390.4 > Ed = 1 * S_9 = 128.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 1162 > Ed = 1.1 * M_9 = 418.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 249$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 158$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 8.09

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	196.7	196.7	71.7	74.8	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.96	14.51	3.14	7.32	370.8	186.6
2	127.8	127.8	0.0	131.2	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	50.4	50.4	0.0	67.9	26.9	21.7	125.0	125.0	-	4.54	14.04	5.34	6.63	111.0	149.4
4	-1.9	-1.9	0.0	2.0	17.8	12.5	125.0	125.0	-	2.99	5.27	5.34	0.00	-31.7	77.3
12	35.2	40.1	26.7	26.9	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.32	6.28	3.14	3.96	103.7	63.8
14	93.7	104.7	46.5	47.0	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.72	11.37	3.14	3.96	226.6	74.7

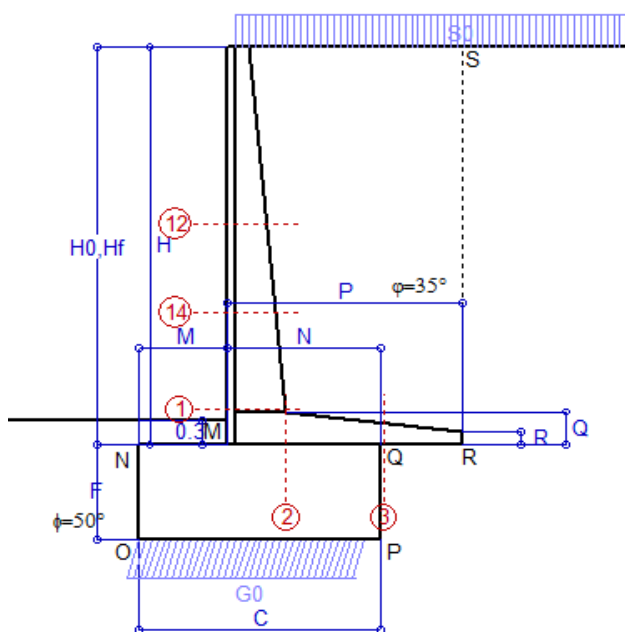
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	77.3	221.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	44.6	165.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	77.7
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	307.8	801.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.0	3.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	90.0	135.0
TOTALI (GEO)	$S_9 = 134.0$	$M_9 = 390.0$	$P_9 = 437.5$	$M_8 = 1,014.6$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	149.8	437.9	459.4	1,083.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 437.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.153$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.0^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 257.3 > Ed = S_9 \text{equ} = 149.8$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_8 \text{equ}) = 1084 > Ed = M_9 \text{equ} = 437.9$

$Rd = 546.1 > Ed = 274.1$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 212$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 135$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$
Freccia in cima al pannello mm 8.62

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	203.1	203.1	58.8	76.9	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.90	14.51	3.14	7.32	368.3	186.2
2	132.0	132.0	0.0	135.5	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	69.7	69.7	0.0	67.2	26.9	21.7	125.0	125.0	-	4.54	14.04	5.34	6.63	111.0	149.4
12	37.1	42.2	22.0	28.3	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.30	6.28	3.14	3.96	103.2	63.5
14	97.6	109.0	38.2	48.8	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	3.14	3.96	225.4	74.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

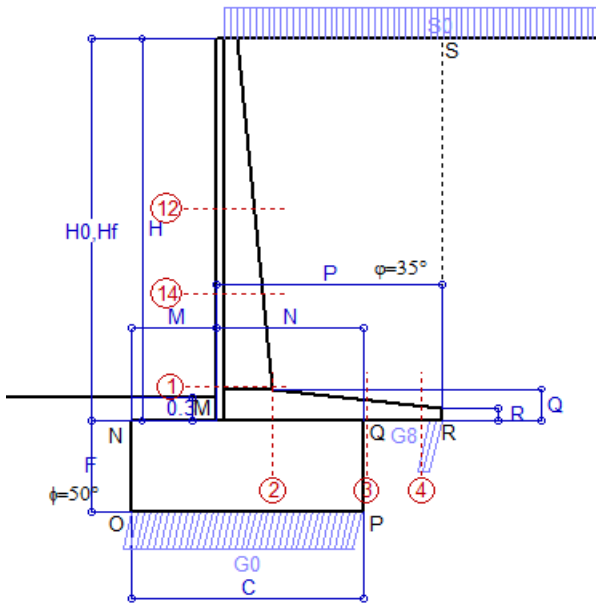
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\beta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	174.79	0.00	0.00
27.10	100.27	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	77.73
0.00	0.00	290.36	757.48
6.86	1.88	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
$S_9 = 94.93$	$M_9 = 276.94$	$P_9 = 420.14$	$M_8 = 970.21$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.503$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.098$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 29.37$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.16$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 390.76$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.00$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.130$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.23

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	142.9	53.5	76.1	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	148	4.47	38	0.103
2	92.9	0.0	128.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	130	5.83	41	0.000
3	34.0	0.0	69.3	125.0	26.9	21.7	14.04	5.34	120	5.70	41	0.000
4	-1.9	0.0	0.0	125.0	18.2	12.9	5.44	5.34	27	1.14	41	0.000
12	24.9	19.7	24.9	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	91	2.35	38	0.000
14	67.4	34.6	46.9	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	113	3.47	38	0.064

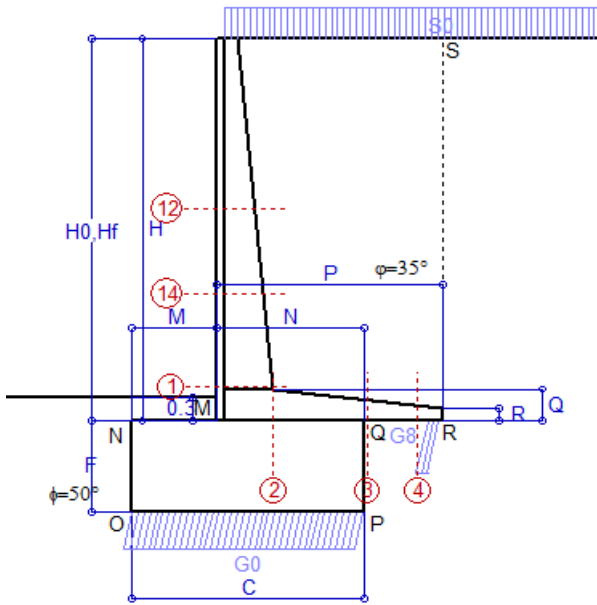
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	174.79	0.00	0.00
20.32	75.20	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	77.73
0.00	0.00	275.86	720.51
6.72	1.86	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
$S_9 = 88.02$	$M_9 = 251.85$	$P_9 = 405.64$	$M_8 = 933.24$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.706$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.226$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 34.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.19$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 371.64$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.00$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.124$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.59

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	128.1	50.8	69.8	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	132	4.02	38	0.086
2	83.3	0.0	115.5	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	117	5.23	41	0.000
3	26.5	0.0	59.1	125.0	26.9	21.7	14.04	5.34	94	4.43	41	0.000
4	-2.9	0.0	0.0	125.0	18.9	13.6	5.74	5.34	39	1.58	41	0.000
12	21.3	18.4	21.8	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	77	2.02	38	0.000
14	59.2	32.5	42.2	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	99	3.05	38	0.000

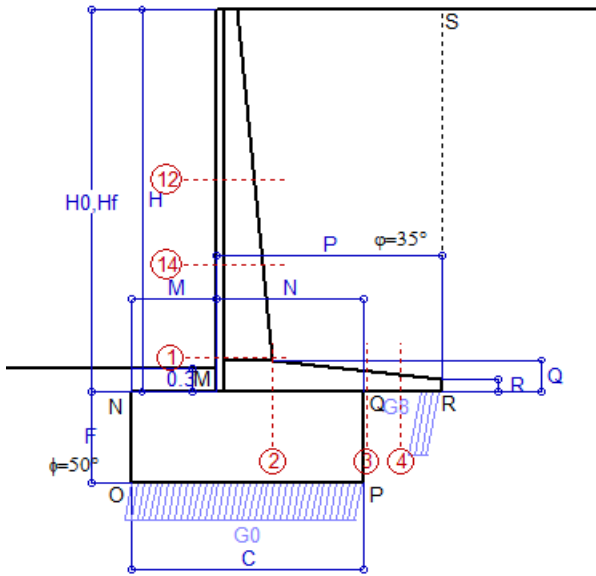
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60.97	174.79	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	77.73
0.00	0.00	232.36	609.58
6.31	1.79	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
$S_9 = 67.28$	$M_9 = 176.58$	$P_9 = 362.14$	$M_8 = 822.31$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.657$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.768$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 47.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.27$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 314.32$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.00$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.105$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.74

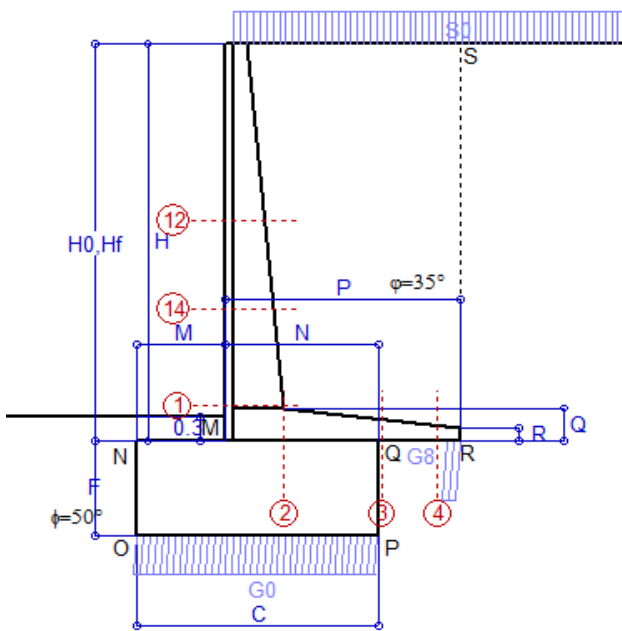
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	83.8	42.7	50.9	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	84	2.66	38	0.000
2	54.4	0.0	77.7	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	76	3.42	41	0.000
3	4.7	0.0	28.7	125.0	26.9	21.7	14.04	5.34	17	0.79	41	0.000
4	-7.8	0.0	0.0	125.0	21.3	16.0	6.81	5.34	91	3.31	41	0.000
12	10.4	14.3	12.5	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	35	1.01	38	0.000
14	34.6	26.5	28.1	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	56	1.82	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.04^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.018$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.009$

Dati

- $H_m = 5.00$ m
- $C = 3.00$ m
- $F = 1.20$ m
- $M = 1.10$ m
- $N = 1.90$ m
- $P = 2.90$ m
- $Q = 0.41$ m
- $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prefabbricato tipo u50NM**
- Altezza della terra contro il pannello $H = 5.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
- Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.090$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.2$
- Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_g = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 5.00$ m

$H = 5.00$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.560$

$a_{\text{max}}/g = 0.090$

$\beta_m = 0.2$

$I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5.00$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.99^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.318$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 5.41$
- (Dati: $\phi = 43.63^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	77.4	221.9	4.1	16.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.9	25.5	0.4	1.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.7	1.7	39.6	77.0
Peso terra e sovraccarico x 1	4.1	16.1	241.6	633.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	12.0	3.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.6	1.0	89.2	133.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-76.1*	-38.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 102.7	M_g = 269.5	P_g = 374.8	M_g = 861.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 29.2$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 345.6$ kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.115$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 4.1^\circ$
- Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 76.1 * 0.5 = 247.9 > E_d = S_9 = 102.7$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 38) = 862 > E_d = 1.0 * M_9 = 269.5$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 414 > E_d = 158.2$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 165$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 91$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.318$

Freccia in cima al pannello mm 5.46

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	136.8	136.8	47.1	59.6	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.84	14.51	3.14	7.32	366.1	190.2
2	88.9	88.9	0.0	91.3	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	9.48	278.2	214.1
3	28.7	28.7	0.0	43.5	26.9	21.7	125.0	125.0	-	4.54	14.04	5.34	6.63	111.0	149.4
4	-2.3	-2.3	0.0	2.3	18.4	13.1	125.0	125.0	-	3.09	5.55	5.34	0.00	-33.3	81.1
12	20.2	23.4	16.0	18.0	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.26	6.28	3.14	3.96	102.5	66.2
14	60.3	68.3	29.4	35.1	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.64	11.37	3.14	3.96	224.1	77.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Prefabbricato tipo u50NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Calcarei, calcari dolomitici, litoidi da poco a mediamente fratturati			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	50°	$\Phi = \text{rad}$	0.8727
c	Coesione drenata	kN/m ²	110		
γ	Peso specifico	kN/m ³	25.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

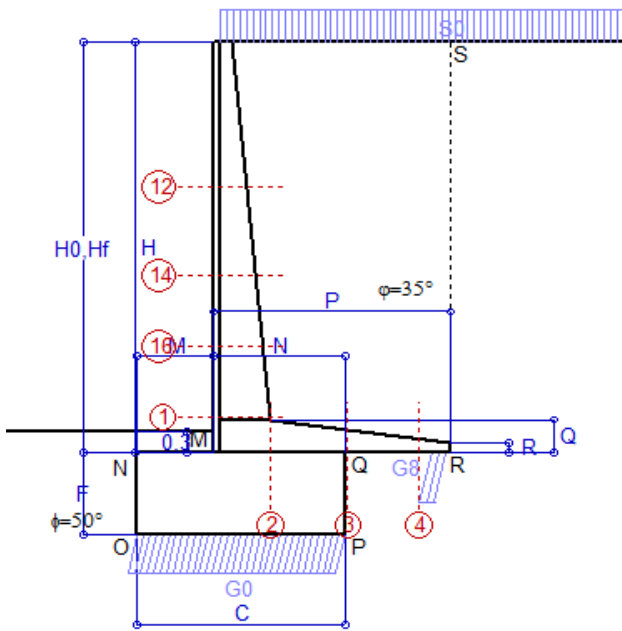
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.20		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	523.3	437.5	345.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.01°	17.02°	4.07°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	120.9	134.0	24.6
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.00	2.85	3.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.8727	0.7615	0.7615
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.50	1.43	1.50
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.50	1.50	1.50
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	7798.23	2371.53	3927.14
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		319.06	108.99	108.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.07	1.10	1.09
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = [1 - H / (N + B c \text{ctg } F)]^{(m+1)}$		0.61	0.53	0.89
Paolucci e Pecker 1997	$Z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	19099.59	7175.83	11973.18
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		266.88	113.27	113.27
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.07	1.10	1.09
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.61	0.52	0.89
Paolucci e Pecker 1997	$Z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	17503.61	3961.49	6922.88
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		762.86	209.73	209.73
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = [1 - H / (N + B c \text{ctg } F)]^{(m+1)}$ m = 2		0.61 2.00	0.53 2.00	0.89 2.00
Paolucci e Pecker 1997	$Z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	44.401	13.509	22.823
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	95145.9	38566.3	68469.6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	523.3	437.5	345.6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6.00$ m
	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	114.1	365.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	48.8	204.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	143.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	530.8	1,519.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.5	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	117.0	175.5
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 167.4	M₉ = 571.8	P₉ = 715.2	M₈ = 1,837.8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 74.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.27$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 640.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.214$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 500.7 > Ed = 1 * S_9 = 167.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 1654 > Ed = 1.1 * M_9 = 629$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 321$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 203$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 11.48

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb)

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	318.3	318.3	95.3	99.9	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.51	20.80	4.52	9.01	596.4	261.1
2	206.9	206.9	0.0	188.1	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	107.0	107.0	0.0	106.8	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	7.86	230.7	197.7
4	-8.2	-8.2	0.0	7.6	20.6	15.2	125.0	125.0	-	3.70	9.09	6.16	0.00	-43.8	94.1
12	31.7	36.1	25.1	25.3	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.36	6.28	4.52	3.96	100.9	62.0
14	99.2	110.7	48.0	48.5	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.98	12.57	4.52	3.96	251.7	75.2
16	191.6	212.8	70.4	72.4	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.47	18.25	4.52	5.07	439.8	117.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

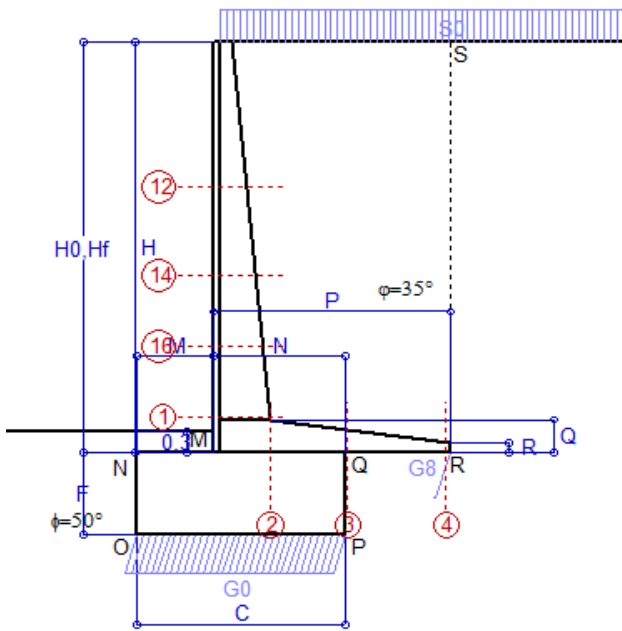
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	111.3	356.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	53.6	225.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	51.9	110.1
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	418.2	1,196.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.0	1.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	90.0	135.0
TOTALI (GEO)	$S_9 = 170.9$	$M_9 = 582.9$	$P_9 = 560.1$	$M_8 = 1,441.5$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	190.9	653.3	592.5	1,550.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 7.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.03$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 553.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.184$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.0^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 331.8 > Ed = S_9 \text{equ} = 190.9$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_8 \text{equ}) = 1550 > Ed = M_9 \text{equ} = 653.3$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = 865.8 > Ed = 432.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 262$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 201$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	326.9	326.9	78.0	102.2	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.43	20.80	4.52	9.01	592.5	260.7
2	235.4	235.4	0.0	185.8	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	167.4	167.4	0.0	104.0	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	7.86	230.7	197.7
4	-0.1	-0.1	0.0	0.1	15.7	10.3	125.0	125.0	-	3.50	6.63	6.16	0.00	-31.5	70.4
12	33.4	38.0	20.7	26.6	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.33	6.28	4.52	3.96	100.4	61.8
14	103.3	115.2	39.4	50.3	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.94	12.57	4.52	3.96	250.5	74.8
16	197.9	219.7	57.7	74.4	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.42	18.25	4.52	5.07	437.5	117.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

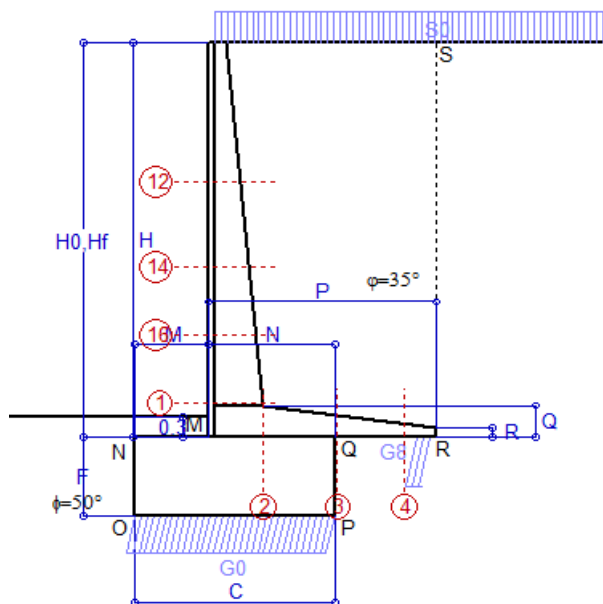
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/108

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	280.96	0.00	0.00
32.52	136.58	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	110.08
0.00	0.00	397.84	1,139.30
3.44	1.28	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
$S_9 = 123.76$	$M_9 = 418.82$	$P_9 = 539.73$	$M_8 = 1,384.38$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.305$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.053$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 60.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.28$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 479.40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.00$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.160$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.58

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	233.0	71.3	104.6	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	150	5.17	40	0.109
2	151.5	0.0	186.7	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	133	6.34	42	0.121
3	74.0	0.0	114.4	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	124	6.45	42	0.100
4	-7.3	0.0	0.0	125.0	21.1	15.7	9.30	6.16	75	3.07	42	0.000
12	22.4	18.5	23.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	84	2.23	38	0.000
14	71.4	35.7	48.7	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	108	3.45	38	0.061
16	139.3	52.5	74.9	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	121	4.21	38	0.079

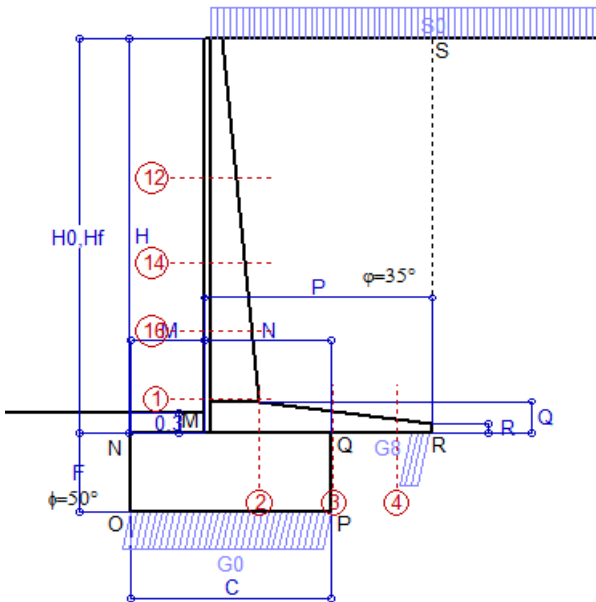
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	280.96	0.00	0.00
24.39	102.43	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	110.08
0.00	0.00	380.84	1,091.70
3.43	1.28	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
$S_9 = 115.62$	$M_9 = 384.68$	$P_9 = 522.73$	$M_8 = 1,336.78$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.475$
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.165$
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 65.02$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.30$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 457.71$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.00$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.153$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.74

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	211.5	68.0	97.0	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	135	4.70	40	0.095
2	137.4	0.0	169.5	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	121	5.75	42	0.095
3	60.7	0.0	101.9	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	102	5.29	42	0.000
4	-9.3	0.0	0.0	125.0	21.8	16.4	9.65	6.16	92	3.63	42	0.000
12	19.1	17.3	20.3	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	71	1.90	38	0.000
14	62.8	33.6	43.9	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	94	3.05	38	0.044
16	124.8	49.8	68.6	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	108	3.79	38	0.065

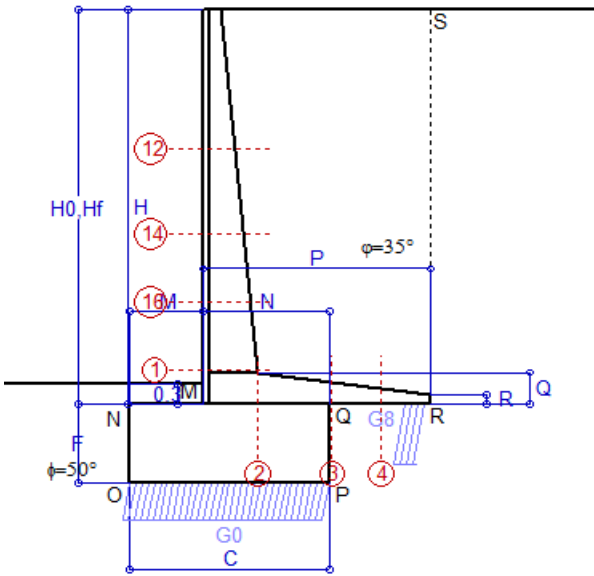
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 3.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87.80	280.96	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	110.08
0.00	0.00	329.84	948.90
3.40	1.28	0.00	0.00
0.00	0.00	90.00	135.00
$S_9 = 91.21$	$M_9 = 282.24$	$P_9 = 471.73$	$M_8 = 1,193.98$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.230$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.621$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 78.97$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.37$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 392.76$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.00$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.131$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.23

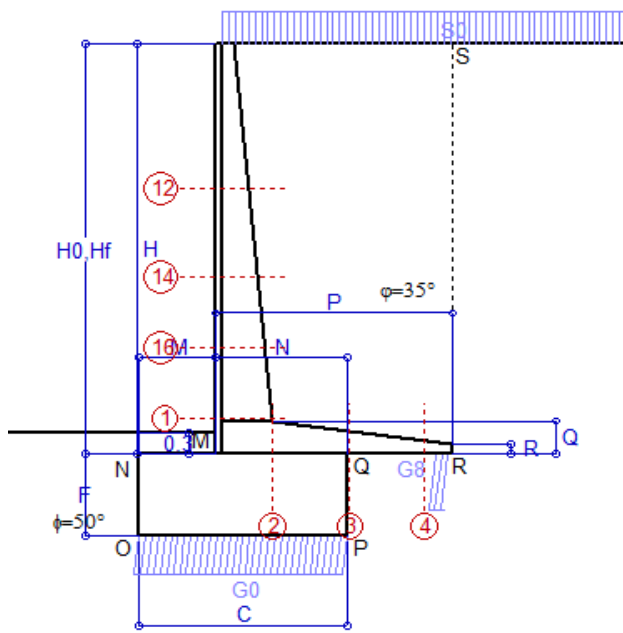
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	146.8	58.2	74.2	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	92	3.30	40	0.049
2	95.4	0.0	117.7	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	84	3.99	42	0.000
3	21.7	0.0	64.4	125.0	34.1	28.7	22.62	6.16	36	1.89	42	0.000
4	-17.7	0.0	0.0	125.0	24.3	18.9	10.90	6.16	153	5.54	42	0.000
12	9.1	13.4	11.4	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	31	0.93	38	0.000
14	37.1	27.4	29.5	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	54	1.83	38	0.000
16	81.3	41.8	49.9	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	69	2.50	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.04^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.018$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.009$

Dati

$H_m = 6.00$ m
 $C = 3.00$ m
 $F = 1.20$ m
 $M = 1.10$ m
 $N = 1.90$ m
 $P = 3.40$ m
 $Q = 0.48$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u60NM

$a_g/g = 0.09$
 $H_0 = 6.00$ m
 $H = 6.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.090$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.2$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 6.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.99^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.318$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okal) $K_p = 5.41$
 (Dati: $\phi = 43.63^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	ORIZZONTALI	VERTICALI	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	111.5	356.7	5.8	26.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.3	34.7	0.4	1.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	2.3	51.6	109.1
Peso terra e sovraccarico x 1	5.9	26.0	340.2	978.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	6.4	2.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.6	1.0	89.2	133.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-76.1*	-38.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI	S_g = 134.6	M_g = 422.7	P_g = 487.3	M_g = 1,249.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 48.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.23$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 438.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.00$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.146$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 6.8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 76.1 * 0.5 = 310.9 > E_d = S_9 = 134.6$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 38) = 1249 > E_d = 1.0 * M_9 = 422.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 678 > E_d = 267.9$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 218$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 131$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.318$
 Freccia in cima al pannello mm 8.24

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	234.6	234.6	64.1	83.4	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.37	20.80	4.52	9.01	589.4	265.1
2	152.5	152.5	0.0	138.6	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	10.81	443.0	256.1
3	81.0	81.0	0.0	77.1	34.1	28.7	125.0	125.0	-	6.25	22.62	6.16	7.86	230.7	197.7
4	-5.4	-5.4	0.0	5.2	20.2	14.8	125.0	125.0	-	3.70	8.85	6.16	0.00	-42.8	91.1
12	18.4	21.3	15.0	17.1	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.52	3.96	99.8	64.4
14	65.5	74.0	30.4	36.9	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.90	12.57	4.52	3.96	249.1	78.1
16	134.9	151.4	46.2	58.3	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.52	5.07	435.4	120.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u60NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Calcarei, calcari dolomitici, litoidi da poco a mediamente fratturati			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	50°	$\Phi = \text{rad}$	0.8727
c	Coesione drenata	kN/m ²	110		
γ	Peso specifico	kN/m ³	25.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

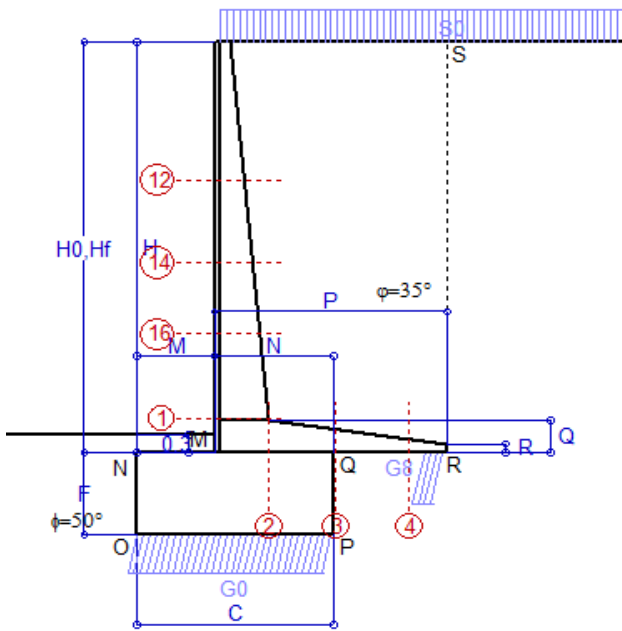
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.20		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	640.6	553.1	438.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.17°	16.97°	6.85°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	149.9	168.8	52.7
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.00	3.00	3.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.8727	0.7615	0.7615
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.50	1.50	1.50
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.50	1.50	1.50
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	7477.73	2256.07	3523.60
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		319.06	108.99	108.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.07	1.09	1.09
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.59	0.51	0.80
Paolucci e Pecker 1997	$Z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	18310.59	6820.61	10729.97
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		266.88	113.27	113.27
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.07	1.09	1.09
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.59	0.50	0.79
Paolucci e Pecker 1997	$Z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	16750.79	3977.07	6211.51
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		762.86	209.73	209.73
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$ $m = 2$		0.59 2.00	0.51 2.00	0.80 2.00
Paolucci e Pecker 1997	$Z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	42.539	13.054	20.465
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	91155.2	39161.3	61395.2
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	640.6	553.1	438.6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155.4	580.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56.9	278.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	212.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	694.5	2,303.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.7	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	150.1	247.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 217.9	M₉ = 861.5	P₉ = 929.8	M₈ = 2,763.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 121.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.37$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 808.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.245$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 650.9 > Ed = 1 * S_9 = 217.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 2487 > Ed = 1.1 * M_9 = 947.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 413$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 245$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 16.05

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	480.7	480.7	122.0	128.9	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.98	26.61	4.52	10.70	855.5	349.9	
2	312.4	312.4	0.0	255.3	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3	
3	167.5	167.5	0.0	144.0	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	8.30	372.3	237.3	
4	-19.7	-19.7	0.0	16.0	23.4	18.0	125.0	125.0	-	3.91	11.25	7.10	0.00	-55.1	111.1	
12	40.1	45.5	28.7	28.9	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.68	7.60	4.52	3.96	126.7	64.5	
14	125.7	140.4	55.0	56.4	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.66	15.21	4.52	3.96	331.0	81.0	
16	255.1	282.7	83.3	86.1	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.49	22.81	4.52	5.07	591.3	124.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

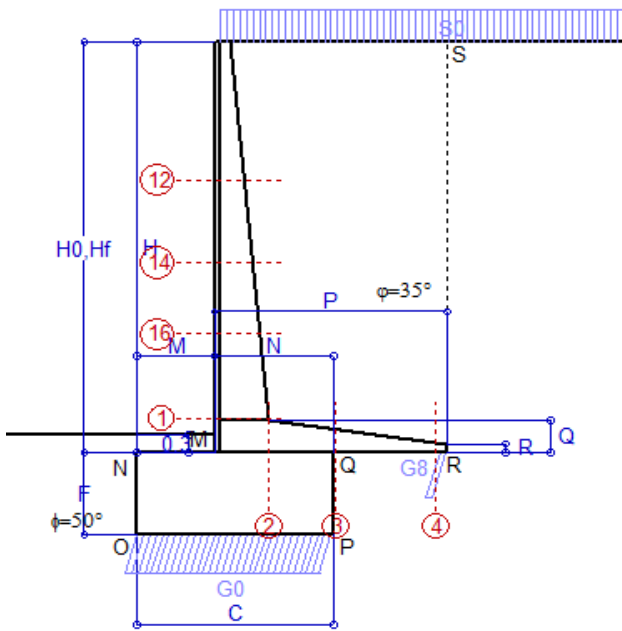
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	151.5	565.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	62.5	306.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	163.2
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	545.6	1,809.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.1	2.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	115.5	190.6
TOTALI (GEO)	$S_9 = 221.0$	$M_9 = 874.4$	$P_9 = 726.6$	$M_8 = 2,162.9$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	246.5	978.4	768.6	2,326.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 29.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.12$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 697.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.211$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.9^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 430.4 > Ed = S_9 \text{equ} = 246.5$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_8 \text{equ}) = 2326 > Ed = M_9 \text{equ} = 978.4$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = 1290.6 > Ed = 644.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 335$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 247$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$ Freccia in cima al pannello mm 17.08

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	491.5	491.5	99.6	131.3	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.89	26.61	4.52	10.70	849.7	349.5
2	363.0	363.0	0.0	248.4	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3
3	260.7	260.7	0.0	135.0	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	8.30	372.3	237.3
4	-1.5	-1.5	0.0	1.9	17.6	12.2	125.0	125.0	-	3.73	7.84	7.10	0.00	-39.3	82.7
12	42.2	47.8	23.6	30.3	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.66	7.60	4.52	3.96	126.1	64.2
14	130.5	145.7	45.1	58.3	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.61	15.21	4.52	3.96	329.4	80.6
16	262.8	291.0	68.2	88.2	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.43	22.81	4.52	5.07	588.3	124.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

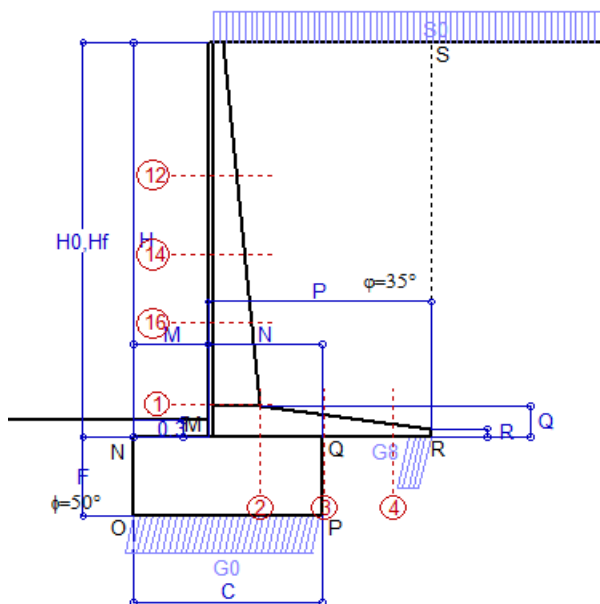
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/108

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	446.16	0.00	0.00
37.94	185.90	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	163.18
0.00	0.00	522.24	1,733.06
4.37	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
$S_9 = 161.81$	$M_9 = 634.07$	$P_9 = 703.24$	$M_8 = 2,086.82$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.291$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.042$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 96.28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.38$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 606.96$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.30$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.184$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 10.69

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	353.9	91.4	137.4	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	158	6.04	40	0.121
2	230.0	0.0	255.3	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	138	6.87	42	0.142
3	116.8	0.0	155.9	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	121	6.62	42	0.112
4	-17.0	0.0	0.0	125.0	23.9	18.4	11.52	7.10	132	5.15	42	0.000
12	28.5	21.2	27.1	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	85	2.40	38	0.000
14	90.9	40.9	56.8	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	104	3.52	38	0.064
16	186.4	62.2	90.4	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	120	4.58	38	0.082

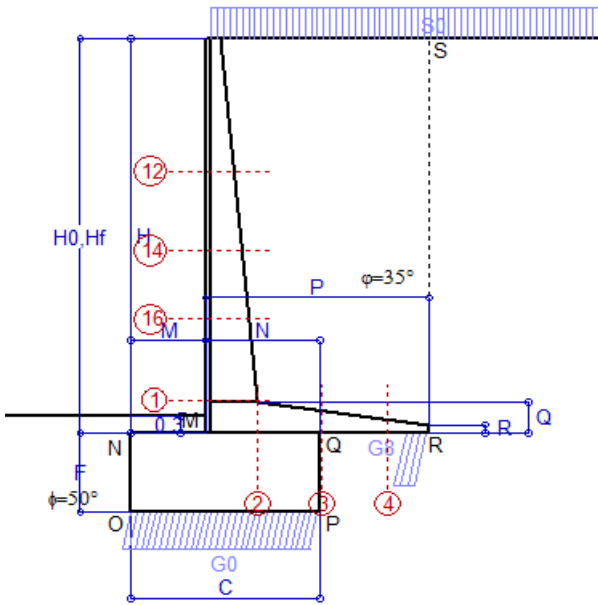
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	446.16	0.00	0.00
28.45	139.42	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	163.18
0.00	0.00	502.74	1,669.68
4.36	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
$S_9 = 152.32$	$M_9 = 587.60$	$P_9 = 683.74$	$M_8 = 2,023.44$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.444
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.142
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 101.30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.40$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 582.44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $C_8 = 3.30$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.176$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9.60

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	324.3	87.6	128.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	144	5.55	40	0.108
2	210.8	0.0	234.0	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	126	6.29	42	0.120
3	97.5	0.0	141.2	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	101	5.52	42	0.074
4	-20.2	0.0	0.0	125.0	24.7	19.2	11.97	7.10	151	5.75	42	0.000
12	24.4	19.8	23.8	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	72	2.07	38	0.000
14	80.5	38.6	51.5	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	92	3.13	38	0.050
16	168.2	59.2	83.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	108	4.14	38	0.070

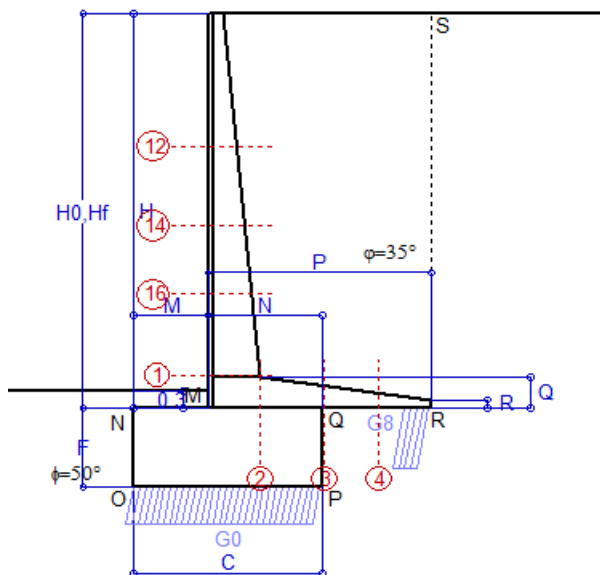
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	446.16	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	163.18
0.00	0.00	444.24	1,479.56
4.36	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
$S_9 = 123.87$	$M_9 = 448.17$	$P_9 = 625.24$	$M_8 = 1,833.32$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.091$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.533$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 116.20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.46$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 509.04$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.30$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.154$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.33

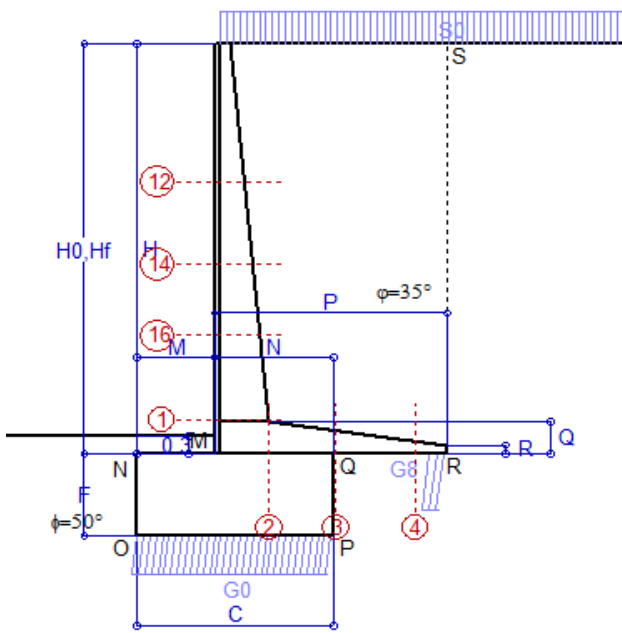
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	235.7	76.1	101.8	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	103	4.08	40	0.066
2	153.2	0.0	170.0	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	92	4.57	42	0.000
3	40.6	0.0	97.2	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	42	2.30	42	0.000
4	-33.0	0.0	0.0	125.0	27.3	21.8	13.52	7.10	219	7.66	42	0.000
12	12.2	15.5	13.9	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	34	1.06	38	0.000
14	49.3	31.8	35.7	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	55	1.95	38	0.000
16	113.8	50.2	62.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	71	2.84	38	0.030

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.04^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.018$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.009$

Dati

$H_m = 7.00$ m
 $C = 3.30$ m
 $F = 1.40$ m
 $M = 1.30$ m
 $N = 2.00$ m
 $P = 3.90$ m
 $Q = 0.55$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u70NM
 Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 7.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.090$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.2$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_g = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S e l'orizzontale $K_1 = 0.345$
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.99^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.318$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okabe) $K_p = 5.41$
 (Dati: $\phi = 43.63^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	ORIZZONTALI	VERTICALI	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	151.7	566.5	7.9	41.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.6	47.2	0.5	2.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.2	3.4	65.2	161.7
Peso terra e sovraccarico x 1	7.9	40.8	455.5	1,516.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.6	2.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.1	1.5	114.5	188.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-97.7*	-55.4*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 180.1	M₉ = 662.2	P₉ = 643.6	M₈ = 1,911.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 75.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.30$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 568.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.172$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 7.3^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 97.7 * 0.5 = 409.3 > E_d = S_9 = 180.1$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 55.4) = 1911 > E_d = 1.0 * M_9 = 662.2$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1034 > E_d = 419.2$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 287$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 166$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.318$
 Freccia in cima al pannello mm 12.03

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Ed,u} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	370.5	370.5	83.6	111.3	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.82	26.61	4.52	10.70	845.6	354.2
2	247.3	247.3	0.0	194.9	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3
3	142.2	142.2	0.0	107.9	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	8.30	372.3	237.3
4	-11.1	-11.1	0.0	9.8	22.2	16.7	125.0	125.0	-	3.88	10.52	7.10	0.00	-51.9	103.3
12	24.6	28.3	17.3	20.4	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.63	7.60	4.52	3.96	125.4	67.0
14	86.4	97.6	35.3	44.3	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.57	15.21	4.52	3.96	327.9	84.1
16	187.0	209.1	55.4	71.5	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.38	22.81	4.52	5.07	585.7	128.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u70NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Calcarei, calcari dolomitici, litoidi da poco a mediamente fratturati			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	50°	$\Phi = \text{rad}$	0.8727
c	Coesione drenata	kN/m ²	110		
γ	Peso specifico	kN/m ³	25.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

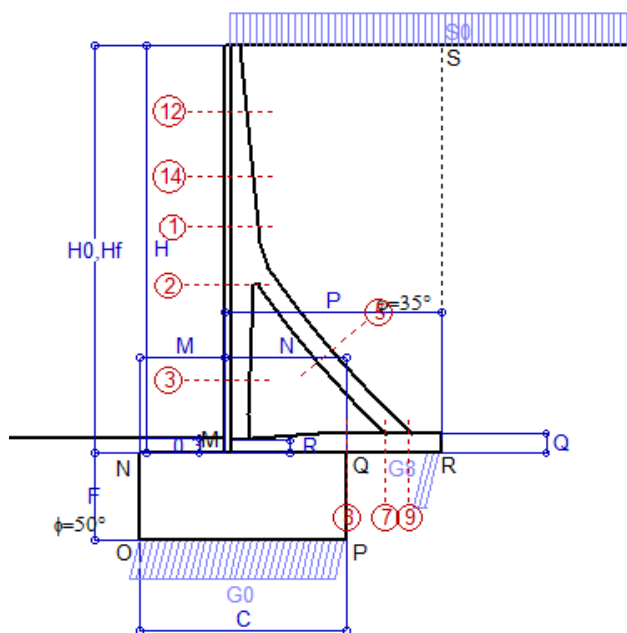
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.40		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	808.7	697.5	568.4
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.19°	16.92°	7.30°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	189.5	212.2	72.8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.30	3.30	3.30
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.8727	0.7615	0.7615
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.65	1.65	1.65
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.70	1.70	1.70
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	8482.40	2483.13	3878.19
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		319.06	108.99	108.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.07	1.09	1.09
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.59	0.49	0.77
Paolucci e Pecker 1997	$Z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	18327.10	6620.05	10416.67
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		266.88	113.27	113.27
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.07	1.10	1.10
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.58	0.49	0.77
Paolucci e Pecker 1997	$Z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	17975.92	4237.82	6618.68
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		762.86	209.73	209.73
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$ $m = 2$		0.57	0.49	0.77
Paolucci e Pecker 1997	$Z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	44.785	13.341	20.914
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	105565.6	44025.3	69014.7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	808.7	697.5	568.4
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202.9	886.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	370.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	95.7	276.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	843.4	3 221.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	10.9	5.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 278.9$	$M_9 = 1 261.8$	$P_9 = 1 160.0$	$M_9 = 3 940.3$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 108.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1051.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.263$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 812.0 > Ed = 1 * S_9 = 278.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 3546 > Ed = 1.1 * M_9 = 1388$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 530$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 301$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 2.72

$K_0 = 0.244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	108.7	122.1	51.4	52.0	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.10	12.60	4.15	4.02	277.3	83.3
2	63.4	73.2	306.8	-82.6	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.20	6.57	6.50	10.44	180.7	-178.1
3	-31.7	-31.7	353.6	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.69	4.02	6.50	4.54	-179.2	78.3
5	-16.9	-16.9	-305.7	28.3	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.15	9.11	10.05	5.69	-57.8	55.7
7	-47.2	-35.4	196.5	-92.5	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.68	11.12	6.47	10.66	-120.6	-202.7
8	-39.1	-39.1	196.5	23.4	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.64	7.10	6.47	4.30	-120.5	202.7
9	37.4	37.4	0.0	49.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	9.8	11.6	13.3	13.2	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.60	4.02	4.15	4.02	54.8	53.5
14	48.5	55.1	32.3	32.4	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.75	8.04	4.15	4.02	145.9	70.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

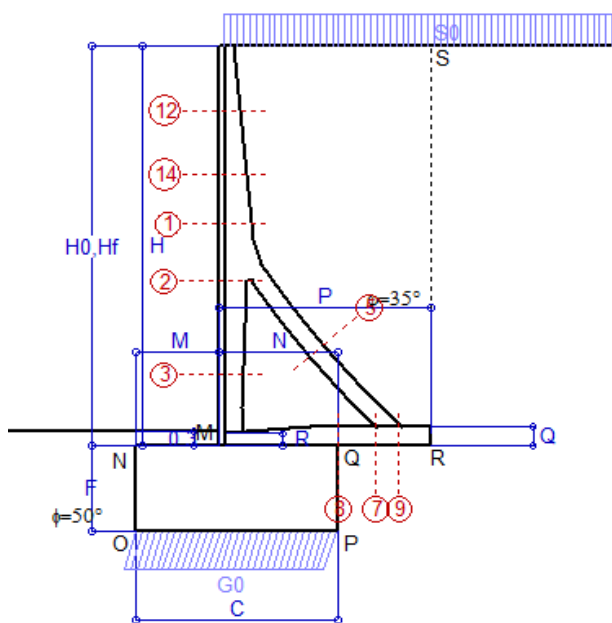
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.560$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.343$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 8.00$ m $O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.8	863.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	71.4	407.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.6	212.6
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	661.0	2 524.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	15.2	6.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	170.0	340.0
TOTALI (GEO)	$S_9 = 284.5$	$M_9 = 1 277.1$	$P_9 = 904.6$	$M_9 = 3 077.0$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	316.8	1 426.8	952.2	3 296.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 904.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.98$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.227$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.5^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 533.2 > Ed = S_9 \text{equ} = 316.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (M_8 \text{equ}) = 3296 > Ed = M_9 \text{equ} = 1426.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = 1671.5 > Ed = 916.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 432$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 303$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN		
1	113.0	126.8	42.2	53.8	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	275.8	83.0	
2	67.0	77.2	306.1	-83.5	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.20	6.57	6.50	10.44	180.6	-177.9	
3	-31.3	-31.3	347.0	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.52	4.02	6.50	4.54	-177.8	77.8	
5	-13.3	-13.3	-314.2	22.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.08	9.11	10.05	5.69	-56.7	55.7	
7	39.1	40.4	202.0	-28.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.50	11.12	6.47	10.66	179.3	-204.3	
8	79.0	79.0	202.0	60.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.81	7.10	6.47	4.30	129.8	204.3	
9	56.9	56.9	0.0	81.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	10.5	12.4	11.0	14.1	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	53.2	
14	50.9	57.8	26.6	33.8	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.72	8.04	4.15	4.02	145.1	69.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

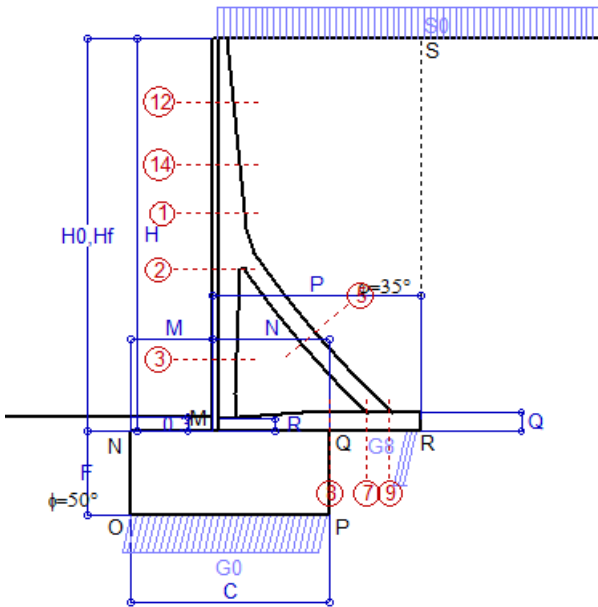
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
43.36	247.14	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	635.82	2 429.89
8.39	3.88	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
$S_9 = 207.84$	$M_9 = 932.61$	$P_9 = 879.40$	$M_8 = 2 982.54$

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.198$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.962$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 88.36$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.31$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 791.04$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 4.00$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.198$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.05

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	78.3	38.2	51.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	107	3.24	38	0.000
2	44.9	232.2	-63.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	37	3.00	38	0.000
3	-25.5	269.3	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-4	3.62	38	0.000
5	-10.4	-225.0	20.8	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	162	0.00	38	0.115
7	-40.1	144.6	-72.7	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	74	3.67	40	0.000
8	-36.2	144.6	15.0	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	57	3.19	40	0.000
9	28.4	0.0	37.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	77	2.44	40	0.000
12	6.8	9.7	11.2	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	46	1.14	38	0.000
14	34.5	23.9	30.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	89	2.38	38	0.000

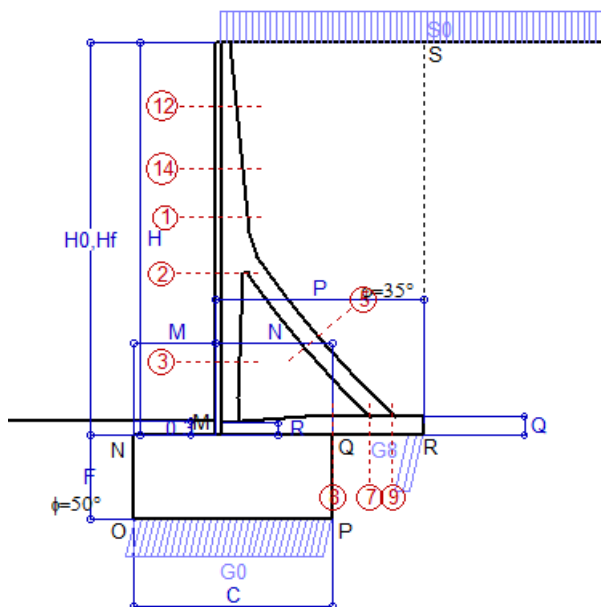
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
32.52	185.36	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	614.82	2 351.14
8.34	3.87	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
$S_9 = 196.95$	$M_9 = 870.82$	$P_9 = 858.40$	$M_8 = 2 903.79$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	3.335
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	3.051
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 93.56$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$	0.32 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 764.84$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 =$	3.98 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.192 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12.9°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	69.1	36.1	46.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	94	2.86	38	0.000
2	37.1	216.7	-59.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	22	2.45	38	0.000
3	-27.6	251.8	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-3	3.73	38	0.000
5	-10.0	-208.5	20.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	151	0.00	38	0.105
7	-44.0	134.0	-72.1	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	99	4.25	40	0.000
8	-41.4	134.0	13.2	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	86	3.94	40	0.000
9	27.7	0.0	36.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	75	2.38	40	0.000
12	5.6	9.0	9.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	38	0.95	38	0.000
14	29.8	22.4	27.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	76	2.06	38	0.000

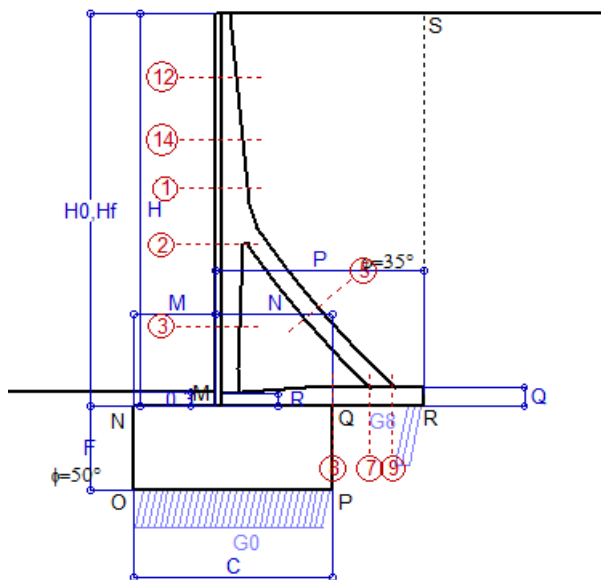
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS13/OS14



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	551.82	2 114.89
8.19	3.85	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
$S_9 = 164.28$	$M_9 = 685.44$	$P_9 = 795.40$	$M_8 = 2 667.54$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.892$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.389$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 97.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.34$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 697.63$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3.81$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.183$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

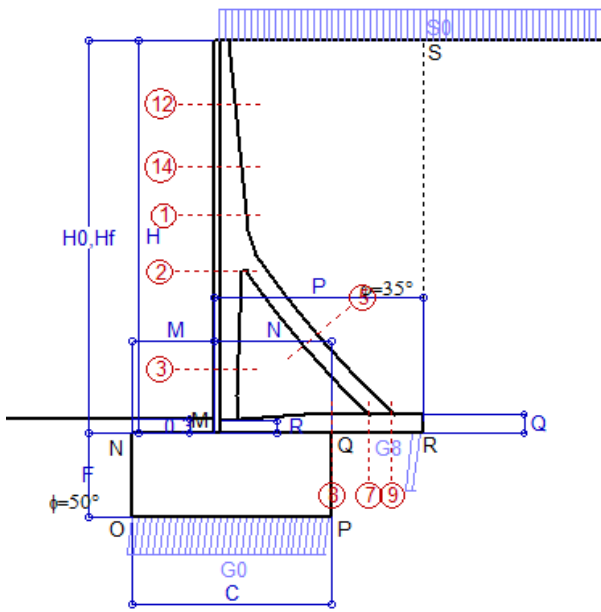
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	41.5	29.7	31.6	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	54	1.74	38	0.000
2	13.7	170.3	-46.9	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	1.14	38	0.000
3	-34.3	199.4	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	1	4.22	38	0.000
5	-8.8	-158.9	17.4	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	120	0.00	38	0.072
7	-45.3	102.2	-56.2	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	128	4.63	40	0.000
8	-34.8	102.2	22.1	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	81	3.41	40	0.000
9	25.4	0.0	33.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	69	2.18	40	0.000
12	2.0	6.7	4.0	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	11	0.36	38	0.000
14	15.5	17.8	16.3	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	37	1.10	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.04^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.018$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.009$

Dati

$H_m = 8.00$ m
 $C = 4.00$ m
 $F = 1.70$ m
 $M = 1.65$ m
 $N = 2.35$ m
 $P = 4.20$ m
 $Q = 0.40$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u80TM

Altezza della terra contro il pannello $H = 8.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.090$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.2$
 Pendenza del rilevato a tergo del murc $l_8 = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 8.00$ m

$H = 8.00$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.560$

$a_{max}/g = 0.090$

$\beta_m = 0.2$

$l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.99^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.318$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 5.41$
 (Dati: $\phi = 43.63^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	198.2	865.4	10.4	60.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.0	62.8	0.6	3.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.3	4.7	73.3	210.7
Peso terra e sovraccarico x 1	9.8	58.5	563.3	2 158.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	16.1	6.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.0	2.6	168.5	336.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-135.2*	-90.2*	0.0*	0.0*
TOTALI	S_g = 239.5	M_g = 1 000.5	P_g = 815.9	M_g = 2 770.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghez del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 64.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.22$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 751.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 4.00$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.188$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 7.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 135.2 \times 0.5 = 524.5 > E_d = S_9 = 239.5$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 90.2) = 2770 > E_d = 1.0 * M_9 = 1000.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1365 > E_d = 616.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 377$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 206$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.11

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.318$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgΘ	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	74.4	84.6	32.8	40.6	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.01	12.60	4.15	4.02	274.2	86.5
2	33.5	41.8	244.4	-73.3	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.92	6.57	6.50	10.44	170.9	-180.2
3	-40.3	-40.3	283.2	11.6	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.09	4.02	6.50	4.54	-163.6	73.6
5	-11.0	-11.0	-249.5	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.61	9.11	10.05	5.69	-64.4	55.7
7	-24.8	-16.9	160.4	-67.3	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.53	11.12	6.47	10.66	-114.6	-198.0
8	-20.0	-20.0	160.4	16.1	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.47	7.10	6.47	4.30	-114.4	198.0
9	27.9	27.9	0.0	36.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	5.2	6.3	7.5	8.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.57	4.02	4.15	4.02	54.3	55.5
14	30.7	35.3	19.8	23.5	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.69	8.04	4.15	4.02	144.2	73.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u80TM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Calcarei, calcari dolomitici, litoidi da poco a mediamente fratturati		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	50°	$\Phi = \text{rad}$ 0.8727
c	Coesione drenata	kN/m ²	110	
γ	Peso specifico	kN/m ³	25.00	
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

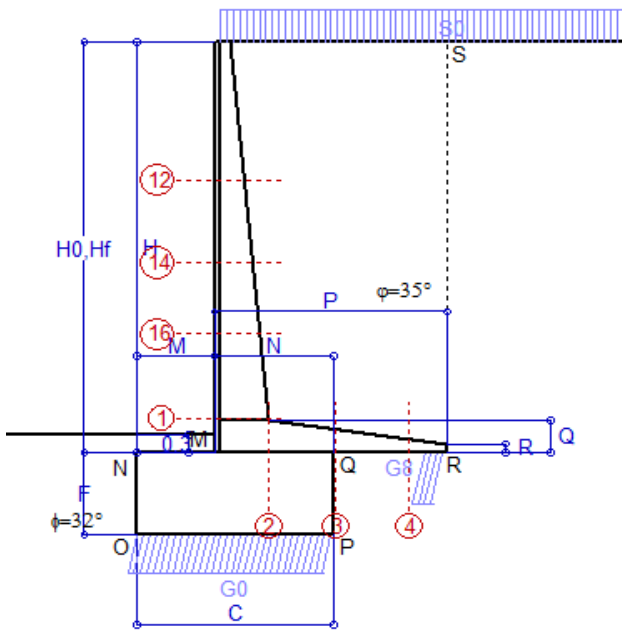
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.70	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1051.3	904.6	751.2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.52°	17.46°	7.28°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	252.7	284.5	96.0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.00	3.98	4.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.8727	0.7615	0.7615
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.00	1.99	2.00
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	2.00	2.00	2.00
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	9805.29	2796.57	4516.97
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		319.06	108.99	108.99
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastroforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.07	1.09	1.09
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.58	0.47	0.76
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	18005.90	6332.09	10311.41
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		266.88	113.27	113.27
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastroforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.07	1.09	1.09
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.58	0.46	0.76
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0.994
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	21191.91	4881.16	7962.66
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		762.86	209.73	209.73
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastroforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$ $m = 2$		0.56	0.47	0.76
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.993
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	49.003	14.010	22.791
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	140008.8	55751.3	91164.2
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1051.3	904.6	751.2
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra(formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155.4	580.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56.9	278.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	85.2	212.1
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	694.5	2,303.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.7	2.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	150.1	247.7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 217.9	M₉ = 861.5	P₉ = 929.8	M₈ = 2,763.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 121.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.37$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 808.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.245$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 581.1 > Ed = 1 * S_9 = 217.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * (M_8) = 2487 > Ed = 1.1 * M_9 = 947.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 413$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 245$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 16.05

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	480.7	480.7	122.0	128.9	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.98	26.61	4.52	10.70	855.5	349.9	
2	312.4	312.4	0.0	255.3	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3	
3	167.5	167.5	0.0	144.0	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	8.30	372.3	237.3	
4	-19.7	-19.7	0.0	16.0	23.4	18.0	125.0	125.0	-	3.91	11.25	7.10	0.00	-55.1	111.1	
12	40.1	45.5	28.7	28.9	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.68	7.60	4.52	3.96	126.7	64.5	
14	125.7	140.4	55.0	56.4	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.66	15.21	4.52	3.96	331.0	81.0	
16	255.1	282.7	83.3	86.1	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.49	22.81	4.52	5.07	591.3	124.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

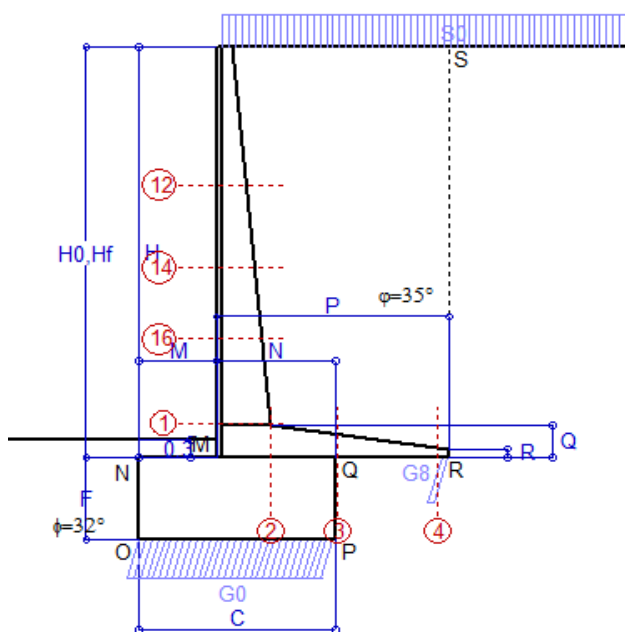
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atan}(\tan \phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.500$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 7.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	151.5	565.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	62.5	306.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	65.5	163.2
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	545.6	1,809.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.1	2.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	115.5	190.6
TOTALI (GEO)	$S_9 = 221.0$	$M_9 = 874.4$	$P_9 = 726.6$	$M_8 = 2,162.9$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	246.5	978.4	768.6	2,326.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 29.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.12$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 697.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_f = 0.211$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.9^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $Rd = P_9 \text{equ} * R_0 = 384.3 > Ed = S_9 \text{equ} = 246.5$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (M_8 \text{equ}) = 2326 > Ed = M_9 \text{equ} = 978.4$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = 1290.6 > Ed = 644.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 335$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 247$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$ Freccia in cima al pannello mm 17.08

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	491.5	491.5	99.6	131.3	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.89	26.61	4.52	10.70	849.7	349.5
2	363.0	363.0	0.0	248.4	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3
3	260.7	260.7	0.0	135.0	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	8.30	372.3	237.3
4	-1.5	-1.5	0.0	1.9	17.6	12.2	125.0	125.0	-	3.73	7.84	7.10	0.00	-39.3	82.7
12	42.2	47.8	23.6	30.3	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.66	7.60	4.52	3.96	126.1	64.2
14	130.5	145.7	45.1	58.3	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.61	15.21	4.52	3.96	329.4	80.6
16	262.8	291.0	68.2	88.2	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.43	22.81	4.52	5.07	588.3	124.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

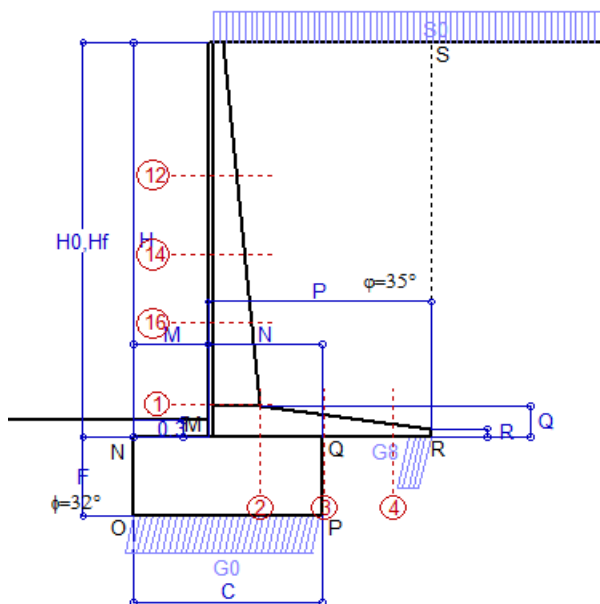
programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.6.3

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	446.16	0.00	0.00
37.94	185.90	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	163.18
0.00	0.00	522.24	1,733.06
4.37	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
$S_9 = 161.81$	$M_9 = 634.07$	$P_9 = 703.24$	$M_8 = 2,086.82$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.291$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.716$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 96.28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.38$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 606.96$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.30$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.184$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 10.69

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	353.9	91.4	137.4	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	158	6.04	40	0.121
2	230.0	0.0	255.3	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	138	6.87	42	0.142
3	116.8	0.0	155.9	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	121	6.62	42	0.112
4	-17.0	0.0	0.0	125.0	23.9	18.4	11.52	7.10	132	5.15	42	0.000
12	28.5	21.2	27.1	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	85	2.40	38	0.000
14	90.9	40.9	56.8	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	104	3.52	38	0.064
16	186.4	62.2	90.4	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	120	4.58	38	0.082

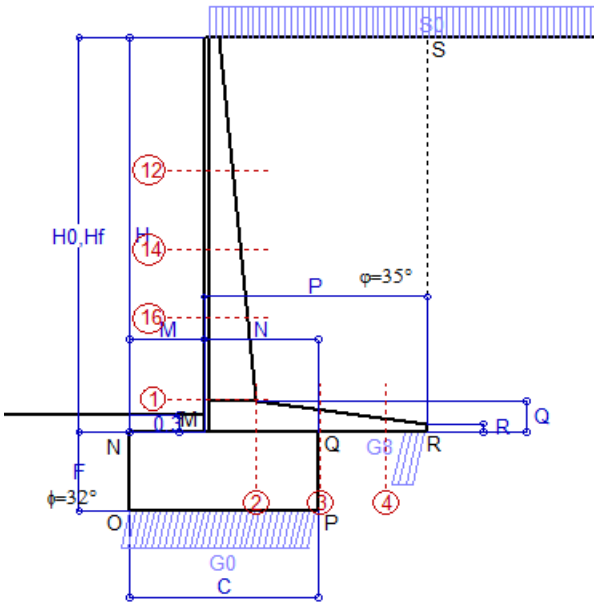
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	446.16	0.00	0.00
28.45	139.42	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	163.18
0.00	0.00	502.74	1,669.68
4.36	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
$S_9 = 152.32$	$M_9 = 587.60$	$P_9 = 683.74$	$M_8 = 2,023.44$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.444$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.805$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 101.30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.40$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 582.44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.176$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9.60

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	324.3	87.6	128.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	144	5.55	40	0.108
2	210.8	0.0	234.0	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	126	6.29	42	0.120
3	97.5	0.0	141.2	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	101	5.52	42	0.074
4	-20.2	0.0	0.0	125.0	24.7	19.2	11.97	7.10	151	5.75	42	0.000
12	24.4	19.8	23.8	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	72	2.07	38	0.000
14	80.5	38.6	51.5	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	92	3.13	38	0.050
16	168.2	59.2	83.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	108	4.14	38	0.070

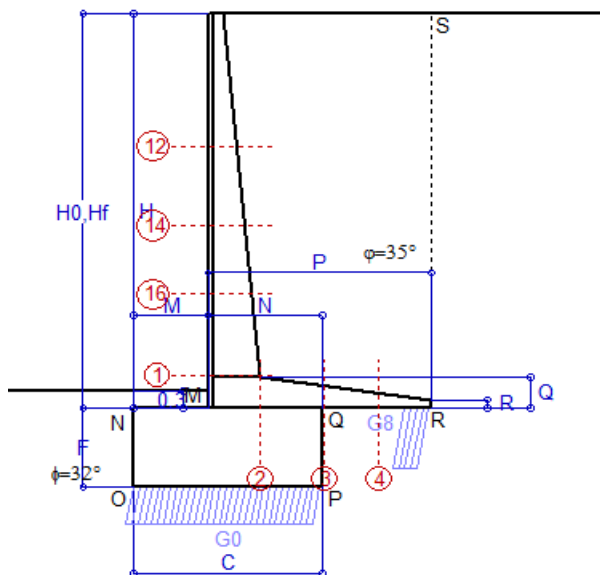
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.51	446.16	0.00	0.00
0.00	0.00	65.50	163.18
0.00	0.00	444.24	1,479.56
4.36	2.01	0.00	0.00
0.00	0.00	115.50	190.57
$S_9 = 123.87$	$M_9 = 448.17$	$P_9 = 625.24$	$M_8 = 1,833.32$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 4.091
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.155
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 116.20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.46$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 509.04$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.30$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.154$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.33

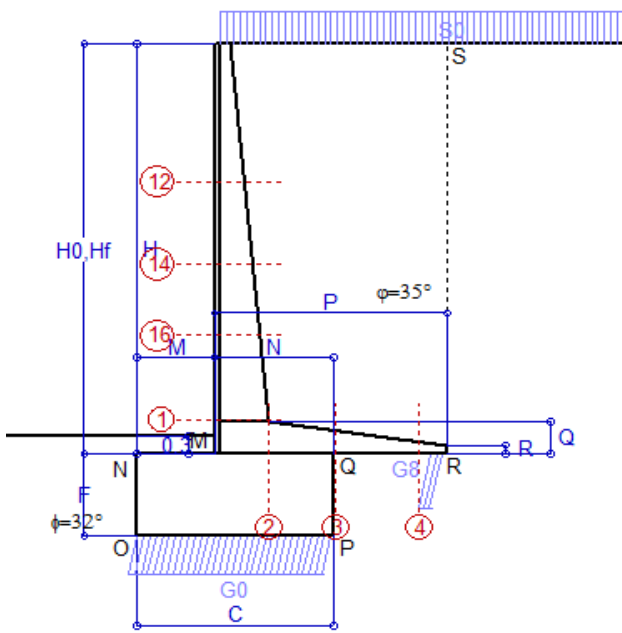
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	235.7	76.1	101.8	120.3	90.1	82.2	26.61	4.52	103	4.08	40	0.066
2	153.2	0.0	170.0	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	92	4.57	42	0.000
3	40.6	0.0	97.2	125.0	40.3	34.8	30.24	7.10	42	2.30	42	0.000
4	-33.0	0.0	0.0	125.0	27.3	21.8	13.52	7.10	219	7.66	42	0.000
12	12.2	15.5	13.9	115.3	49.1	42.3	7.60	4.52	34	1.06	38	0.000
14	49.3	31.8	35.7	117.2	63.2	56.1	15.21	4.52	55	1.95	38	0.000
16	113.8	50.2	62.5	118.9	75.4	67.0	22.81	4.52	71	2.84	38	0.030

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.04^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.018$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.009$

Dati

- $H_m = 7.00$ m
- $C = 3.30$ m
- $F = 1.40$ m
- $M = 1.30$ m
- $N = 2.00$ m
- $P = 3.90$ m
- $Q = 0.55$ m
- $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u70NM

- Altezza della terra contro il pannello $H = 7.00$ m
- Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
- Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
- Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
- Accelerazione massima locale $a_{\text{max}}/g = 0.090$
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.2$
- Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_\theta = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 7.00$ m

$H = 7.00$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.500$

$a_{\text{max}}/g = 0.090$

$\beta_m = 0.2$

$I_\theta = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.345$
 - Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 7.00$ m $O_3 = 2.99^\circ$
 - Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.318$
 - Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Monoboe-Okabe) $K_p = 2.59$
- (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		VERTICALI	
	ORIZZONTALI	VERTICALI	Forze	Momenti
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	151.7	566.5	7.9	41.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.6	47.2	0.5	2.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.2	3.4	65.2	161.7
Peso terra e sovraccarico x 1	7.9	40.8	455.5	1,516.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.6	2.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.1	1.5	114.5	188.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-33.7*	-19.1*	0.0*	0.0*
TOTALI	S₉ = 180.1	M₉ = 662.2	P₉ = 643.6	M₈ = 1,911.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 66.4$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 577.1$ kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.175$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.8^\circ$
- Scorrimento** sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 33.7 * 0.5 = 338.6 > E_d = S_9 = 180.1$
- Ribaltamento** rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 19.1) = 1911 > E_d = 1.0 * M_9 = 662.2$
- Ribaltamento** rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1034 > E_d = 419.2$
- Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 280$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 182$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Monoboe-Okabe) $K_0 = 0.318$

Freccia in cima al pannello mm 12.06

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b _w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	370.5	370.5	83.6	111.3	90.1	82.2	120.3	20.3	73°, 1.0	8.82	26.61	4.52	10.70	845.6	354.2
2	255.3	255.3	0.0	192.6	55.0	49.5	125.0	125.0	-	9.83	36.54	7.10	11.37	650.2	297.3
3	159.9	159.9	0.0	111.4	40.3	34.8	125.0	125.0	-	7.79	30.24	7.10	8.30	372.3	237.3
4	-8.7	-8.7	0.0	8.1	21.3	15.9	125.0	125.0	-	3.87	10.02	7.10	0.00	-49.8	98.7
12	24.6	28.3	17.3	20.4	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	3.63	7.60	4.52	3.96	125.4	67.0
14	86.4	97.6	35.3	44.3	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.57	15.21	4.52	3.96	327.9	84.1
16	187.0	209.1	55.4	71.5	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.38	22.81	4.52	5.07	585.7	128.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Prefabbricato tipo u70NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi eluvio-colluviali; da argille debolm. sabb.se a sabbie fini argill.s			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32°	$\Phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

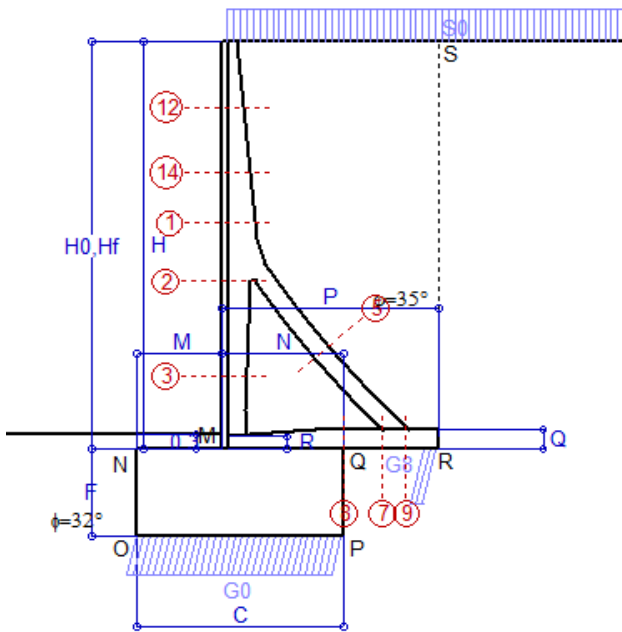
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.40		
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	808.7	697.5	577.1
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.19°	16.92°	12.82°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	189.5	212.2	131.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.30	3.30	3.30
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.65	1.65	1.65
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.70	1.70	1.70
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	474.85	215.85	262.59
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.14	1.16	1.16
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.59	0.48	0.60
Paolucci e Pecker 1997	$Z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.987
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.15	1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.57	0.44	0.56
Paolucci e Pecker 1997	$Z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	402.71	135.93	183.56
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.45	0.34	0.46
	$m = 2$		2.00	2.00	2.00
Paolucci e Pecker 1997	$Z_\gamma = (1 - K_h / \tan \phi)^{0.35}$		-	-	0.987
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.878	0.352	0.446
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2068.5	1160.9	1472.3
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	808.7	697.5	577.1
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mu	$I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202.9	886.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65.0	370.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	95.7	276.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	843.4	3 221.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	10.9	5.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	221.0	442.0
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 278.9	M_g = 1 261.8	P_g = 1 160.0	M_g = 3 940.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 108.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1051.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.263$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 725.0 > E_d = 1 * S_9 = 278.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8) = 3546 > E_d = 1.1 * M_9 = 1388$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 530$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 301$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.244$

Freccia in cima al pannello mm 2.72

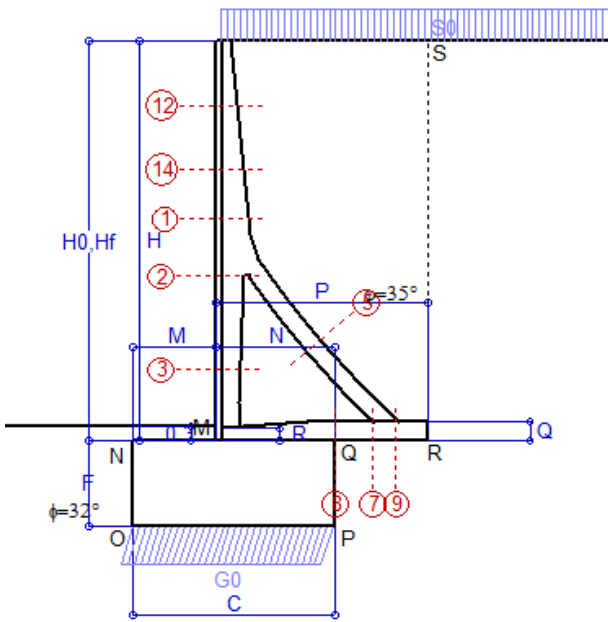
Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	108.7	122.1	51.4	52.0	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.10	12.60	4.15	4.02	277.3	83.3
2	63.4	73.2	306.8	-82.6	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.20	6.57	6.50	10.44	180.7	-178.1
3	-31.7	-31.7	353.6	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.69	4.02	6.50	4.54	-179.2	78.3
5	-16.9	-16.9	-305.7	28.3	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.15	9.11	10.05	5.69	-57.8	55.7
7	-47.2	-35.4	196.5	-92.5	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.68	11.12	6.47	10.66	-120.6	-202.7
8	-39.1	-39.1	196.5	23.4	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.64	7.10	6.47	4.30	-120.5	202.7
9	37.4	37.4	0.0	49.7	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
12	9.8	11.6	13.3	13.2	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.60	4.02	4.15	4.02	54.8	53.5
14	48.5	55.1	32.3	32.4	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.75	8.04	4.15	4.02	145.9	70.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 1.65$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.500$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.306$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197.8	863.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	71.4	407.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	73.6	212.6
Peso terra e sovraccarico x 1÷1.3	0.0	0.0	661.0	2 524.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	15.2	6.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	170.0	340.0
TOTALI (GEO)	$S_9 = 284.5$	$M_9 = 1 277.1$	$P_9 = 904.6$	$M_9 = 3 077.0$
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	316.8	1 426.8	952.2	3 296.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 904.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.98$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.227$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.5^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \text{equ} * R_0 = 476.1 > E_d = S_9 \text{equ} = 316.8$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (M_8 \text{equ}) = 3296 > E_d = M_9 \text{equ} = 1426.8$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1671.5 > E_d = 916.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 432$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 303$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.306$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	113.0	126.8	42.2	53.8	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.06	12.60	4.15	4.02	275.8	83.0	
2	67.0	77.2	306.1	-83.5	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.20	6.57	6.50	10.44	180.6	-177.9	
3	-31.3	-31.3	347.0	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	11.52	4.02	6.50	4.54	-177.8	77.8	
5	-13.3	-13.3	-314.2	22.2	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.08	9.11	10.05	5.69	-56.7	55.7	
7	39.1	40.4	202.0	-28.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	5.50	11.12	6.47	10.66	179.3	-204.3	
8	79.0	79.0	202.0	60.0	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.81	7.10	6.47	4.30	129.8	204.3	
9	56.9	56.9	0.0	81.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	10.5	12.4	11.0	14.1	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.59	4.02	4.15	4.02	54.6	53.2	
14	50.9	57.8	26.6	33.8	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.72	8.04	4.15	4.02	145.1	69.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

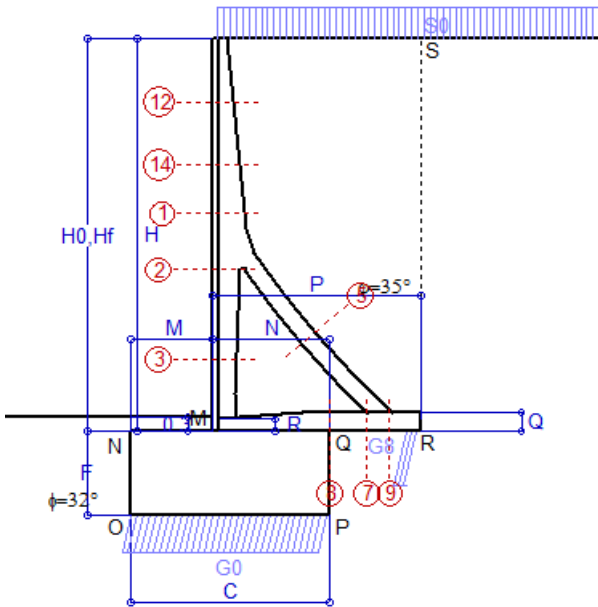
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
43.36	247.14	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	635.82	2 429.89
8.39	3.88	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
$S_9 = 207.84$	$M_9 = 932.61$	$P_9 = 879.40$	$M_8 = 2 982.54$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	3.198
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	2.644
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 88.36$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0.31$ m	
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 791.04$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 4.00$ m	
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t = 0.198$ MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta = 13.3^\circ$	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.05

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	78.3	38.2	51.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	107	3.24	38	0.000
2	44.9	232.2	-63.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	37	3.00	38	0.000
3	-25.5	269.3	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-4	3.62	38	0.000
5	-10.4	-225.0	20.8	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	162	0.00	38	0.115
7	-40.1	144.6	-72.7	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	74	3.67	40	0.000
8	-36.2	144.6	15.0	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	57	3.19	40	0.000
9	28.4	0.0	37.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	77	2.44	40	0.000
12	6.8	9.7	11.2	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	46	1.14	38	0.000
14	34.5	23.9	30.5	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	89	2.38	38	0.000

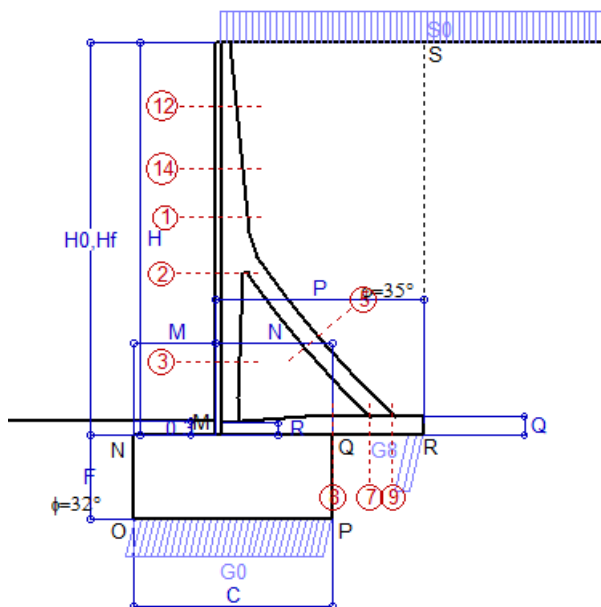
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
32.52	185.36	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	614.82	2 351.14
8.34	3.87	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
$S_9 = 196.95$	$M_9 = 870.82$	$P_9 = 858.40$	$M_8 = 2 903.79$

- Spinta della terra su sez. R-S x 1
- Spinta del sovraccar. su R-S x 1
- Peso struttura (parete+platea) x 1
- Peso terra e sovraccarico x 1
- Spinta della terra sulla fondaz. x 1
- Peso della fondazione x 1

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	3.335
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	2.724
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 93.56$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$	0.32 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 764.84$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 =$	3.98 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.192 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12.9°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	69.1	36.1	46.5	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	94	2.86	38	0.000
2	37.1	216.7	-59.1	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	22	2.45	38	0.000
3	-27.6	251.8	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-3	3.73	38	0.000
5	-10.0	-208.5	20.0	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	151	0.00	38	0.105
7	-44.0	134.0	-72.1	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	99	4.25	40	0.000
8	-41.4	134.0	13.2	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	86	3.94	40	0.000
9	27.7	0.0	36.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	75	2.38	40	0.000
12	5.6	9.0	9.4	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	38	0.95	38	0.000
14	29.8	22.4	27.0	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	76	2.06	38	0.000

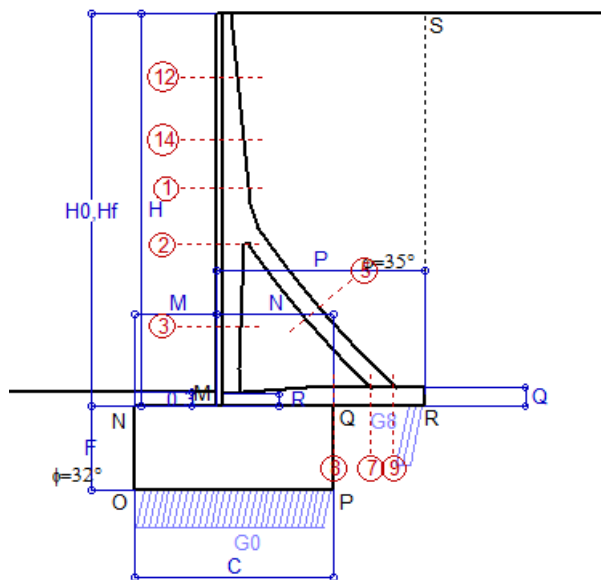
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Anas S.p.A. - S.S. 291 'Della Nurra' - Lotti 1 e 4

Alghero-Cantoniera Rudas - OS22



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.63$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156.09	681.59	0.00	0.00
0.00	0.00	73.58	212.65
0.00	0.00	551.82	2 114.89
8.19	3.85	0.00	0.00
0.00	0.00	170.00	340.00
$S_9 = 164.28$	$M_9 = 685.44$	$P_9 = 795.40$	$M_8 = 2 667.54$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.892$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.026$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 97.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.34$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 697.63$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3.81$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.183$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

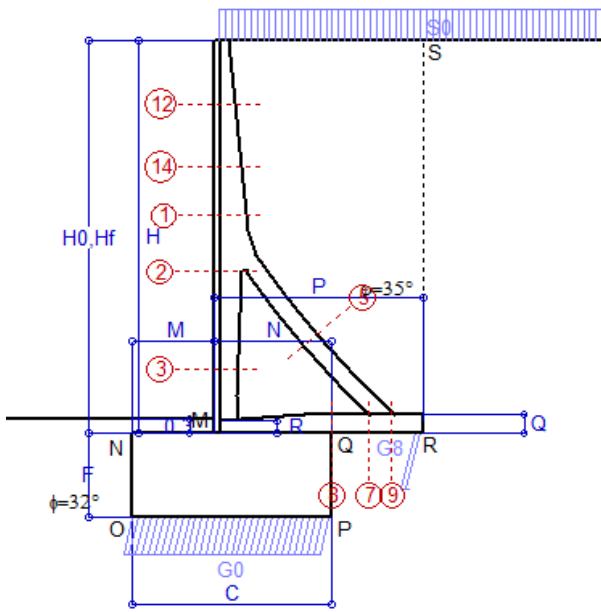
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	41.5	29.7	31.6	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	54	1.74	38	0.000
2	13.7	170.3	-46.9	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	1.14	38	0.000
3	-34.3	199.4	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	1	4.22	38	0.000
5	-8.8	-158.9	17.4	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	120	0.00	38	0.072
7	-45.3	102.2	-56.2	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	128	4.63	40	0.000
8	-34.8	102.2	22.1	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	81	3.41	40	0.000
9	25.4	0.0	33.7	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	69	2.18	40	0.000
12	2.0	6.7	4.0	118.3	40.0	33.1	4.02	4.15	11	0.36	38	0.000
14	15.5	17.8	16.3	124.0	53.0	45.9	8.04	4.15	37	1.10	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\theta = 1.04^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.018$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.009$

Dati

$H_m = 8.00$ m
 $C = 4.00$ m
 $F = 1.70$ m
 $M = 1.65$ m
 $N = 2.35$ m
 $P = 4.20$ m
 $Q = 0.40$ m
 $R = 0.25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u80TM

Altezza della terra contro il pannello $H = 8.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (20%) $S_0 = 4.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.500$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.090$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.2$
 Pendenza del rilevato a tergo del murc $l_8 = 0.0\%$

$a_g/g = 0.09$

$H_0 = 8.00$ m

$H = 8.00$ m

$S_0 = 4.0$ kN/m²

$= \text{atn}(\tan\phi / 1.25) = 29.26^\circ$

$R_0 = 0.500$

$a_{max}/g = 0.090$

$\beta_m = 0.2$

$l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.345$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 8.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.99^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.318$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.59$
 (Dati: $\phi = 26.56^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	198.2	865.4	10.4	60.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11.0	62.8	0.6	3.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.3	4.7	73.3	210.7
Peso terra e sovraccarico x 1	9.8	58.5	563.3	2 158.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	16.1	6.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.0	2.6	168.5	336.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-46.6*	-31.1*	0.0*	0.0*
TOTALI	S_g = 239.5	M_g = 1 000.5	P_g = 815.9	M_g = 2 770.0

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghez del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 50.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.17$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 765.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 4.00$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.191$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 + 46.6 \times 0.5 = 431.3 > E_d = S_9 = 239.5$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * (M_8 + 31.1) = 2770 > E_d = 1.0 * M_9 = 1000.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 1365 > E_d = 616.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 367$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 230$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.11

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.318$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H	d	B5	b _w	staffe	X1	A1	A2	A4	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	α°, ctgθ	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	74.4	84.6	32.8	40.6	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.01	12.60	4.15	4.02	274.2	86.5	
2	33.5	41.8	244.4	-73.3	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.92	6.57	6.50	10.44	170.9	-180.2	
3	-40.3	-40.3	283.2	11.6	44.3	39.3	22.5	22.5	-	10.09	4.02	6.50	4.54	-163.6	73.6	
5	-11.0	-11.0	-249.5	18.5	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.61	9.11	10.05	5.69	-64.4	55.7	
7	-9.3	-4.3	160.4	-49.2	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.53	11.12	6.47	10.66	-114.6	-198.0	
8	10.0	10.0	160.4	34.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.63	7.10	6.47	4.30	122.9	198.8	
9	32.2	32.2	0.0	42.3	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
12	5.2	6.3	7.5	8.0	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	2.57	4.02	4.15	4.02	54.3	55.5	
14	30.7	35.3	19.8	23.5	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	3.69	8.04	4.15	4.02	144.2	73.1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u80TM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi eluvio-colluviali; da argille debolm. sabb.se a sabbie fini argill.se		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32°	$\Phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00	
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.70	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1051.3	904.6	765.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.52°	17.46°	13.30°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	252.7	284.5	181.0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.00	3.98	4.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.4636	0.4636
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.00	1.99	2.00
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	2.00	2.00	2.00
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	547.91	245.64	300.68
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	12.59	12.59
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 x \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.14	1.15	1.15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.58	0.47	0.58
Paolucci e Pecker 1997	$Z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.987
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.17	1.17
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.56	0.42	0.55
Paolucci e Pecker 1997	$Z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	476.75	156.72	214.94
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	13.58	13.58
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.44	0.32	0.45
	$m = 2$		2.00	2.00	2.00
Paolucci e Pecker 1997	$Z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.987
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	1.025	0.402	0.516
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2927.6	1601.2	2062.5
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1051.3	904.6	765.7
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					