

Nuova S.S.125/133bis "Olbia-Palau"
Tratta Arzachena Nord - Palau,
Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA366

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:

RESPONSABILI 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. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Francesco Ruggieri

OPERE D'ARTE MINORI

OPERE DI SOSTEGNO

Relazione tecnica e di calcolo muri

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	CA366_P000S00GETRE01_A			
DPCA0366	D 22	CODICE ELAB. P000M00GETRE01		A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	FEB 2024	B.CAPOZZI	G.PIAZZA	G.PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo Muri</i>	

INDICE

1	GENERALITA'	3
1.1	OGGETTO	3
1.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	3
1.2.1	<i>Vita Nominale V_n</i>	3
1.2.2	<i>Classi d'Uso</i>	3
1.2.3	<i>Periodo di Riferimento per l'azione sismica</i>	4
1.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	4
1.3.1	<i>Muri di sostegno</i>	8
1.3.2	<i>Muri di sottoscarpa</i>	8
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI	9
3	NORME TECNICHE	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO	10
4.1	CALCESTRUZZI	10
4.1.1	<i>Caratteristiche ai fini della durabilità</i>	10
4.1.2	<i>Copriferrini nominali</i>	12
4.1.3	<i>Resistenze di progetto</i>	14
4.1.4	<i>Verifiche a fessurazione</i>	16
4.2	ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO	17
4.2.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	17
4.2.2	<i>Resistenze di progetto</i>	17
5	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	18
6	CRITERI DI CALCOLO	19
6.1	ORGANIZZAZIONE DEL CALCOLO	19
6.2	CALCOLO DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA.....	19
6.2.1	<i>Spinta della terra</i>	19
6.2.2	<i>Spinta della falda freatica</i>	21
6.2.3	<i>Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche</i>	22

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

6.3	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	22
6.4	STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO.....	23
6.5	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO	23
6.6	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ALLO SLU	23
6.7	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRA PLATEA E FONDAZIONE.....	26
7	AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO	27
7.1	ANALISI DEI CARICHI	27
7.1.1	<i>Carichi permamenti</i>	27
7.1.2	<i>Sovraccarico accidentale a tergo del muro</i>	27
7.1.3	<i>Urto veicolo in svio</i>	27
7.1.4	<i>Azione del vento</i>	27
7.2	AZIONE SISMICA.....	29
7.2.1	<i>Parametri sismici fondamentali</i>	29
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
8	SEZIONI DI ANALISI E RISULTATI.....	31
8.1	SEZIONI DI ANALISI – MURI DI SOSTEGNO.....	31
8.1.1	<i>Muri di sottoscarpa</i>	31
9	ALLEGATO 1 – MURI DI SOSTEGNO	32
10	ALLEGATO 2 – MURI DI SOTTOSCARPA	33

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

1 GENERALITA'

1.1 Oggetto

La presente relazione illustra le analisi e le verifiche relative ai **Muri di sostegno e di sottoscarpa** previsti per la realizzazione della nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Arzachena Nord , Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S. 125 – 1° stralcio, fino a Palau.

Le analisi e le verifiche statiche sono condotte conformemente al livello di Progettazione Definitiva di cui trattasi e mirano al dimensionamento degli elementi principali per consentirne una piena definizione dal punto di vista prestazionale ed economico.

Le analisi e le verifiche degli aspetti di dettaglio, saranno sviluppate nella successiva fase di Progettazione Esecutiva.

1.2 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

1.2.1 Vita Nominale V_N

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 1.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

In accordo con la Committenza Anas è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto: $V_N = 50$ anni.

1.2.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **IV**;
- Coefficiente d'Uso: $C_U = 2.0$.

1.2.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni.

1.3 Descrizione delle opere

Nel progetto sono previste diverse opere di sostegno, costituite da muri prefabbricati, i cui paramenti esterni saranno sempre rivestiti in pietra locale.

Data la morfologia del territorio e le caratteristiche del progetto, la tipologia prevalente di muro è quella di sostegno soprattutto in appoggio alle spalle dei viadotti e caratterizzati da fondazioni in c.a., non mancano tuttavia muri di sottoscarpa.

Nelle figure seguenti sono riportate le tipologie di muri adottate:

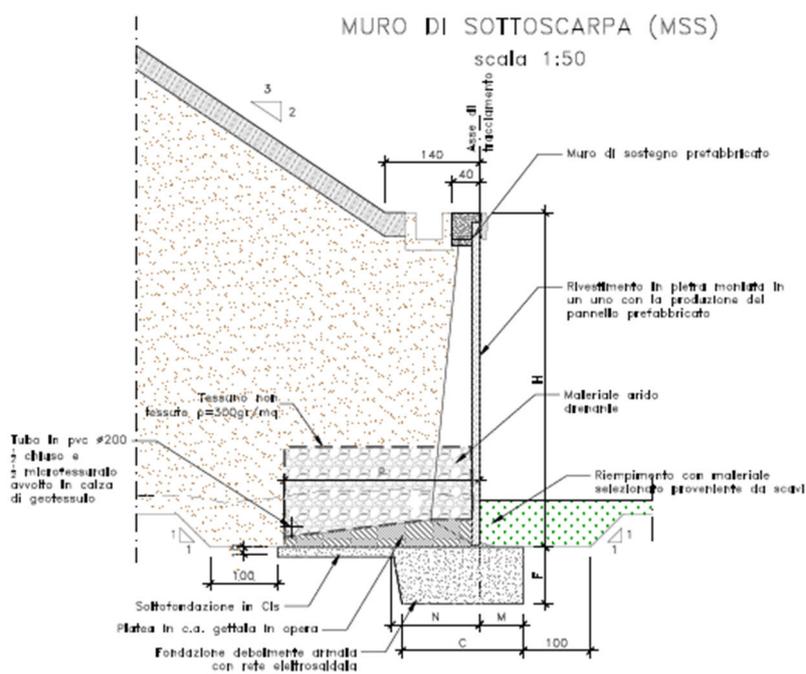


Figura 1.1 sezione muri di sottoscarpa

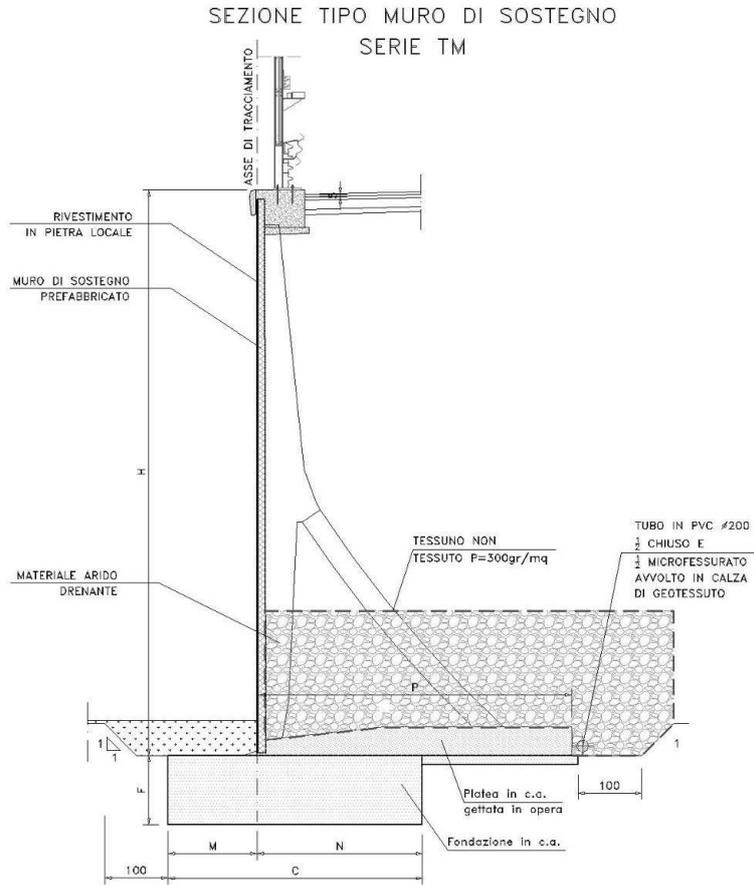


Figura 1.2 sezione muri di sottoscarpa

Nel prospetto seguente è riportato il muro di sottoscarpa presente lungo il tracciato, con l'altezza media e lo sviluppo longitudinale:

Muro	$h_{media,muro}$	L_{muro}
	[m]	[m]
MSS_AP01_E02_SX	4.00	113.75

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

Di seguito viene riportato l'elenco dei muri di sostegno in approccio alle spalle dei viadotti, con le rispettive altezze medie e lo sviluppo longitudinale:

Muro	$h_{\text{media,muro}}$	L_{muro}
	[m]	[m]
(VI01) - MST_AP01_03_DX	7,00	95,00
(VI01) - MST_AP01_04_SX	8,50	12,50
(VI02) - MST_AP01_10_SX	5,50	97,50
(VI04) - MST_AP02_01_DX	6,50	7,50
(VI04) - MST_AP02_01_SX	6,00	20,00
(VI04) - MST_AP02_02_DX	8,00	10,00
(VI04) - MST_AP02_02_SX	7,00	35,00
(VI05) - MST_AP02_19_DX	6,00	22,50
(VI05) - MST_AP02_21_DX	5,50	77,50

Tutte le opere analizzate nella presente relazione sono costituite da muri con fondazioni gettate in opera e paramenti prefabbricati con contrafforti.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo Muri</i>	

1.3.1 Muri di sostegno

I tipologici esaminati sono i seguenti:

- Muro di sostegno tipo H3 ("U30NM"): per altezze del paramento $H \leq 3.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H4 ("U40NM"): per altezze del paramento $3.01 \text{ m} \leq H \leq 4.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H5 ("U50NM"): per altezze del paramento $4.01 \text{ m} \leq H \leq 5.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H6 ("U60NM"): per altezze del paramento $5.01 \text{ m} \leq H \leq 6.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H7 ("U70NM"): per altezze del paramento $6.01 \text{ m} \leq H \leq 7.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H8 ("U80TM"): per altezze del paramento $7.01 \text{ m} \leq H \leq 8.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H9 ("U90TM"): per altezze del paramento $8.01 \text{ m} \leq H \leq 9.0$ m.

1.3.2 Muri di sottoscarpa

I tipologici esaminati sono i seguenti:

- Muro di sottoscarpa tipo H3 ("U30MN"): per altezze del paramento $H \leq 3.0$ m;
- Muro di sottoscarpa tipo H4 ("U40MN"): per altezze del paramento $3.01 \text{ m} \leq H \leq 4.0$ m;
- Muro di sottoscarpa tipo H5 ("U50NM"): per altezze del paramento $4.01 \text{ m} \leq H \leq 5.0$ m.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Le analisi e le verifiche delle strutture sono state effettuate nel rispetto della seguente normativa vigente:

- [D_1]. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> (nel seguito indicate come NTC18).
- [D_2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18).
- [D_3]. Norma Europea UNI EN 206: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità (Dicembre 2016).
- [D_4]. Norma Italiana UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 (luglio 2016).

3 NORME TECNICHE

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

4.1 Calcestruzzi

4.1.1 Caratteristiche ai fini della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme EN206 e UNI 11104.

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione, in accordo alla “Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano” contenuta nell’appendice A alla norma, che attribuisce alla **Sardegna** un livello di rischio **Nullo**, è stata esclusa l’applicazione della classe **XF** (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe **XD** (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall’acqua di mare).

Relativamente all’applicazione della classe **XA** (Attacco chimico da parte del terreno naturale e delle acque contenute nel terreno), le analisi chimiche eseguite su campioni di terreno e su acqua di falda ai sensi della norma UNI EN 206, non hanno evidenziato acidità nei terreni e concentrazioni di CO₂ nell’acqua, tali da rientrare nei range illustrati nel prospetto 2 della norma. Non si riscontra quindi la presenza di un ambiente aggressivo.

Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d’opera e il contenuto minimo di cemento:

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)			
CALCESTRUZZO PER	Magrone di sottofondazione	Fondazioni	Elevazioni
Classe di resistenza (fck/Rck)	C12/15	C25/30	C32/40
Classe di esposizione ambiente	-	XC2	XC4
φ max inerti (mm)	Dupper	32	25
	Dlower	20	16
Classe di consistenza	-	0.6	S4
Rapporto max acqua/cemento	-	0.5	0.5
Contenuto massimo di cloruri	-	0.20%	0.20%
Contenuto minimo di cemento	150	300	340

Tabella 4.1 – Caratteristiche dei Calcestruzzi per getti in opera

* Cemento LH (Low Heat) a basso calore di idratazione.

** I contenuti di cemento indicati saranno verificati in sede di prequalifica, imponendo che il riscaldamento del calcestruzzo del nucleo in condizioni adiabatiche rispetti le seguenti condizioni:

- $\delta T_{3gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore non superiore a 2 m;
- $\delta T_{7gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore superiore a 2 m.

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

*** cemento tipo SR resistente ai solfati secondo EN 197/1.

Per le caratteristiche del calcestruzzo degli elementi prefabbricati si faccia riferimento agli allegati del presente elaborato.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

4.1.2 Copriferrini nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrino), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §[D_2], nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 50 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferrino vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 5 mm, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Per le produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferrini, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

La tabella seguente illustra i valori del calcestruzzo nominale gettato in opera richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

DETERMINAZIONE DEI COPRIFERRINI NOMINALI SECONDO NTC2018

Dati generali relativi all'opera

Tipo di costruzione (1=temp. o provvisoria; 2 = prestazioni ordinarie; 3=prestazioni elevate)

Vita nominale dell'opera

Tabella C4.1.IV Copriferrini minimi in mm

ambiente	R_{ckmin}	R_{ck0}	barre da c.a.				cavi da c.a.p.
			elementi a piastra		altri elementi		elementi a piastra
			$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$
ordinario	30	45	15	20	20	25	25
aggressivo	37	50	25	30	30	35	35
molto ag.	45	55	35	40	40	45	5

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

Tabella 5 - Copriferrì e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Opera che sorge in terreni chimicamente debolmente aggressivi e/o con superfici esposte ad ambiente ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua.	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA	FONDA- ZIONE
	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	40	20
Classificazione dell'ambiente	XC4	XC4	XC4	XA1	
Spessore del copriferro:					
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	25	25	25	35	Fondazione tozza debolmente armata
Tolleranza di lavorazione	± 10	± 10	± 10	± 10	
Maggior spessore per durata	0	0	0	0	
TOTALE da norma mm	25±10	25±10	25±10	35±10	
Spessore indicato nei disegni mm	30±5	30+5/-0	35+5/-0	40±10	
Ampiezza massima delle fessure :					
Combinaz. frequente mm	0.3	0.3	0.3	0.3	
Combinaz. quasi permanente mm	0.2	0.2	0.2	0.2	

Tabella 4.2 – Valori dei copriferri nominali in base alle NTC2018

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

4.1.3 Resistenze di progetto

Calcestruzzo C25/30:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C25/30
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	Mpa	30
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	25
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	33.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	Mpa	2.56
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	1.80
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	3.33
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.08
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	31476
STATI LIMITE ULTIMI			
coefficiente γ_c	γ_c		1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	14.17
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.20
STATI LIMITE DI ESERCIZIO			
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	15.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	11.25
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.14
ANCORAGGIO DELLE BARRE			
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	2.69
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / \gamma_c$	MPa	1.89
Calcestruzzo non armato o a bassa perc. di armatura			
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ct1d} = 0.85 f_{ctd}$	Mpa	1.02
tensione di compressione limite	$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2(f_{ct1d}^2 + f_{cd} f_{ctd})^{0.5}$	Mpa	6.31

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau		
Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau.		
Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

Calcestruzzo C32/40:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	C32/40
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

STATI LIMITE ULTIMI	Var	
coefficiente γ_c	γ_c	1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

Calcestruzzo C35/45:

STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C35/45
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	Mpa	45
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	35
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	43.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	Mpa	3.21
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	2.25
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	4.17
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.85
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	34077

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente γ_c	γ_c		1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	19.83
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.50

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	21.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	15.75
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.67
Resistenza cubica cls allo scassero	R_{ckj}	Mpa	35.0
tensioni max iniziali di compressione	$\sigma_c < 0.6 f_{ckj}$	Mpa	17.43
tensioni max iniziali di compr. - elementi con arm.pretesa	$\sigma_c < 0.7 f_{ckj}$	Mpa	20.34

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	3.37
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	2.36

4.1.4 Verifiche a fessurazione

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considerano:

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

- Condizioni **aggressive**: per le verifiche a fessurazione delle elevazioni lato valle (classe di esposizione **XC4**);

La Tab. 4.1.IV stabilisce i criteri per la scelta degli stati limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura:

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	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
 - o Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm
 - o Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2$ mm

4.2 Acciaio in barre per cemento armato

4.2.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio in barre B450C in accordo a DM 17/01/2018 (Capitolo 11).

4.2.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità	B450C	B450A
Qualità dell'acciaio			B450C	B450A
Tensione caratteristica di snervamento nominale	f_{yk}	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	f_{tk}	Mpa	540	450
Modulo elastico	Es	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	ϕ_{min}	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	ϕ_{max}	mm	40	10
STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità		
coefficiente γ_s	γ_s		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità		
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo Muri</i>	

5 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici:

Rilevato stradale

Peso di volume – γ (kN/mc)	19,00
Angolo di attrito – φ' (°)	35
Coesione drenata – c' (kPa)	0

Terreno di fondazione (S)

Peso di volume – γ (kN/mc)	18,00
Angolo di attrito – φ' (°)	32
Coesione drenata – c' (kPa)	7

Il terreno di fondazione più frequentemente presente per i muri in oggetto è rappresentato dall'unità Monzograniti Alterati "S", che risulta essere anche il più scadente tra i riscontrati. A favore di sicurezza viene assunto come terreno di fondazione per le analisi di tutte le opere di sostegno.

Nel caso in esame si assume la quota della falda coincidente con la profondità massima del rilevato stradale.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

6 CRITERI DI CALCOLO

6.1 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. 17/01/18 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti sopraindicati nella tabella 2.

Nella presente scheda è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione;
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa;
- la verifica al ribaltamento (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto O) e rispetto allo spigolo inferiore esterno della struttura prefabbricata (punto M);
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni esterne e le resistenze nelle sezioni delle membrature.

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno è svolta nella settima scheda, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno non è svolta in questa relazione.

6.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella scheda vengono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione. La struttura è costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato ed è soggetta all'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 e moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 del capitolo 3 e ripetuti nella tabella "Spinte, pesi e momenti" di ciascuna scheda.

6.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura sottostante, 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.

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.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore ϕ dell'angolo d'attrito del terreno di riempimento e dal suo profilo a monte del muro.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO 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 la **formula di Rankine**,

- per terrapieno orizzontale:

$$k_1 = \tan^2(45 - \phi/2)$$

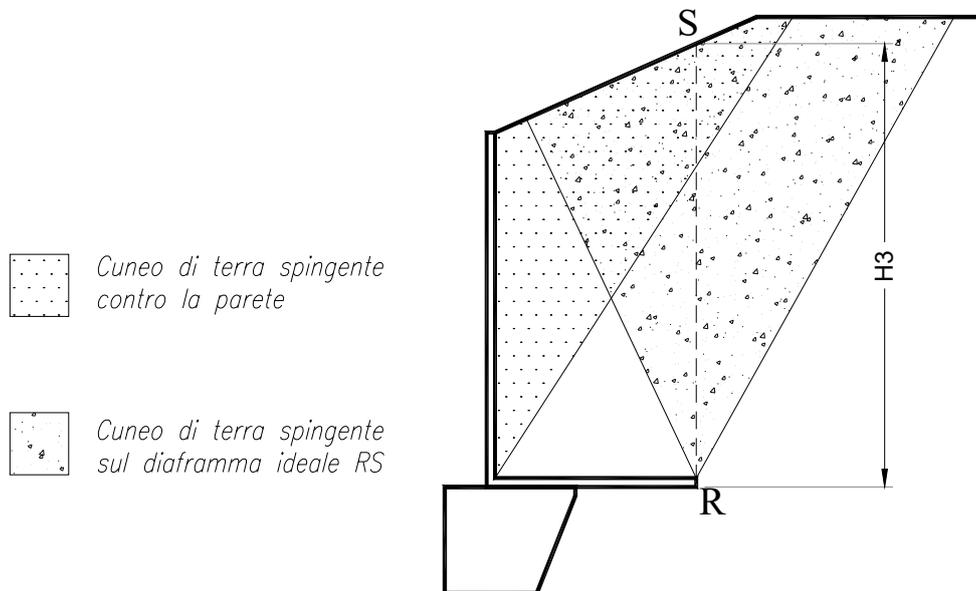
- per terrapieno inclinato dell'angolo β :

$$K_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$k_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

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.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau.		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	



- b) Se il profilo del rilevato non è rettilineo, 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 $K3$ 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. 17/1/2018.

6.2.2 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

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau		
Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau.		
Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

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.

6.2.3 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 stati calcolati in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicate per i rispettivi coefficienti delle azioni esposti nella tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

I coefficienti sismici, orizzontale e verticale, impiegati nel calcolo delle forze d'inerzia sono esposti nel paragrafo 6.3 e nelle schede 6 e 7.

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 SLU 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 grava, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

6.3 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni E_d (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno R_d allo scivolamento. Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza allo scorrimento è 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 e ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.1$ nel caso SLU).

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

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau		
Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau.		
Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

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.

6.4 Stato limite di ribaltamento

Lo stato limite al 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) oppure lo spigolo inferiore esterno del prefabbricato (punto "M"). Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza al ribaltamento è espressa dalla somma di tutti i momenti resistenti ed è ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.15$ nel caso SLU). Ogni scheda espone il confronto tra i momenti ribaltanti E_d e quelli stabilizzanti R_d .

6.5 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno

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 punto 6.5.3.1.1 del DM 17/1/18 con l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3 tenendo conto 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 effettivo dovuto alle forze esterne. Il confronto è svolto sia a SLU (risultati delle schede 1 e 2) sia nel caso sismico. In questo caso la capacità portante tiene conto della riduzione dovuta al coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

6.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU

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:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi+\varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi-\delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi-\beta)}}{\sqrt{\sin(\psi-\delta) \cdot \sin(\psi+\beta)}}\right]^2} \quad k_0 = \frac{\sin^2(\psi+\varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi-\delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi-\beta)}}{\sqrt{\sin(\psi-\delta) \cdot \sin(\psi+\beta)}}\right]^2}$$

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 $\delta = 2 \cdot \phi / 3$.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

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.

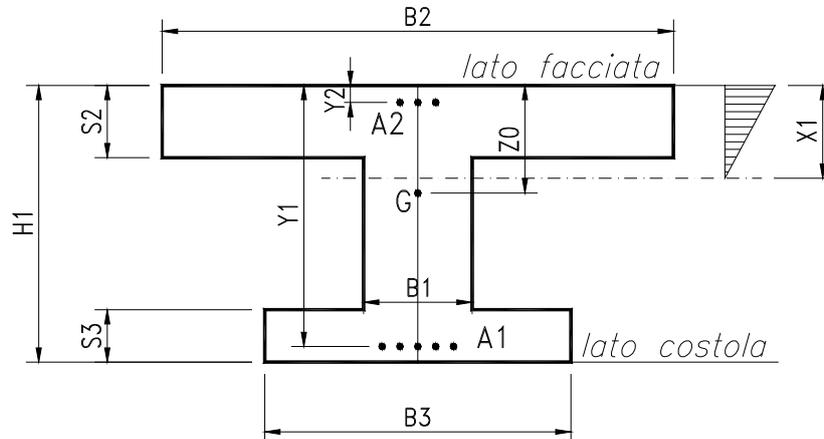
Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete". Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in strisce di altezza piccola (in genere m 0.5) a partire dal livello della terra. 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. 17/1/2018.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	



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 ;

M_{Edu} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.22] (= décalage);

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q .

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q , 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 θ = Cotangente dell'inclinazione q dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.25]. 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 4.1.28);

V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.27);

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

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo Muri</i>	

fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.4], 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.

6.7 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.

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.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

7 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

7.1 Analisi dei carichi

7.1.1 Carichi permanenti

7.1.1.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali di tutti i muri, è automaticamente valutato dal programma di calcolo utilizzato per l'analisi.

7.1.1.2 Spinta delle terre

Il calcolo della spinta del terreno è stata effettuato con riferimento al coefficiente di [spinta attiva \$K_A\$](#) .

7.1.2 Sovraccarico accidentale a tergo del muro

Sono stati considerati i seguenti carichi da traffico: 20 kN/mq uniformemente ripartiti a tergo dei muri di sostegno.

7.1.3 Urto veicolo in svio

Tale azione è stata considerata nel calcolo dei soli [Muri di sostegno](#), poiché risultano essere gli unici con barriera di sicurezza (integrata o guard rail) installata in testa.

Lo schema di carico utilizzato è quello di un carico pari a 100 kN (azione eccezionale). Tale azione è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1.0 m sopra il livello del piano di marcia.

7.1.4 Azione del vento

L'azione del vento, considerata per i muri che prevedono barriere integrate, è calcolata come segue:

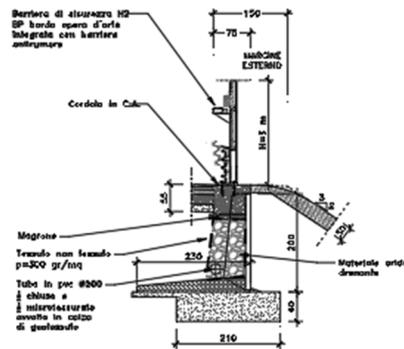
Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

- **barriere integrate h= 3,00 m:**

Dati geometrici barriera e relativa installazione	var	unità	
Altezza complessiva della barriera	Hbar	m	3,00
Analisi dei carichi - Carichi unitari			
Peso proprio	var	unità	
peso proprio barriera antirumore	pG1a	kN/m2	1,50
Azioni del Vento (q5)			
parametro vb,0	vb0	m/sec	28
parametro a0	a0	m	750
parametro ka	ka	l/sec)	0,4
altitudine del sito s.l.m.	as	m	95
velocità di riferimento vb riferita a TR = 50 anni	vb	m/sec	28,0
Tempo di ritorno di progetto	TR	anni	50
coefficiente α_r (eq.C3.3.2)	α_r		1,00
velocità di riferimento vb riferita al TR di progetto	vb(TR)	m/sec	28,0
pressione cinetica del vento	qb	kN/m2	0,49
Classe di rugosità del terreno			D
Categoria di esposizione del sito			II
coefficiente kr	kr		0,19
altezza di riferimento z0	z0	m	0,05
altezza di riferimento zmin	zmin	m	4,00
altezza dal suolo z	z	m	3,0
coefficiente beta	β		0,32
coefficiente gamma	γ		1,00
coefficiente di topografia	ct		1,32
coefficiente di esposizione ce(z)	ce		2,67
coefficiente dinamico	cd		1,0
coefficiente di forma	cp		1,20
pressione del vento	p=qb ce cp cd	kN/m2	1,57

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

DETTAGLIO MARGINE CON CORDOLO PER BARRIERA INTEGRATA DI
 SICUREZZA E ANTIRUMORE
 SCALA 1:50



Si è ritenuto opportuno verificare l'incremento di sollecitazioni dovuto alla presenza della barriera antirumore e fonoassorbente integrata alta 3,00m su un muro prefabbricato tipo u30NM con altezza del paramento di 2,00m.

7.2 Azione sismica

L'analisi del muro in fase sismica è stato effettuato con gli usuali metodi pseudo statici in accordo a quanto previsto dalle NTC2018 (par. 7.11.6.2). L'incremento di spinta delle terre in fase sismica è stato valutato in accordo alla teoria di [Mononobe-Okabe](#).

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono valutati come illustrato successivamente.

7.2.1 Parametri sismici fondamentali

I parametri sismici fondamentali sono stati determinati per la regione Sardegna utilizzando la Tabella 2, in allegato alle NTC. Si ottengono i seguenti valori:

TUTTE LE OPERE

Vita Nominale	$V_N =$	50	anni
Classe d'uso	$CI =$	IV	
Coefficiente d'uso	$C.u. =$	2.0	
Periodo di riferimento	$V_R =$	100	anni

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_C [s]
SLO	60	0.026	2.685	0.300
SLD	101	0.032	2.729	0.307
SLV	949	0.061	2.836	0.371
SLC	1950	0.072	3.061	0.393

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale, definiti in base al §3.2 delle NTC 2018.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-366	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo Muri</i>	

I parametri sismici caratteristici dei siti attraversati denotano una variabilità abbastanza modesta, pertanto si è assunta la categoria di sottosuolo **B**.

La categoria topografica per i muri è la T1, per cui sono stati effettuati i calcoli con coefficiente topografico $St = 1.20$.

7.3 Combinazioni di Carico

In accordo al par. 2.5.3 delle NTC2018 ai fini delle verifiche degli stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A_d :
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta le azioni di pretensione e precompressione (ove presenti);
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- A_d rappresenta le azioni eccezionali.
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

I valori dei coefficienti ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC2018.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	Relazione Tecnica e di Calcolo Muri	

8 SEZIONI DI ANALISI E RISULTATI

Tutte le verifiche di tipo geotecnico e strutturale hanno esito positivo e sono riportate in dettaglio negli allegati alla presente.

I calcoli e le analisi riportate in allegato fanno riferimento alle seguenti sezioni:

8.1 Sezioni di analisi – Muri di sostegno

- Muro di sostegno tipo H3 ("U30NM"): con altezza del paramento $H = 3.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H4 ("U40NM"): con altezza del paramento $H = 4.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H5 ("U50NM"): con altezza del paramento $H = 5.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H6 ("U60NM"): con altezza del paramento $H = 6.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H7 ("U70NM"): con altezza del paramento $H = 7.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H8 ("U80TM"): con altezza del paramento $H = 8.0$ m;
- Muro di sostegno tipo H9 ("U90TM"): con altezza del paramento $H = 9.0$ m.

8.1.1 Muri di sottoscarpa

- Muro di sottoscarpa tipo H3 ("U30MN"): con altezza del paramento $H = 3.0$ m;
- Muro di sottoscarpa tipo H4 ("U40MN"): con altezza del paramento $H = 4.0$ m;
- Muro di sottoscarpa tipo H5 ("U50NM"): con altezza del paramento $H = 5.0$ m.

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo Muri</i>	

9 ALLEGATO 1 – MURI DI SOSTEGNO

ANAS S.p.A.

Nuova S.S. 125/ 133 bis Arzachena-Palau

Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO

RELAZIONE DI CALCOLO

**dei muri di sostegno in cemento armato
realizzati con elementi prefabbricati
svolta a sensi del D.M. 17/1/2018**

Manufatti prodotti in conformità alle norme UNI EN 13369 e UNI EN 15258
dotati di "Marcatura CE" ai sensi del D.M. 17/1/2018

Sommario

1.	DISEGNI DI RIFERIMENTO	4
2.	NORME DI RIFERIMENTO	4
3.	DATI GENERALI DI PROGETTO	5
4.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1)	6
4.1	Organizzazione del calcolo	6
4.2	Calcolo delle azioni sulla struttura	6
4.2.1	Spinta della terra	6
4.2.2	Spinta della falda freatica	8
4.2.3	Carichi stradali	8
4.2.4	Forza d'urto stradale.....	9
4.2.5	Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche	9
4.3	Verifica allo scorrimento	10
4.4	Stato limite di ribaltamento	10
4.5	Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU	10
4.6	Verifica del collegamento tra platea e fondazione	13
5.	VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 2, 3 e 4)	13
5.1	Classe di esposizione agli agenti aggressivi.....	13
5.2	Copriferri	14
5.3	Calcolo dell'ampiezza delle fessure.....	15
5.4	Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5).....	15
6.	VERIFICA SISMICA (schede 5 e 6).....	16
6.1	Criteri generali di progetto.....	16
6.2	Dati di progetto dell'azione sismica	17
6.3	Calcolo dell'azione sismica	17
6.4	Calcolo delle forze d'inerzia	18
6.5	Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua	18

6.6	Spinta sulla parete prefabbricata.....	20
6.7	Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico.....	21
7.	CODICI DI CALCOLO	22
7.1	Tipo di analisi svolta	22
7.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	22
7.3	Affidabilità del codice di calcolo.....	22

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Carpenteria dell'opera (planimetria, sezioni-prospetto)

Muri di sostegno serie "uNM": esecutivo dei muri da 3,00 m a 7,00 m

Muri di sostegno serie "uTM": esecutivo dei muri da 8,00 m a 9,00 m

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 17/1/2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 21/1/2019 n° 7).

Per quanto in essa non contenuto si è fatto riferimento a:

* Calcestruzzo: UNI EN 206-1:2001 - Specificazione, prestazione, produzione e conformità e UNI 11104:2004 - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 201-1.

* 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: i parametri sismici sono stati assunti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici.

* Calcolo della capacità portante delle fondazioni: Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended formula for Bearing Capacity". Bull. n° 28 – Danish Geotechnical Institute – Copenhagen.

* Riduzione della capacità portante per il sisma: Pecket A. (1997) "Analytical formula for a seismic bearing capacity of shallow strip foundations" Proc. 14th Int. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering.

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4 Vn = anni 50

Classe d'uso IV

Corrispondente coefficiente d'uso C_U (Tab 2.4.II)

C_U = 2

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni aggressive: opera che sorge sulla costa o in prossimità del mare, o con la facciata esterna

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} /1,4	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 impiegati nei calcoli:

COEFFICIENTI	Verifiche SLU: A1+M1+R3		Verifiche SLE	Verifica sismica
	coeff "sfav."+"fav."	coeff tutti "sfav."		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):				
Peso della struttura e della terra portata	1	1.3	1.0	1.0
Spinta della terra	1.3	1.3	1.0	1.0
Peso del sovraccarico (carichi variabili)	0	1.5	1.0	0.2
Spinta del sovraccarico (carichi variabili)	1.5	1.5	1.0 x Ψ	0.2
Coefficienti parziali per le verifiche dei muri di sostegno (tabella 6.5.I e 7.11.III):				
Scorrimento γ _R	1.1	1.1	1.3	1.0
Ribaltamento γ _R	1.15	1.15	1.5	1.0
Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter "Muri 2018" versione			1.2.6	

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, esposte nelle sette schede elencate nel seguito:

Scheda 1: Verifica SLU: GEO e STR, con A1+M1+R3;

Scheda 1-Urto (Urto sul guard-rail): Verifica SLU: GEO e STR, con A1+M1+R3, coef SLU unitari;

Scheda 2: Verifica SLE combinazione RARA (Y = 1.0), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.;

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE (Y = 0.75), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE (Y = 0), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda 5: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff β = 0.38, per le verifiche SLU e GEO (esclusa la verifica al ribaltamento);

Scheda 6: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff β = 0.57, per le verifiche GEO al ribaltamento;

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1)

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. 17/01/18 come dalla norma.

Nella **prima scheda** sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti sopraindicati, considerando sia le spinte che i pesi come azioni "sfavorevoli".

Nella scheda è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione;
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa;
- la verifica al ribaltamento (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto O) e rispetto allo spigolo inferiore esterno della struttura prefabbricata (punto M);
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni esterne e le resistenze nelle sezioni delle membrature.

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno non è svolta in questa relazione.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

In questa scheda sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione. La struttura è costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato ed è soggetta all'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 nella scheda e moltiplicate per i coefficienti riportati nella tabella 2 del capitolo 3 e ripetuti nella tabella "Spinte, pesi e momenti" della scheda stessa.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura sottostante, 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.

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 f dell'angolo d'attrito del terreno di riempimento e dal suo profilo a monte del muro.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO 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 la **formula di Rankine**,

- per terrapieno orizzontale:

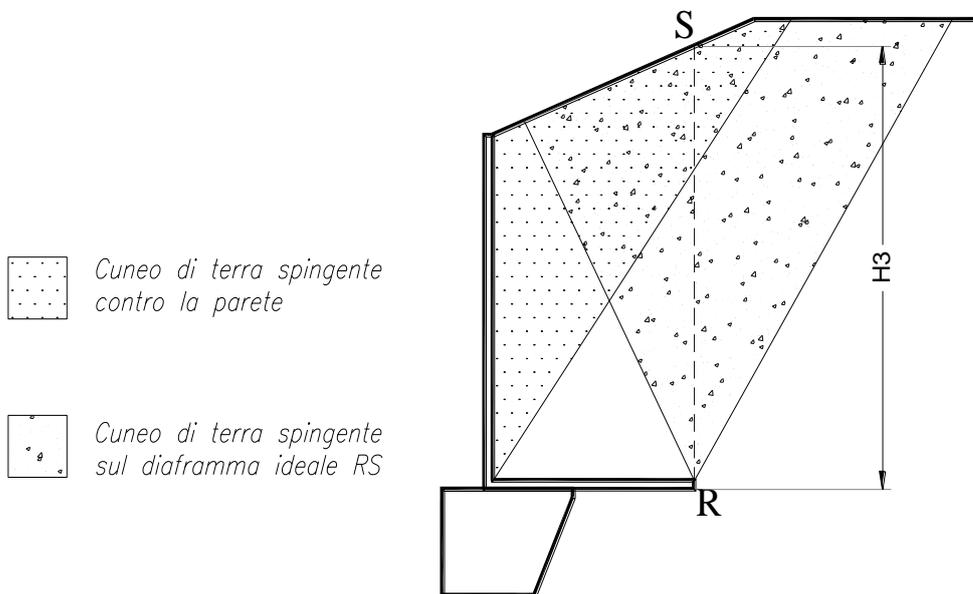
$$k_1 = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

- per terrapieno inclinato dell'angolo β :

$$K_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

$$k_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

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.



b) Se il profilo del rilevato non è rettilineo, 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, e T 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. 17/1/2018.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri prefabbricati presi in considerazione nel presente progetto 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.

Il programma di calcolo richiede l'inserimento della posizione della falda come una 'quota rispetto alla cima della fondazione'. Nel presente caso di studio la falda è collocata proprio alla quota dell'estradosso della fondazione per cui il valore di 'quota rispetto alla cima della fondazione' è pari a zero, motivo per il quale nelle schede di verifica non compare la posizione della falda stessa.

4.2.3 Carichi stradali

Le strutture sono state verificate per un'azione variabile da traffico agente sul rilevato a tergo del muro definita prendendo a riferimento il capitolo C5.1.3.3.5.1 della Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 del C.S.L.L.PP. "Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte".

Il sovraccarico accidentale è stato pertanto ricavato partendo dagli schemi delle corsie convenzionali di carico degli archi e dalla loro disposizione per realizzare le condizioni più gravose (rif. schema di carico 1 capitolo 5.1.3.3.5 NTC 2018).

Nelle verifiche dei muri si è considerato un sovraccarico equivalente S_0 agente sul rilevato che tiene conto della diffusione dei carichi delle corsie convenzionali secondo un angolo di 30° ed è pertanto variabile in funzione dell'altezza del muro.

Si riporta nel seguito uno specchietto riassuntivo con i valori dei sovraccarichi impiegati nelle verifiche dei muri di sostegno in esame.

			30NM	40NM	50NM	60NM	70NM
Altezza paramento	H	m	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00
Larghezza diffusione impronta	B _{diff}	m	5.7	6.8	8.0	9.1	10.3
Larghezza corsia convenzionale	L	m	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
Area diffusione carichi	A _{diff}	m ²	17.0	20.5	23.9	27.4	30.8
Carico equivalente C1	q _{diff} CORSIA 1	kN/m ²	44.3	38.3	34.1	30.9	28.4
Carico equivalente C2	q _{diff} CORSIA 2	kN/m ²	26.0	22.1	19.2	17.1	15.5
Carico equivalente C3	q _{diff} CORSIA 3	kN/m ²	14.3	12.3	10.9	9.8	9.0
Carico equivalente R	q _{diff} Rimanente	kN/m ²	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
SOVRACCARICO S0	S0	kN/m²	44.3	38.3	34.1	30.9	43.9

			80TM	90TM
Altezza paramento	H	m	8.00	9.00
Larghezza diffusione impronta	B _{diff}	m	11.4	12.6
Larghezza corsia convenzionale	L	m	3.0	3.0
Area diffusione carichi	A _{diff}	m ²	34.3	37.8
Carico equivalente C1	q _{diff} CORSIA 1	kN/m ²	26.5	24.9
Carico equivalente C2	q _{diff} CORSIA 2	kN/m ²	14.2	13.1
Carico equivalente C3	q _{diff} CORSIA 3	kN/m ²	8.3	7.8
Carico equivalente R	q _{diff} Rimanente	kN/m ²	2.5	2.5
SOVRACCARICO S0	S0	kN/m²	40.6	38.0

4.2.4 Forza d'urto stradale

Le strutture sono state progettate per resistere ad una forza orizzontale causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza installati sul cordolo di sommità del muro. La forza d'urto, simulata con una forza orizzontale equivalente applicata ad 1.00m dal piano stradale, è pari a 100kN (Vedi punto 3.6.3.3.2 del D.M. 17/1/2018). Tale azione è stata ripartita su n. 5 muri prefabbricati per effetto del cordolo in C.A. presente in sommità dei muri stessi.

Nella scheda 1-Urto sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti delle azioni unitari propri delle azioni eccezionali.

4.2.5 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 moltiplicati per i rispettivi coefficienti delle azioni esposti nella tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

I coefficienti sismici, orizzontale e verticale, impiegati nel calcolo delle forze d'inerzia sono esposti nel paragrafo 6.3 e nelle schede 5 e 6.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri serie "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 SLU 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 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni E_d (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno R_d allo scivolamento. Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza allo scorrimento è 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 e ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.1$ nel caso SLU).

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 Stato limite di ribaltamento

Lo stato limite al 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) oppure lo spigolo inferiore esterno del prefabbricato (punto "M"). Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza al ribaltamento è espressa dalla somma di tutti i momenti resistenti ed è ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.15$ nel caso SLU). Ogni scheda espone il confronto tra i momenti ribaltanti E_d e quelli stabilizzanti R_d .

4.5 Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU

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:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} k_0$$

$$= \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

f = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame;

b = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $b > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

y = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $y > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

d = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $d = 2 \cdot f / 3$.

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 d 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.).

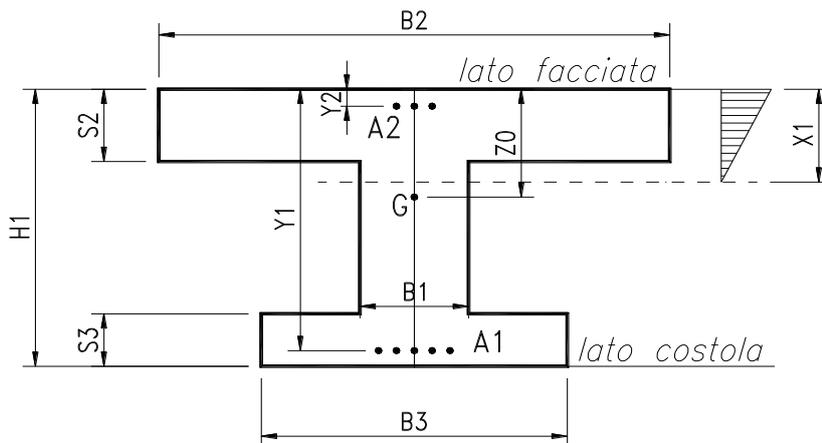
Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

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. 17/1/2018.

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 ;

M_{Edu} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.22] (= décalage);

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q .

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile;

a = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave;

$ctgq$ = Cotangente dell'inclinazione q dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.25]. 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 4.1.28);

V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.27);

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 [4.1.2.1.1.4], 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.

4.6 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 2, 3 e 4)

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alle 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. 17/1/18.

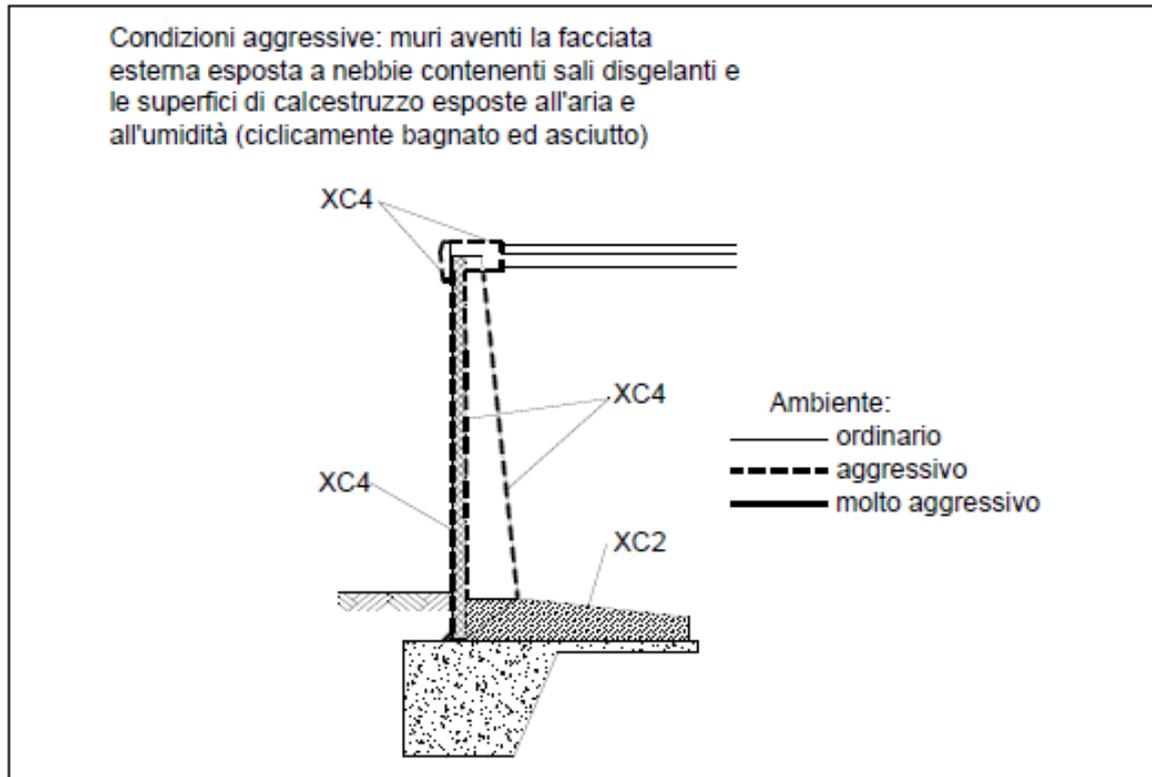
Nella **terza e quarta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (ferrovie) del D.M. 17/1/2018. 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 17/1/18.

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.



Abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC2 = Platea gettata in opera: 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.

XC4 = Struttura prefabbricata: tutte superfici che si trovano a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.

5.2 Copriferrì

Il valore della tolleranza $D_{C_{dev}}$ 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 17/1/18 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Condizioni aggressive: Classe di esposizione XC4	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck N/mm ²	45	45	45	30
Classificazione dell'ambiente	XC4	XC4	XC4	XC2
Spessore del copriferro:				
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	30	30	30	20
Tolleranza di lavorazione	5	5	5	10
Maggior spessore per durata	0	0	0	0
TOTALE da norma mm	35	35	35	30
Spessore indicato nei disegni mm	30±5	30+5/-0	35±5	30±10
Ampiezza massima delle fessure :				
Combinaz. frequente mm	0.3	0.3	0.3	0.4
Combinaz. quasi permanente mm	0.2	0.2	0.2	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. 09/01/96 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 Y_0 , Y_1 e Y_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (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:

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa): $s_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41$ Mpa

Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa): $s_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94$ Mpa

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati ($R_{ck} = 45 \text{ MPa}$): $s_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ Mpa}$

Calcestruzzo delle platee ($R_{ck} = 30 \text{ MPa}$): $s_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ Mpa}$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara: $s_s < 80 * 450 \text{ Mpa} = 360 \text{ Mpa}$

6. VERIFICA SISMICA (schede 5 e 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 tratti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati che sono stati presi in considerazione nel presente progetto 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 suddetti muri:

- 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 cassetate, i rinfiocchi 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.

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Arzachena
Coordinate geografiche della località:	Latitudine 41.0787°
	Longitudine 9.388°
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni 50
Classe d'uso IV Corrispondente coefficiente d'uso (Tab 2.4.II)	$C_U = 2$
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni 100
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_r}=10\%$)	anni 949
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.061$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.83$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	B
Suolo di tipo B: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{30} compresi tra 360 e 800 m/s (resist. penetr. $N_{spt} > 50$. $C_u > 250$ kPa)	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.200$
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	$A_{max}/g = 0.073$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa	$\beta_m = 0.38$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (ribaltamento)	$\beta_m = 0.57$
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2q} = 0.2$

Conseguenti coefficienti per il calcolo delle inerzie e rotazione sismica:

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6) $K_h = \beta_m S_S S_T a_g / g = 0.0278$

Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7) $K_v = 0.5 K_h = 0.0139$

Angolo di rotazione sismica $\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 1.62^\circ$

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei pesi, delle spinte sismiche e delle forze d'inerzia.

I coefficienti sismici d'inerzia K_h e K_v sono direttamente proporzionali al coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa β_m , il cui valore è stabilito dalla norma al paragrafo 7.11.6.2.1.

La legge stabilisce un valore $\beta_m = 0.38$ per le strutture libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore unitario per le strutture non libere e valori intermedi per strutture parzialmente vincolate prendendo a riferimento il diagramma di figura 7.11.3. Ad esempio con uno spostamento di circa 3.5 cm il citato diagramma fornisce un valore pari a 0.66, valore consigliato anche dall'Eurocodice 8.

Questo valore vale per tutte le verifiche ad eccezione di quella al ribaltamento, per la quale il coefficiente β_m deve essere aumentato del 50% fino al valore unitario.

Stante i due valori di β_m previsti dalla legge, nasce la necessità di prevedere due schede, la scheda 5 valida per la verifica al ribaltamento e la scheda 6 valida per tutte le altre verifiche. In entrambe le schede sono esposte le verifiche STR e il coefficiente β_m scelto con riferimento alle condizioni di vincolo effettivamente previste.

6.4 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 siano soggette a forze inerziali. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto, quelle a monte della sezione R-S come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe e quelle 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 sono ottenute dal prodotto delle masse per il rispettivo coefficiente sismico ed esposte nella tabella *Spinte, pesi e momenti*

6.5 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

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 Q risultante dalla formula:

$$Q = \arctan(k_h / (1 - K_v))$$

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 Q, e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Q e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Q, 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:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \Theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito f è inferiore a $b + Q$:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta)}$$

Dove:

f = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro;

b = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro, $b > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

γ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\gamma > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

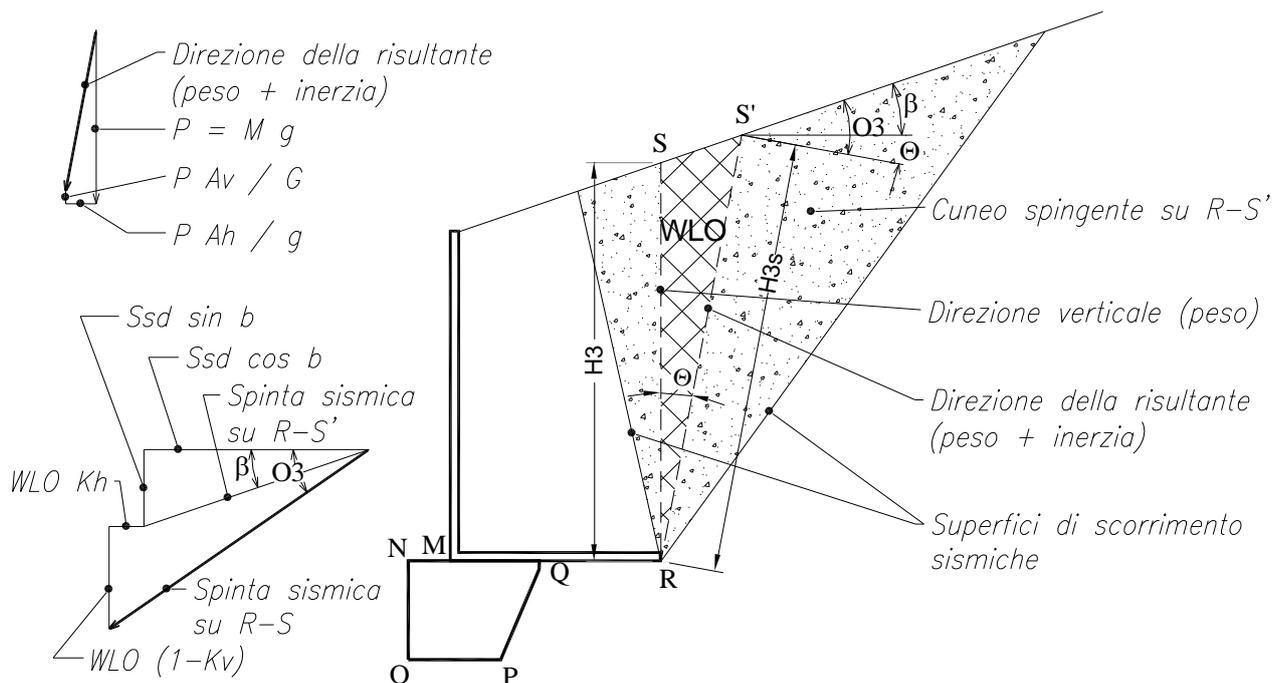
d = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $d = 2f/3$;

Q = 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 in questione, 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 17/1/18 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 Q .

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato b dell'angolo Q . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è

$b+Q$, 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 Q . 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 $O_3 + b$.

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 $R-S$.

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 cavallo di R-S**" se la spinta su $R-S$ è calcolata con la seconda procedura descritta.

6.6 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 b è minore dell'angolo d'attrito f , 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 b incrementata dell'angolo Q risulta minore dell'angolo d'attrito f calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato b incrementata dell'angolo Q risulta maggiore dell'angolo d'attrito f 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, stabilito dall'Eurocodice.

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 $b+Q$ sia minore dell'angolo d'attrito f 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 b del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Q risulta maggiore dell'angolo d'attrito f , 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 $b + Q$ è maggiore dell'angolo d'attrito f . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture prefabbricate previste in progetto.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta.

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 $b = 90^\circ$, $d = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \Phi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \Theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \Phi \cdot \sin(\Phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

Φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione;

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;

d = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $d = 0$ a favore della stabilità;

Q = Angolo di rotazione sismica.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CODICI DI CALCOLO

7.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici e con schemi statici prestabiliti 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 all'analisi e alla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari. La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è fatta con calcolo iterativo basato su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a SLU, incluse quelle sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE, inclusa la fessurazione.

In relazione alle principali verifiche richieste dalle norme tecniche, il programma provvede a evidenziare automaticamente, con fondini colorati e caratteri diversificati, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma.

7.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono compilate automaticamente mediante il programma di calcolo " Muri 2018 vers. 1.2.6.", realizzato dai tecnici del produttore dei prefabbricati con la collaborazione diretta e continua dell'ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture prefabbricate in questione e autore del codice di calcolo.

Il programma di calcolo "Muri 2018" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2008", già sviluppato in codice Visual-basic. Questo programma a sua volta discende, dopo numerosi perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu utilizzato per la verifica delle strutture prefabbricate nella prima dichiarazione di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

7.3 Affidabilità del codice di calcolo

In base ai risultati di questo programma e delle sue precedenti versioni sono state costruite migliaia di opere di sostegno con i suddetti elementi prefabbricati, 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. Molte migliaia di sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la grande affidabilità dimostrata da tali strutture nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di metri quadrati di facciata realizzati in 50 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 stato aggiornato per svolgere la verifica delle strutture in questione in base alle varie normative via via succedutesi (... DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 SLU, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008 e DM 17/1/2018) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è un'ulteriore prova della sua affidabilità.

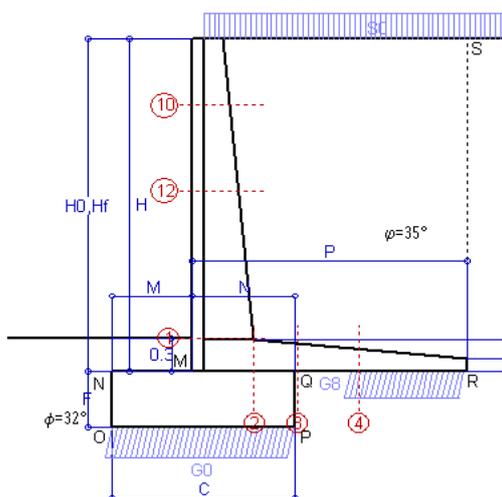
Il programma di calcolo "Muri 2018" è stato testato numericamente in modo completo, confrontando i risultati ottenuti con il software e quelli verificati con un calcolo a mano, anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi.

La validità del software è inoltre confermata dal confronto dei risultati con quelli forniti da altri codici di calcolo strutturale indipendenti avvenuto nel corso di numerose istruttorie tecniche per l'approvazione di progetti di opere specifiche.

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 44.3$ kN/m ²
$M = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal 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	$H = 3.00$ 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)	$K_3 = 0.244$

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	30.1	45.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	54.0	108.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	29.0	41.5
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	315.3	609.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.8	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	26.0	20.8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 84.9	M₉ = 153.4	P₉ = 370.3	M₈ = 671.7

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:	$G_8 = 132.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 1.02$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 237.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.149$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (370.3 * 0.625) / 1.1 = 210.3 > Ed = 84.9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (671.7) / 1.15 = 584.0 > Ed = 153.4$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (409.9) / 1.15 = 356.4 > Ed = 111.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 158$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 54$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3.37

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 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	89.3	89.3	45.2	54.0	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.80	7.10	4.02	6.51	134.5	135.7
2	58.0	58.0	0.0	83.8	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3
3	31.6	31.6	0.0	41.8	25.7	20.8	125.0	125.0	-	3.98	11.62	3.83	5.74	89.4	137.9
4	6.3	6.3	0.0	7.0	20.7	15.7	125.0	125.0	-	3.07	6.91	3.83	0.00	43.9	96.9
10	4.1	5.3	8.3	11.1	32.9	27.4	112.7	12.7	73°, 1.0	2.68	5.15	4.02	3.96	56.9	42.1
12	22.0	25.6	20.6	25.8	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	3.24	7.04	4.02	3.96	93.4	50.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

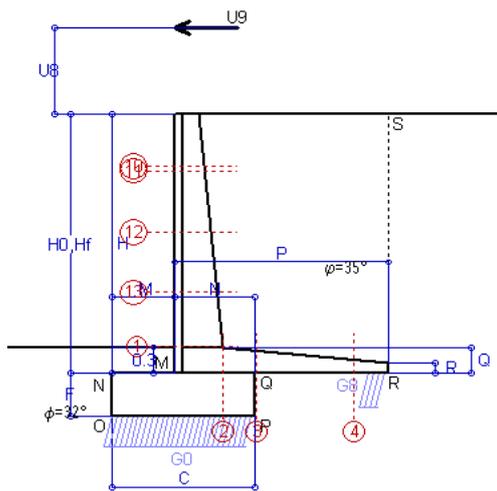
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $Med = Medu$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1-urto: Urto sul sicurvia da 20 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
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)	$K_3 = 0.244$

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	23.2	34.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	22.3	31.9
Peso terra su platea x 1	0.0	0.0	119.8	235.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	72.0	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.6	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	20.0	16.0
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 39.8	M₉ = 106.9	P₉ = 162.2	M₈ = 283.6

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:	$G_8 = 22.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 139.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.60$ 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			$\beta = 13.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (162.2 * 0.625) / 1.1 = 92.1 > Ed = 39.8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (283.6) / 1.15 = 246.6 > Ed = 106.9$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (168.1) / 1.15 = 146.1 > Ed = 87.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 87$ 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)

Freccia in cima al pannello mm	5.01
$K_0 =$	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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	89.7	89.7	18.6	19.1	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.66	7.10	4.02	6.51	131.2	146.6	
2	60.2	60.2	0.0	83.4	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3	
3	41.9	41.9	0.0	44.4	25.7	20.8	125.0	125.0	-	3.98	11.62	3.83	5.74	89.4	137.9	
4	-2.3	-2.3	0.0	2.2	15.5	10.5	125.0	125.0	-	2.53	5.20	3.83	0.00	-22.2	64.8	
10	32.2	34.1	2.6	8.8	32.9	27.4	112.7	12.7	73°, 1.0	2.66	5.15	4.02	3.96	56.5	46.9	
11	33.5	35.2	2.9	7.8	33.5	26.0	112.7	12.7	73°, 1.0	2.62	5.15	4.02	3.96	53.9	44.4	
12	49.9	52.7	7.4	9.8	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	3.18	7.04	4.02	3.96	92.3	56.5	
13	70.0	74.0	13.1	13.7	47.5	40.0	114.3	14.3	73°, 1.0	3.18	5.96	4.02	3.96	93.7	65.7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

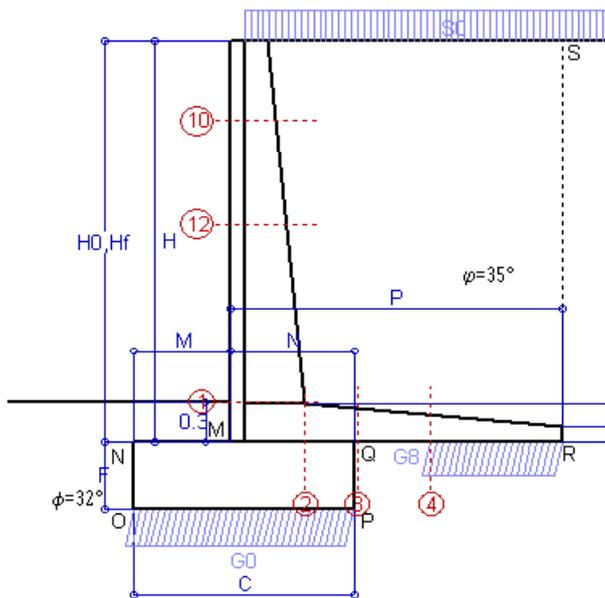
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366



- 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
- *non sommati*
- Totali**

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 44.3$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
23.17	34.75	0.00	0.00
36.01	72.03	0.00	0.00
0.00	0.00	22.31	31.89
0.00	0.00	226.16	437.69
0.58	0.10	0.00	0.00
0.00	0.00	20.00	16.00
$S_9 = 59.76$	$M_9 = 106.88$	$P_9 = 268.47$	$M_8 = 485.58$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.830
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.807
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 95.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.96$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 172.65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.108$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.04

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

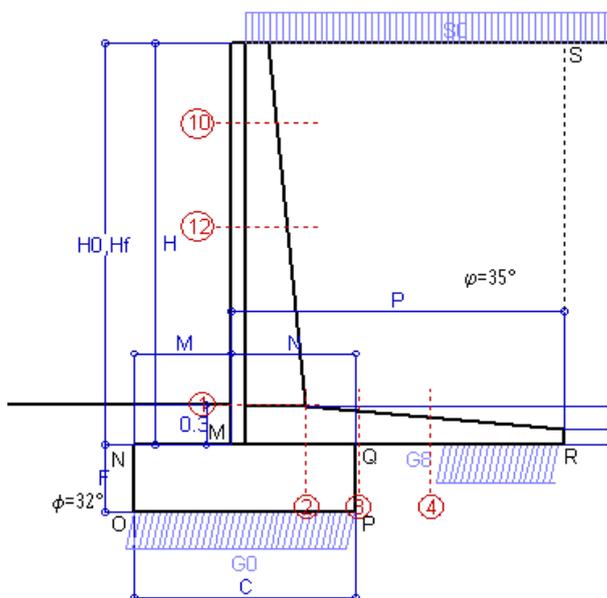
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	62.0	32.6	50.6	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	180	4.48	38	0.127
2	40.3	0.0	74.7	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	154	6.16	40	0.000
3	19.0	0.0	40.9	125.0	25.7	20.8	11.62	3.83	84	3.67	40	0.000
4	1.0	0.0	0.6	125.0	20.7	15.7	6.91	3.83	10	0.40	40	0.000
10	2.8	5.9	8.4	112.7	32.9	27.4	5.15	4.02	18	0.59	38	0.000
12	15.1	14.8	22.0	113.5	40.6	33.7	7.16	4.02	60	1.89	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366



- 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
- *non sommati*
- Totali**

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 33.2$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
23.17	34.75	0.00	0.00
27.01	54.02	0.00	0.00
0.00	0.00	22.31	31.89
0.00	0.00	199.58	387.19
0.58	0.10	0.00	0.00
0.00	0.00	20.00	16.00
$S_9 = 50.76$	$M_9 = 88.87$	$P_9 = 241.89$	$M_8 = 435.08$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.141
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.978
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 86.61$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.86$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 155.29$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.60$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.097$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.65

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

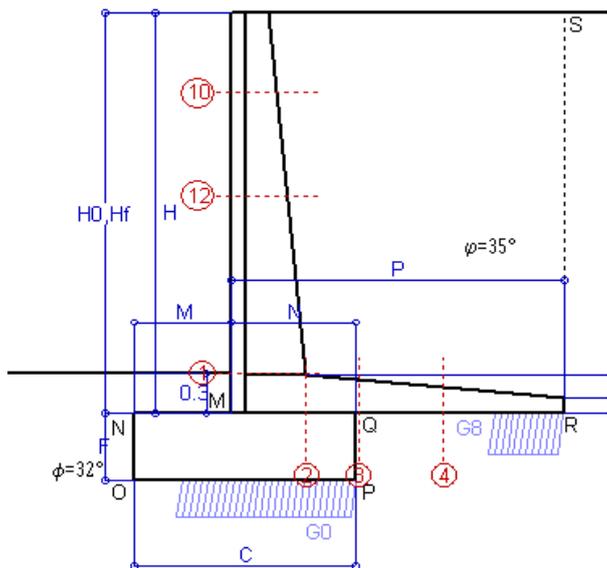
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	50.9	29.1	42.5	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	147	3.70	38	0.089
2	33.1	0.0	61.3	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	126	5.06	40	0.000
3	10.8	0.0	35.4	125.0	25.7	20.8	11.62	3.83	48	2.08	40	0.000
4	-4.7	0.0	0.0	125.0	20.8	15.7	6.95	3.83	75	2.40	40	0.000
10	2.1	5.1	6.6	112.7	32.9	27.4	5.15	4.02	13	0.46	38	0.000
12	12.0	12.9	17.7	113.5	40.6	33.7	7.16	4.02	47	1.51	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 QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
23.17	34.75	0.00	0.00
0.00	0.00	22.31	31.89
0.00	0.00	119.84	235.69
0.58	0.10	0.00	0.00
0.00	0.00	20.00	16.00
$S_9 = 23.75$	$M_9 = 34.85$	$P_9 = 162.15$	$M_8 = 283.57$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 7.254
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 4.266
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 50.43$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.50$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 111.72$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.25$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.089$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 8.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.48

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

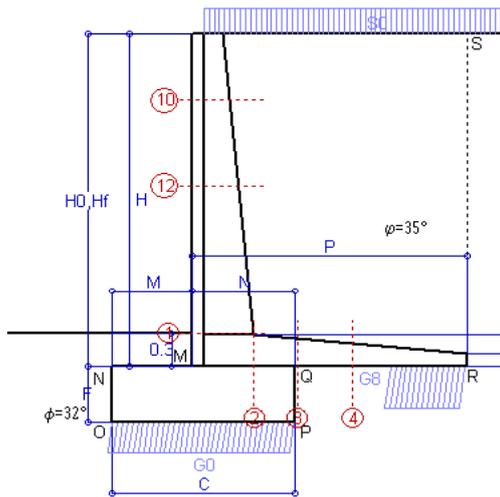
$K_0 = 0.244$

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	17.6	18.6	18.2	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	47	1.32	38	0.000
2	11.4	0.0	21.2	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	44	1.74	40	0.000
3	2.7	0.0	29.8	125.0	25.7	20.8	11.62	3.83	12	0.52	40	0.000
4	-11.3	0.0	0.0	125.0	19.9	14.9	6.66	3.83	190	6.35	40	0.000
10	0.3	2.6	1.0	112.7	32.9	27.4	5.15	4.02	1	0.06	38	0.000
12	2.6	7.4	5.0	113.5	40.6	33.7	7.16	4.02	9	0.36	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.61^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.028$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.014$

Dati

- $H_m = 3.00$ m
- $C = 1.60$ m
- $F = 0.50$ m
- $M = 0.70$ m
- $N = 0.90$ m
- $P = 2.40$ m
- $Q = 0.29$ m
- $U_1 = 0.0$ m
- $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u30NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.061$
- $H_0 = 3.00$ m
- $H = 3.00$ m
- $S_0 = 8.9$ kN/m²
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.625$
- $a_{max}/g = 0.073$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_g = 0.0\%$
- $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.274$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.00$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 5.81^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.260$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.20$
- (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	23.3	34.9	2.4	7.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.2	14.5	0.7	2.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	0.7	22.0	31.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	3.3	7.0	139.2	272.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.6	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.6	0.1	19.7	15.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-9.2*	-2.5*	0.0*	0.0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI (GEO e STR)	35.6	57.4	184.0	329.1

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: $G_8 = 67.1$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 116.9$ kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.073$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (184 * 0.625 + 9.2) / 1.0 = 124.2 > E_d = 35.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 75$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 22$ 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) $K_0 = 0.260$

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	28.4	28.4	22.1	21.0	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.67	7.10	4.02	6.51	131.6	144.9
2	18.5	18.5	0.0	32.0	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3
3	-3.5	-3.5	0.0	25.0	25.7	20.7	125.0	125.0	-	3.28	11.62	3.83	5.74	-37.4	126.0
4	-13.4	-13.4	0.0	8.2	21.1	16.1	125.0	125.0	-	2.99	7.06	3.83	0.00	-31.0	99.4
10	0.8	1.1	3.4	2.5	32.9	27.4	112.7	12.7	73°, 1.0	2.66	5.15	4.02	3.96	56.6	46.2
12	5.5	6.6	9.1	7.6	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	3.19	7.04	4.02	3.96	92.5	55.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

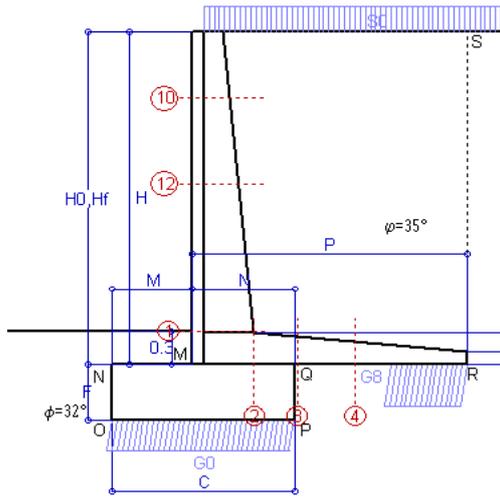
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.43^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 3.00$ m
 $C = 1.60$ m
 $F = 0.50$ m
 $M = 0.70$ m
 $N = 0.90$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.29$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u30NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$
 $H_0 = 3.00$ m
 $H = 3.00$ m
 $S_0 = 8.9$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.625$
 $a_{max}/g = 0.073$
 $\beta_m = 0.57$
 $I_g = 0.0\%$
 $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8.64^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
 (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	23.4	35.1	3.6	11.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.3	14.6	1.1	3.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.1	21.8	31.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	5.0	10.6	138.2	270.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.6	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.8	0.2	19.6	15.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-9.1*	-2.4*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	38.1	61.6	184.3	331.7

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: $G_8 = 66.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.66$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 118.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.074$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8.9^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (331.7 + 2.4) / 1.0 = 334.1 > E_d = 61.6$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (200.7) / 1.0 = 200.7 > E_d = 43$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 75$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 23$ 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) $K_0 = 0.269$ Freccia in cima al pannello mm 1.01

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 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	29.5	29.5	22.5	21.8	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.68	7.10	4.02	6.51	131.6	144.7
2	19.2	19.2	0.0	31.8	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3
3	-2.1	-2.1	0.0	25.9	25.7	20.7	125.0	125.0	-	3.28	11.62	3.83	5.74	-37.4	126.0
4	-12.8	-12.8	0.0	7.9	21.0	15.9	125.0	125.0	-	2.99	7.01	3.83	0.00	-30.8	98.3
10	0.9	1.1	3.4	2.6	32.9	27.4	112.7	12.7	73°, 1.0	2.66	5.15	4.02	3.96	56.6	46.1
12	5.7	6.8	9.3	7.9	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	3.19	7.04	4.02	3.96	92.5	55.5

(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

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u30NM

MURI DI SOSTEGNO

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	Granito Arenizzato		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5	
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	0.50	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	237.9	116.9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12.91°	8.16°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	54.5	16.8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.60	1.60
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.80	0.80
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	0.80	0.80
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	225.62	274.27
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		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	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.59	0.73
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	81.83	101.61
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.58	0.72
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	205.72	278.84
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.47	0.65
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.513	0.655
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	586.5	872.9
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	237.9	116.9
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 1,00	4,89	2.193
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 1,50	5,59	1.444
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0,50; 2,00	5,74	2.325
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0,50; 2,00	5,74	2.329

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3,09	0,00	0,00	4,30 - 0,33	71.578	29.256	0	0,0	
2	8,12	0,00	0,00	0,33	61.919	29.256	0	0,0	
3	11,49	0,00	0,00	0,33	54.497	29.256	0	0,0	
4	14,09	0,00	0,00	0,33	48.277	29.256	0	0,0	
5	16,20	0,00	0,00	0,33	42.752	29.256	0	0,0	
6	17,95	0,00	0,00	0,33	37.688	29.256	0	0,0	
7	19,52	0,00	0,00	0,33	32.953	26.560	6	1,0	
8	20,92	0,00	0,00	0,33	28.461	26.560	6	2,9	
9	21,98	0,00	0,00	0,33	24.153	26.560	6	4,5	
10	22,86	0,00	0,00	0,33	19.988	26.560	6	5,8	
11	23,91	0,00	0,00	0,33	15.930	26.560	6	6,9	
12	25,04	0,00	0,00	0,33	11.954	26.560	6	7,7	
13	25,45	0,00	0,00	0,33	8.035	26.560	6	8,3	
14	16,85	0,00	0,00	0,33	4.154	26.560	6	8,6	
15	9,60	0,00	0,00	0,33	0.292	26.560	6	8,7	
16	9,08	0,00	0,00	0,33	-3.569	26.560	6	8,6	
17	8,44	0,00	0,00	0,33	-7.446	26.560	6	8,3	
18	8,10	0,00	0,00	0,33	-11.358	26.560	6	7,8	
19	7,61	0,00	0,00	0,33	-15.324	26.560	6	7,0	
20	6,96	0,00	0,00	0,33	-19.368	26.560	6	6,0	
21	6,15	0,00	0,00	0,33	-23.516	26.560	6	4,7	
22	5,16	0,00	0,00	0,33	-27.799	26.560	6	3,2	
23	3,97	0,00	0,00	0,33	-32.260	26.560	6	1,3	
24	2,54	0,00	0,00	0,33	-36.954	26.560	6	0,0	
25	0,84	0,00	0,00	-3,93 - 0,33	-40.624	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3,37	21,45	0,00	4,40 - 0,37	68.660	29.256	0	0,0	
2	9,04	21,45	0,00	0,37	60.134	29.256	0	0,0	
3	13,09	21,45	0,00	0,37	53.117	29.256	0	0,0	
4	16,27	21,45	0,00	0,37	47.129	29.256	0	0,0	
5	18,86	21,45	0,00	0,37	41.763	29.256	0	0,0	
6	20,43	21,45	0,00	0,37	36.818	29.256	0	0,0	
7	23,14	21,45	0,00	0,37	32.178	26.560	6	2,2	
8	24,72	21,45	0,00	0,37	27.765	26.560	6	4,3	
9	26,04	21,45	0,00	0,37	23.526	26.560	6	6,1	
10	26,67	21,45	0,00	0,37	19.419	26.560	6	7,5	
11	29,05	21,45	0,00	0,37	15.415	26.560	6	8,7	
12	28,13	17,21	0,00	0,37	11.487	26.560	6	9,6	
13	12,14	0,00	0,00	0,37	7.613	26.560	6	10,2	
14	14,38	0,00	0,00	0,37	3.774	26.560	6	10,5	
15	11,23	0,00	0,00	0,37	-0.048	26.560	6	10,7	
16	11,14	0,00	0,00	0,37	-3.870	26.560	6	10,5	
17	10,87	0,00	0,00	0,37	-7.710	26.560	6	10,2	
18	10,43	0,00	0,00	0,37	-11.585	26.560	6	9,5	
19	9,79	0,00	0,00	0,37	-15.515	26.560	6	8,7	
20	8,96	0,00	0,00	0,37	-19.521	26.560	6	7,5	
21	7,91	0,00	0,00	0,37	-23.631	26.560	6	6,1	
22	6,64	0,00	0,00	0,37	-27.874	26.560	6	4,3	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	5,11	0,00	0,00	0,37	-32.292	26.560	6	2,2	
24	3,29	0,00	0,00	0,37	-36.939	26.560	6	0,0	
25	1,11	0,00	0,00	-4,92 - 0,37	-41.049	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2,59	3,18	0,00	4,89 - 0,36	64.770	35.000	0	0,0	
2	7,13	3,18	0,00	0,36	57.881	35.000	0	0,0	
3	10,63	3,18	0,00	0,36	51.628	35.000	0	0,0	
4	13,44	3,18	0,00	0,36	46.158	35.000	0	0,0	
5	15,78	3,18	0,00	0,36	41.193	35.000	0	0,0	
6	17,76	3,18	0,00	0,36	36.584	35.000	0	0,0	
7	19,44	3,18	0,00	0,36	32.238	35.000	0	0,0	
8	20,80	3,18	0,00	0,36	28.091	32.000	7	0,6	
9	22,37	3,18	0,00	0,36	24.101	32.000	7	2,3	
10	23,42	3,18	0,00	0,36	20.231	32.000	7	3,8	
11	24,28	3,18	0,00	0,36	16.457	32.000	7	4,9	
12	25,56	3,18	0,00	0,36	12.754	32.000	7	5,8	
13	26,48	3,18	0,00	0,36	9.105	32.000	7	6,5	
14	23,87	2,03	0,00	0,36	5.494	32.000	7	7,0	
15	9,40	0,00	0,00	0,36	1.904	32.000	7	7,2	
16	10,86	0,00	0,00	0,36	-1.678	32.000	7	7,2	
17	8,27	0,00	0,00	0,36	-5.267	32.000	7	7,0	
18	7,97	0,00	0,00	0,36	-8.877	32.000	7	6,6	
19	7,50	0,00	0,00	0,36	-12.523	32.000	7	5,9	
20	6,88	0,00	0,00	0,36	-16.222	32.000	7	5,0	
21	6,08	0,00	0,00	0,36	-19.991	32.000	7	3,8	
22	5,09	0,00	0,00	0,36	-23.854	32.000	7	2,4	
23	3,91	0,00	0,00	0,36	-27.836	32.000	7	0,7	
24	2,50	0,00	0,00	0,36	-31.972	32.000	7	0,0	
25	0,84	0,00	0,00	-4,08 - 0,36	-35.366	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2,59	3,18	0,00	4,89 - 0,36	64.770	35.000	0	0,0	
2	7,13	3,18	0,00	0,36	57.881	35.000	0	0,0	
3	10,63	3,18	0,00	0,36	51.628	35.000	0	0,0	
4	13,44	3,18	0,00	0,36	46.158	35.000	0	0,0	
5	15,78	3,18	0,00	0,36	41.193	35.000	0	0,0	
6	17,76	3,18	0,00	0,36	36.584	35.000	0	0,0	
7	19,44	3,18	0,00	0,36	32.238	35.000	0	0,0	
8	20,80	3,18	0,00	0,36	28.091	32.000	7	0,6	
9	22,37	3,18	0,00	0,36	24.101	32.000	7	2,3	
10	23,42	3,18	0,00	0,36	20.231	32.000	7	3,8	
11	24,28	3,18	0,00	0,36	16.457	32.000	7	4,9	
12	25,56	3,18	0,00	0,36	12.754	32.000	7	5,8	
13	26,48	3,18	0,00	0,36	9.105	32.000	7	6,5	
14	23,87	2,03	0,00	0,36	5.494	32.000	7	7,0	
15	9,40	0,00	0,00	0,36	1.904	32.000	7	7,2	
16	10,86	0,00	0,00	0,36	-1.678	32.000	7	7,2	
17	8,27	0,00	0,00	0,36	-5.267	32.000	7	7,0	
18	7,97	0,00	0,00	0,36	-8.877	32.000	7	6,6	
19	7,50	0,00	0,00	0,36	-12.523	32.000	7	5,9	
20	6,88	0,00	0,00	0,36	-16.222	32.000	7	5,0	
21	6,08	0,00	0,00	0,36	-19.991	32.000	7	3,8	
22	5,09	0,00	0,00	0,36	-23.854	32.000	7	2,4	
23	3,91	0,00	0,00	0,36	-27.836	32.000	7	0,7	
24	2,50	0,00	0,00	0,36	-31.972	32.000	7	0,0	
25	0,84	0,00	0,00	-4,08 - 0,36	-35.366	32.000	7	0,0	

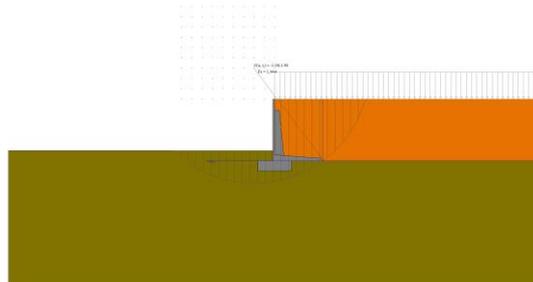


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

MST_H3 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

Dati	Var	unità	
Altezza del plinto	Hp	m	0,50
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	1,60

ANALISI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	0,50
copriferro	c	m	0,073
larghezza puntone	b	m	1,25
larghezza tirante	bt	m	1,25
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	Rck	Mpa	30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14,2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	0,43
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1,5
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Trasversale

sezione di larghezza pari a bt	passo cm	n.barre bt/passi	φ mm	c m	As mmq
primo strato dal basso	20	6	14	0,073	924
Armatura effettivamente disposta			14	0,073	924

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l* m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	Asmin mmq	Nmax kN	Rc kN
SLU-STR	0,44	1,13	94	95,8	245	127,8	3002
SLU-SIS	0,44	1,13	65	65,8	168	87,7	3002
* l = lunghezza del tirante				95,8	245	127,8	

Armatura effettivamente adottata:

Resistenza del tirante	As	mmq	924	OK!
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	Rt	kN	361,4	
Resistenza del puntone	c.u.acc		27%	OK!
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	Rc	kN	3002,2	
	c.u.cls		4%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	σs Mpa
SLE-RARA	0,44	1,13	94	95,8	104

Tensione massima ammissibile

coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	σs,max	MPa	360	
	c.u.		29%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	σs Mpa
SLE-FREQUENTE	0,44	1,13	94	95,8	104

MST_H3 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	300,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		35%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

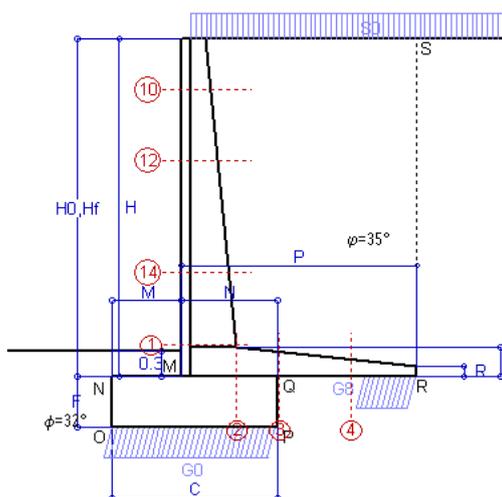
Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σ
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	0,44	1,13	94	95,8	104

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	260,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		40%	OK!

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 38.3$ kN/m ²
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal 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	$H = 4.00$ 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 KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	53.5	103.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	62.3	161.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	39.6	63.3
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	391.8	858.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.1	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	37.1	35.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 116.9	M₉ = 265.7	P₉ = 468.4	M₈ = 957.4

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:	$G_8 = 117.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.61$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 350.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.185$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (468.4 * 0.625) / 1.1 = 266.1 > Ed = 116.9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (957.4) / 1.15 = 832.5 > Ed = 265.7$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (577.1) / 1.15 = 501.9 > Ed = 195.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 224$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 90$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.88

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 \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	162.7	162.7	63.6	72.6	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.75	10.05	4.59	7.22	223.5	177.2
2	105.8	105.8	0.0	125.2	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3
3	54.0	54.0	0.0	82.8	29.8	24.8	125.0	125.0	-	4.89	15.80	4.52	6.98	141.8	164.5
4	-10.8	-10.8	0.0	8.5	20.5	15.4	125.0	125.0	-	3.08	6.86	4.52	0.00	-33.5	94.9
10	3.6	4.6	7.6	9.8	32.6	27.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.73	5.15	4.59	3.96	56.8	42.2
12	21.6	25.1	20.3	24.3	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.31	7.16	4.59	3.96	96.3	51.4
14	91.8	102.6	45.7	51.7	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	4.05	8.61	4.59	3.96	156.0	64.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

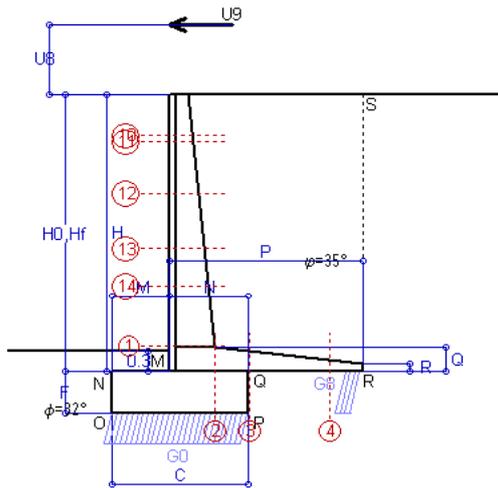
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1-urto: Urto sul sicurvia da 20 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bis Arzacehena-Palau (SS) Cod. CA366

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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		VERTICALI	
	ORIZZONTALI	Momenti	Forze	Momenti
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	41.2	79.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	30.4	48.7
Peso terra su platea x 1	0.0	0.0	182.1	404.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	89.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.8	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	28.5	27.1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 58.0	M₉ = 169.4	P₉ = 241.0	M₈ = 479.9

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:	$G_8 = 35.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.24$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 205.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.108$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (241 * 0.625) / 1.1 = 136.9 > Ed = 58$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (479.9) / 1.15 = 417.3 > Ed = 169.4$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (282.9) / 1.15 = 246.0 > Ed = 134.9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 126$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 51$ 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	7.29
$K_0 =$	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	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	134.5	134.5	30.0	29.5	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.58	10.05	4.59	7.22	218.2	189.5	
2	87.4	87.4	0.0	103.5	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3	
3	56.3	56.3	0.0	56.4	29.8	24.8	125.0	125.0	-	4.89	15.80	4.52	6.98	141.8	164.5	
4	-4.9	-4.9	0.0	5.0	17.1	12.0	125.0	125.0	-	2.88	5.73	4.52	0.00	-27.7	74.2	
10	32.2	34.0	2.6	8.6	32.6	27.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.71	5.15	4.59	3.96	56.5	46.4	
11	34.2	36.0	3.1	7.7	33.5	26.0	112.9	12.9	73°, 1.0	2.68	5.15	4.59	3.96	54.6	44.4	
12	51.7	54.5	7.9	10.0	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.26	7.16	4.59	3.96	95.3	57.1	
13	75.6	80.1	14.7	14.7	48.9	41.4	115.1	15.1	73°, 1.0	3.77	8.63	4.59	3.96	138.3	67.6	
14	96.2	102.2	20.3	19.2	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.92	8.61	4.59	3.96	152.7	73.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

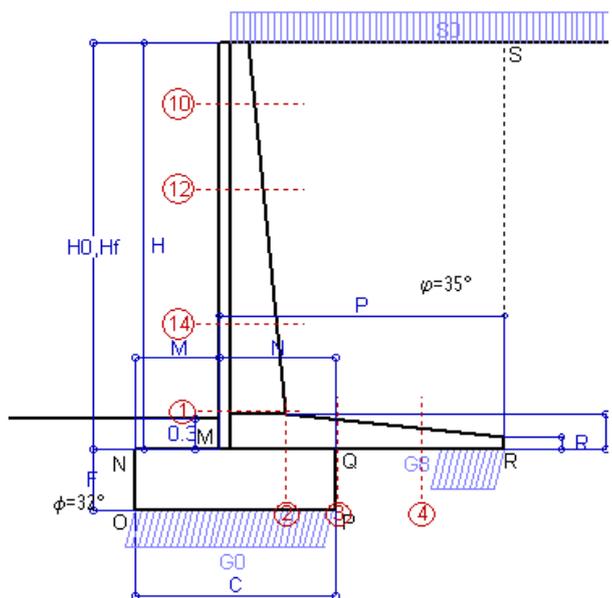
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 38.3$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.70$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
41.19	79.63	0.00	0.00
41.52	107.94	0.00	0.00
0.00	0.00	30.43	48.71
0.00	0.00	285.49	626.50
0.84	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	28.50	27.08
$S_9 = 83.54$	$M_9 = 187.74$	$P_9 = 344.41$	$M_8 = 702.28$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.062
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.576
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 88.99$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.60$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 255.42$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.134$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.73

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

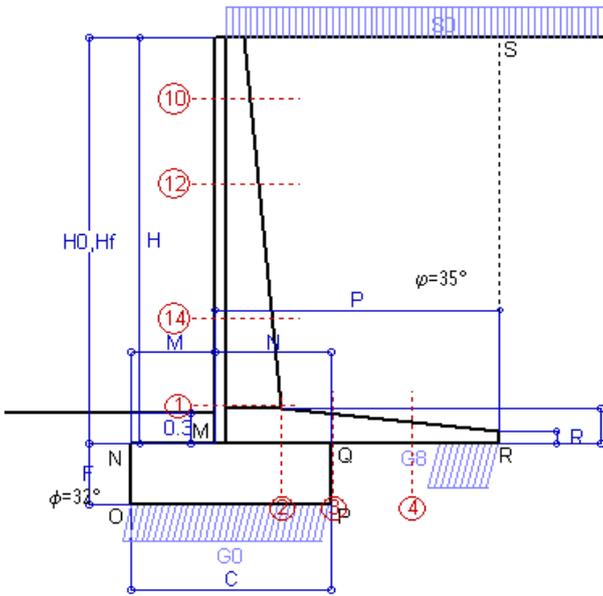
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	114.7	46.4	71.7	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	200	5.38	38	0.146
2	74.6	0.0	118.1	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	166	7.03	40	0.146
3	34.7	0.0	76.8	125.0	29.8	24.8	15.80	4.52	96	4.45	40	0.000
4	-10.1	0.0	0.0	125.0	20.7	15.6	6.95	4.52	140	4.83	40	0.000
10	2.4	5.4	7.4	112.8	32.6	27.1	5.15	4.59	15	0.52	38	0.000
12	14.9	14.6	20.9	114.0	41.0	34.1	7.16	4.59	58	1.83	38	0.000
14	64.2	33.2	50.2	115.8	54.3	45.6	9.63	4.59	143	4.23	38	0.092

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
**non sommati* Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 28.7$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
41.19	79.63	0.00	0.00
31.14	80.96	0.00	0.00
0.00	0.00	30.43	48.71
0.00	0.00	259.63	570.91
0.84	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	28.50	27.08
$S_9 = 73.16$	$M_9 = 160.76$	$P_9 = 318.56$	$M_8 = 646.69$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.307
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.721
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 86.40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.58$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 232.16$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.122$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.09

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

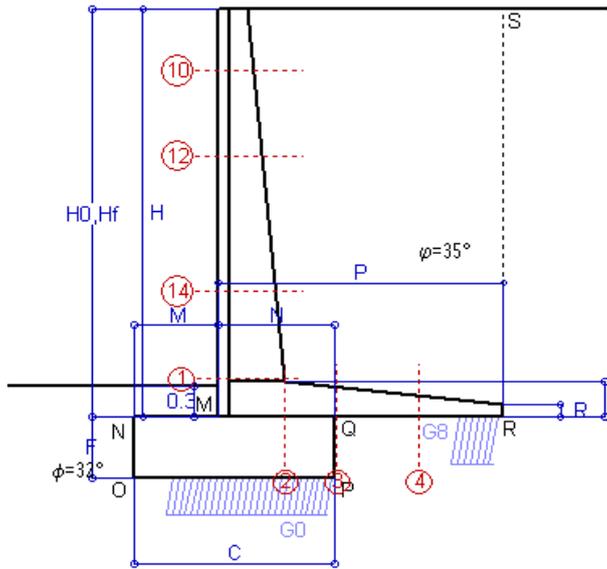
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	97.0	42.3	62.2	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	168	4.56	38	0.114
2	63.0	0.0	99.9	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	140	5.94	40	0.000
3	23.7	0.0	65.1	125.0	29.8	24.8	15.80	4.52	65	3.04	40	0.000
4	-13.1	0.0	0.0	125.0	21.2	16.1	7.11	4.52	177	5.99	40	0.000
10	1.9	4.7	5.8	112.8	32.6	27.1	5.15	4.59	12	0.41	38	0.000
12	11.9	12.9	17.1	114.0	41.0	34.1	7.16	4.59	46	1.47	38	0.000
14	53.4	30.0	42.8	115.8	54.3	45.6	9.30	4.59	123	3.58	38	0.068

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati
Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
41.19	79.63	0.00	0.00
0.00	0.00	30.43	48.71
0.00	0.00	182.08	404.16
0.84	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	28.50	27.08
$S_9 = 42.03$	$M_9 = 79.80$	$P_9 = 241.00$	$M_8 = 479.94$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 5.150
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.583
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 62.05$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.42$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 178.95$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.54$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.116$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.21

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

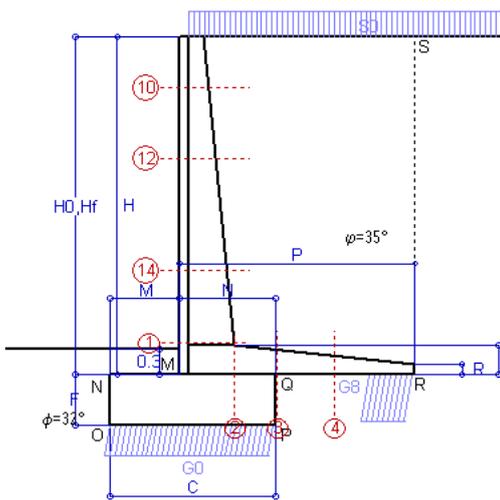
$K_0 = 0.244$

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	43.8	30.0	33.6	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	73	2.11	38	0.000
2	28.5	0.0	45.1	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	63	2.68	40	0.000
3	14.4	0.0	50.9	125.0	29.8	24.8	15.80	4.52	40	1.85	40	0.000
4	-14.9	0.0	0.0	125.0	21.0	15.9	7.02	4.52	204	6.98	40	0.000
10	0.3	2.6	1.0	112.8	32.6	27.1	5.15	4.59	1	0.06	38	0.000
12	3.1	7.9	5.5	114.0	41.0	34.1	7.16	4.59	10	0.40	38	0.000
14	20.9	20.3	20.4	115.8	54.3	45.6	9.13	4.59	46	1.46	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO



Dati

- H_m = 4.00 m
- C = 1.90 m
- F = 0.60 m
- M = 0.80 m
- N = 1.10 m
- P = 2.70 m
- Q = 0.35 m
- U₁ = 0.0 m
- R = 0.12 m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u40NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- a_g/g = 0.061
- H₀ = 4.00 m
- H = 4.00 m
- S₀ = 7.7 kN/m²
- φ = 35°
- R₀ = 0.625
- a_{max}/g = 0.073
- β_m = 0.38
- l_g = 0.0%
- l_b = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K₁ = 0.274
- agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 4.00 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O₃ = 5.81°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K₃ = 0.260
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K_p = 3.20
- (Dati: φ = 32.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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	41.4	80.0	4.2	14.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.3	21.7	0.8	3.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.3	30.0	48.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	5.0	13.8	199.9	442.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.8	0.2	28.1	26.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-11.7*	-3.5*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 57.3	M_g = 117.2	P_g = 263.1	M_g = 534.9

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

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: G8 = 78.5 kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 184.7 kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ_t = 0.097 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 9.8°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (263.1 * 0.625 + 11.7) / 1.0 = 176.1 > Ed = 57.3

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 115 kN Lato monte (punto Q) G7 = 41 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) Freccia in cima al pannello mm 2.02 K₀ = 0.260

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°, ctgΘ	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	62.1	62.1	34.4	33.9	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.60	10.05	4.59	7.22	218.9	187.5
2	40.4	40.4	0.0	47.8	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3
3	4.0	4.0	0.0	41.6	29.8	24.8	125.0	125.0	-	4.89	15.80	4.52	6.98	141.8	164.5
4	-19.1	-19.1	0.0	13.3	22.3	17.2	125.0	125.0	-	3.11	7.46	4.52	0.00	-36.2	106.1
10	0.7	1.0	3.3	2.3	32.6	27.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.71	5.15	4.59	3.96	56.5	45.8
12	5.8	6.9	9.5	7.8	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.26	7.16	4.59	3.96	95.4	56.2
14	31.8	36.2	23.6	22.0	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.94	8.61	4.59	3.96	153.1	72.0

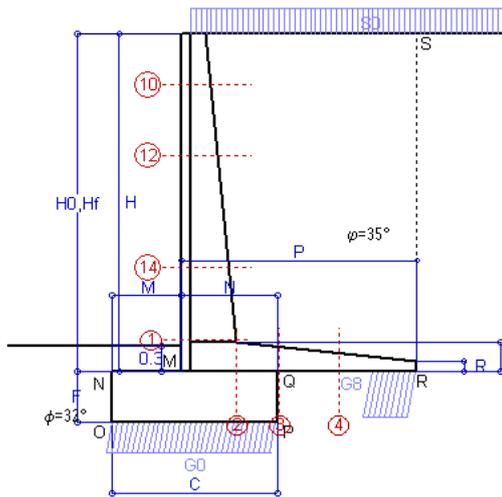
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.43^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 4.00$ m
 $C = 1.90$ m
 $F = 0.60$ m
 $M = 0.80$ m
 $N = 1.10$ m
 $P = 2.70$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u40NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$
 $H_0 = 4.00$ m
 $H = 4.00$ m
 $S_0 = 7.7$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.625$
 $a_{max}/g = 0.073$
 $\beta_m = 0.57$
 $l_g = 0.0\%$
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 4.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8.64^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
 (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	41.6	80.5	6.3	22.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.4	21.8	1.3	4.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.3	1.9	29.8	47.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	7.6	20.8	198.5	439.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.2	0.4	27.9	26.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-11.6*	-3.5*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	61.0	125.5	263.8	540.1

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: $G_8 = 76.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.52$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 187.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.098$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10.6^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (540.1 + 3.5) / 1.0 = 543.6 > E_d = 125.5$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (324.8) / 1.0 = 324.8 > E_d = 89.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 116$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 43$ 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) $K_0 = 0.269$
 Freccia in cima al pannello mm 2.11

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 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	64.5	64.5	35.0	35.1	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.61	10.05	4.59	7.22	219.0	187.1
2	41.9	41.9	0.0	49.6	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3
3	6.8	6.8	0.0	42.8	29.8	24.8	125.0	125.0	-	4.89	15.80	4.52	6.98	141.8	164.5
4	-18.0	-18.0	0.0	12.8	22.0	16.9	125.0	125.0	-	3.11	7.37	4.52	0.00	-35.8	104.5
10	0.8	1.0	3.3	2.4	32.6	27.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.71	5.15	4.59	3.96	56.5	45.7
12	6.1	7.2	9.6	8.1	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	3.26	7.16	4.59	3.96	95.4	56.1
14	33.0	37.6	24.0	22.8	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.94	8.61	4.59	3.96	153.2	71.7

(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

Prefabbricato tipo u40NM

MURI DI SOSTEGNO

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	Granito Arenizzato		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5	
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	0.60	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	350.7	184.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.01°	9.83°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	87.5	32.0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.90	1.90
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.95	0.95
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	0.90	0.90
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	239.09	285.57
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.13
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.56	0.68
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	76.73	93.58
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.54	0.67
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	224.82	297.22
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.44	0.58
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.541	0.676
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	733.7	1070.9
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	350.7	184.7
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 1,00	5,89	1.836
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1,50; 2,00	7,28	1.398
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,00; 2,00	7,01	2.052
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,00; 2,00	7,01	2.054

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	4,70	0,00	0,00	5,32 - 0,39	73.295	29.256	0	0,0	
2	12,18	0,00	0,00	0,39	63.054	29.256	0	0,0	
3	17,02	0,00	0,00	0,39	55.598	29.256	0	0,0	
4	20,73	0,00	0,00	0,39	49.399	29.256	0	0,0	
5	23,73	0,00	0,00	0,39	43.917	29.256	0	0,0	
6	26,23	0,00	0,00	0,39	38.906	29.256	0	0,0	
7	28,33	0,00	0,00	0,39	34.231	29.256	0	0,0	
8	30,24	0,00	0,00	0,39	29.804	26.560	6	1,1	
9	31,91	0,00	0,00	0,39	25.567	26.560	6	3,1	
10	33,20	0,00	0,00	0,39	21.476	26.560	6	4,7	
11	34,25	0,00	0,00	0,39	17.497	26.560	6	6,1	
12	36,63	0,00	0,00	0,39	13.604	26.560	6	7,1	
13	37,01	0,00	0,00	0,39	9.774	26.560	6	7,9	
14	35,57	0,00	0,00	0,39	5.988	26.560	6	8,4	
15	11,59	0,00	0,00	0,39	2.228	26.560	6	8,7	
16	11,44	0,00	0,00	0,39	-1.522	26.560	6	8,7	
17	10,16	0,00	0,00	0,39	-5.279	26.560	6	8,5	
18	9,64	0,00	0,00	0,39	-9.059	26.560	6	8,0	
19	9,09	0,00	0,00	0,39	-12.879	26.560	6	7,3	
20	8,34	0,00	0,00	0,39	-16.758	26.560	6	6,3	
21	7,39	0,00	0,00	0,39	-20.719	26.560	6	5,0	
22	6,20	0,00	0,00	0,39	-24.787	26.560	6	3,4	
23	4,77	0,00	0,00	0,39	-28.994	26.560	6	1,5	
24	3,05	0,00	0,00	0,39	-33.381	26.560	6	0,0	
25	1,02	0,00	0,00	-4,32 - 0,39	-36.967	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	5,37	23,47	0,00	5,51 - 0,47	68.550	29.256	0	0,0	
2	14,43	23,47	0,00	0,47	60.181	29.256	0	0,0	
3	20,95	23,47	0,00	0,47	53.337	29.256	0	0,0	
4	26,08	23,47	0,00	0,47	47.481	29.256	0	0,0	
5	30,30	23,47	0,00	0,47	42.227	29.256	0	0,0	
6	33,83	23,47	0,00	0,47	37.385	29.256	0	0,0	
7	36,73	23,47	0,00	0,47	32.839	26.560	6	1,1	
8	39,73	23,47	0,00	0,47	28.518	26.560	6	3,8	
9	41,92	23,47	0,00	0,47	24.368	26.560	6	6,1	
10	44,42	23,47	0,00	0,47	20.351	26.560	6	8,0	
11	46,78	23,47	0,00	0,47	16.436	26.560	6	9,6	
12	42,38	16,04	0,00	0,47	12.599	26.560	6	10,8	
13	16,67	0,00	0,00	0,47	8.819	26.560	6	11,6	
14	20,16	0,00	0,00	0,47	5.078	26.560	6	12,2	
15	15,86	0,00	0,00	0,47	1.358	26.560	6	12,5	
16	15,83	0,00	0,00	0,47	-2.356	26.560	6	12,4	
17	15,51	0,00	0,00	0,47	-6.080	26.560	6	12,1	
18	14,92	0,00	0,00	0,47	-9.831	26.560	6	11,4	
19	14,05	0,00	0,00	0,47	-13.624	26.560	6	10,5	
20	12,87	0,00	0,00	0,47	-17.480	26.560	6	9,2	
21	11,38	0,00	0,00	0,47	-21.419	26.560	6	7,6	
22	9,54	0,00	0,00	0,47	-25.469	26.560	6	5,5	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	7,34	0,00	0,00	0,47	-29.661	26.560	6	3,1	
24	4,71	0,00	0,00	0,47	-34.036	26.560	6	0,3	
25	1,59	0,00	0,00	-6,28 - 0,47	-37.871	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	4,64	3,40	0,00	5,73 - 0,44	68.099	35.000	0	0,0	
2	12,53	3,40	0,00	0,44	60.081	35.000	0	0,0	
3	18,29	3,40	0,00	0,44	53.403	35.000	0	0,0	
4	22,86	3,40	0,00	0,44	47.669	35.000	0	0,0	
5	26,62	3,40	0,00	0,44	42.517	35.000	0	0,0	
6	29,78	3,40	0,00	0,44	37.764	35.000	0	0,0	
7	32,45	3,40	0,00	0,44	33.301	35.000	0	0,0	
8	34,88	3,40	0,00	0,44	29.058	32.000	7	1,2	
9	37,02	3,40	0,00	0,44	24.984	32.000	7	3,4	
10	38,68	3,40	0,00	0,44	21.042	32.000	7	5,3	
11	40,54	3,40	0,00	0,44	17.202	32.000	7	6,8	
12	42,61	3,40	0,00	0,44	13.440	32.000	7	8,0	
13	41,30	3,11	0,00	0,44	9.737	32.000	7	8,9	
14	16,51	0,00	0,00	0,44	6.075	32.000	7	9,5	
15	16,27	0,00	0,00	0,44	2.437	32.000	7	9,8	
16	12,65	0,00	0,00	0,44	-1.191	32.000	7	9,8	
17	12,46	0,00	0,00	0,44	-4.823	32.000	7	9,6	
18	12,02	0,00	0,00	0,44	-8.475	32.000	7	9,1	
19	11,34	0,00	0,00	0,44	-12.162	32.000	7	8,3	
20	10,41	0,00	0,00	0,44	-15.902	32.000	7	7,2	
21	9,20	0,00	0,00	0,44	-19.712	32.000	7	5,8	
22	7,72	0,00	0,00	0,44	-23.617	32.000	7	4,1	
23	5,93	0,00	0,00	0,44	-27.642	32.000	7	2,0	
24	3,79	0,00	0,00	0,44	-31.822	32.000	7	0,0	
25	1,26	0,00	0,00	-5,36 - 0,44	-35.157	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	4,64	3,40	0,00	5,73 - 0,44	68.099	35.000	0	0,0	
2	12,53	3,40	0,00	0,44	60.081	35.000	0	0,0	
3	18,29	3,40	0,00	0,44	53.403	35.000	0	0,0	
4	22,86	3,40	0,00	0,44	47.669	35.000	0	0,0	
5	26,62	3,40	0,00	0,44	42.517	35.000	0	0,0	
6	29,78	3,40	0,00	0,44	37.764	35.000	0	0,0	
7	32,45	3,40	0,00	0,44	33.301	35.000	0	0,0	
8	34,88	3,40	0,00	0,44	29.058	32.000	7	1,2	
9	37,02	3,40	0,00	0,44	24.984	32.000	7	3,4	
10	38,68	3,40	0,00	0,44	21.042	32.000	7	5,3	
11	40,54	3,40	0,00	0,44	17.202	32.000	7	6,8	
12	42,61	3,40	0,00	0,44	13.440	32.000	7	8,0	
13	41,30	3,11	0,00	0,44	9.737	32.000	7	8,9	
14	16,51	0,00	0,00	0,44	6.075	32.000	7	9,5	
15	16,27	0,00	0,00	0,44	2.437	32.000	7	9,8	
16	12,65	0,00	0,00	0,44	-1.191	32.000	7	9,8	
17	12,46	0,00	0,00	0,44	-4.823	32.000	7	9,6	
18	12,02	0,00	0,00	0,44	-8.475	32.000	7	9,1	
19	11,34	0,00	0,00	0,44	-12.162	32.000	7	8,3	
20	10,41	0,00	0,00	0,44	-15.902	32.000	7	7,2	
21	9,20	0,00	0,00	0,44	-19.712	32.000	7	5,8	
22	7,72	0,00	0,00	0,44	-23.617	32.000	7	4,1	
23	5,93	0,00	0,00	0,44	-27.642	32.000	7	2,0	
24	3,79	0,00	0,00	0,44	-31.822	32.000	7	0,0	
25	1,26	0,00	0,00	-5,36 - 0,44	-35.157	32.000	7	0,0	

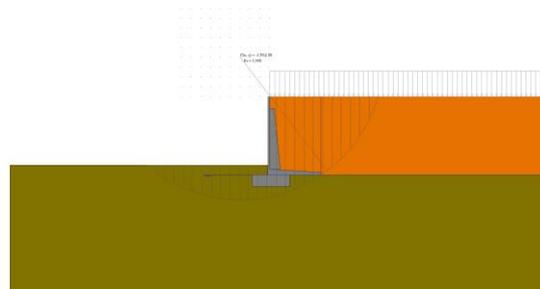


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

MST_H4 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

Dati	Var	unità	
Altezza del plinto	Hp	m	0,60
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	1,90

ANALISI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	0,60
copriferro	c	m	0,073
larghezza puntone	b	m	1,25
larghezza tirante	bt	m	1,25
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	Rck	Mpa	30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14,2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	0,53
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1,5
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Trasversale	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	6	14	0,073	924
Armatura effettivamente disposta			14	0,073	924

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	l*	λ	Pmax	Tmax	Asmin	Nmax	Rc
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	mmq	kN	kN
SLU-STR	0,51	1,07	116	111,3	284	152,6	3832
SLU-SIS	0,51	1,07	89	85,2	218	116,9	3832
* l = lunghezza del tirante				111,3	284	152,6	

Armatura effettivamente adottata:	As	mmq	924	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	361,4	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		31%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	3831,7	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		4%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-RARA	0,51	1,07	116	111,3	120

Tensione massima ammissibile	σs,max	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		33%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-FREQUENTE	0,51	1,07	116	111,3	120

MST_H4 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	300,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		40%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

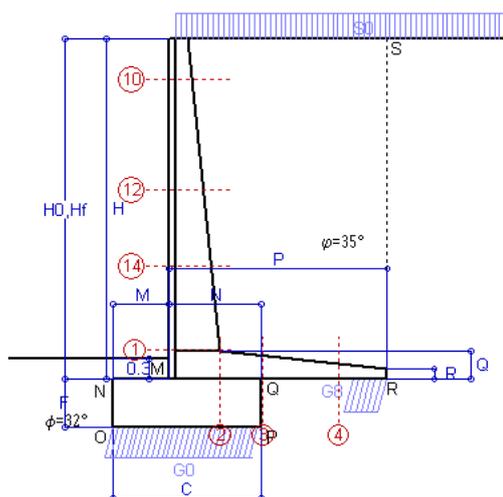
Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	0,51	1,07	116	111,3	120

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	260,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		46%	OK!

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bisArzacehna-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 34.1$ kN/m ²
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal 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	$H = 5.00$ 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	83.7	198.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	69.3	221.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	53.5	92.6
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	500.7	1 201.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.5	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	47.8	50.2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 154.5	M₉ = 420.1	P₉ = 602.0	M₈ = 1 344.7

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:	$G_8 = 120.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.49$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 481.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.229$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (602 \cdot 0.625) / 1.1 = 342.0 > E_d = 154.5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (1344.7) / 1.15 = 1169.3 > E_d = 420.1$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (851.1) / 1.15 = 740.1 > E_d = 312.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 284$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 149$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 9.18

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 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	264.9	264.9	84.8	94.6	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	6.00	14.51	4.59	7.85	373.3	223.5
2	172.2	172.2	0.0	182.0	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5
3	109.8	109.8	0.0	122.7	34.7	29.4	125.0	125.0	-	5.95	20.54	5.34	9.02	216.9	193.5
4	-15.6	-15.6	0.0	10.6	22.6	17.3	125.0	125.0	-	3.28	7.42	5.34	0.00	-41.5	107.1
10	3.2	4.2	7.1	8.8	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.90	6.28	4.59	3.96	66.9	42.0
12	51.3	58.1	32.8	37.1	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	4.00	9.42	4.59	3.96	152.9	61.3
14	130.7	145.4	56.0	61.6	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.77	11.37	4.59	3.96	228.0	71.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

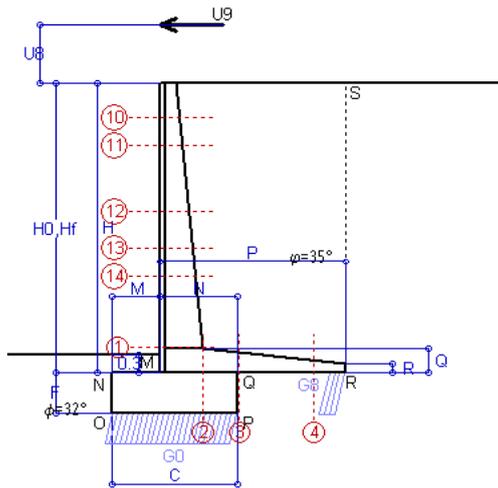
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1-urto: Urto sul sicurvia da 20 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bis Arzacehna-Palau (SS) Cod. CA366

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_V = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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	64.4	152.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	41.2	71.2
Peso terra su platea x 1	0.0	0.0	263.2	637.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	107.2	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.1	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	36.7	38.6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 81.5	M₉ = 259.8	P₉ = 341.1	M₈ = 747.8

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:	$G_8 = 50.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.27$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 290.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.10$ 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			$\beta = 13.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (341.1 * 0.625) / 1.1 = 193.8 > Ed = 81.5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (747.8) / 1.15 = 650.2 > Ed = 259.8$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (465.7) / 1.15 = 404.9 > Ed = 203.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 168$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 86$ 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	10.04
$K_0 =$	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	197.5	197.5	43.9	43.6	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.81	14.51	4.59	7.85	365.4	237.7	
2	128.4	128.4	0.0	135.7	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5	
3	86.4	86.4	0.0	79.2	34.7	29.4	125.0	125.0	-	5.95	20.54	5.34	9.02	216.9	193.5	
4	-8.2	-8.2	0.0	6.3	20.8	15.5	125.0	125.0	-	3.21	6.58	5.34	0.00	-38.0	95.5	
10	32.2	34.0	2.6	8.4	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	66.7	45.7	
11	43.0	45.4	5.5	9.1	37.0	31.5	113.7	13.7	73°, 1.0	3.02	6.28	4.59	3.96	78.0	53.3	
12	75.3	79.8	14.6	14.8	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.91	9.42	4.59	3.96	151.0	67.9	
13	99.6	106.0	21.2	20.4	54.7	47.2	116.3	16.3	73°, 1.0	4.18	9.70	4.59	3.96	177.2	75.7	
14	123.0	131.3	27.2	25.5	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.64	11.37	4.59	3.96	223.8	80.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

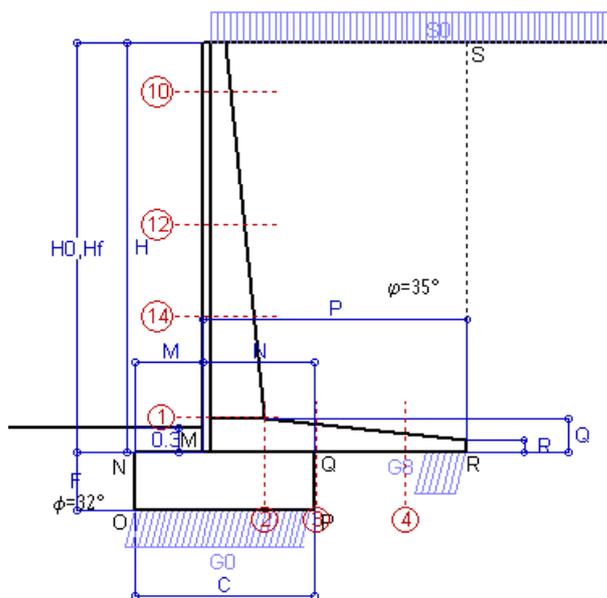
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bisArzacehna-Palau (SS) Cod. CA366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 34.1$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
64.36	152.32	0.00	0.00
46.20	147.85	0.00	0.00
0.00	0.00	41.18	71.25
0.00	0.00	368.92	886.34
1.14	0.27	0.00	0.00
0.00	0.00	36.75	38.59
$S_9 = 111.70$	$M_9 = 300.44$	$P_9 = 446.84$	$M_8 = 996.18$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.826
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.500
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 93.25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.49$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 353.59$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.168$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.99

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

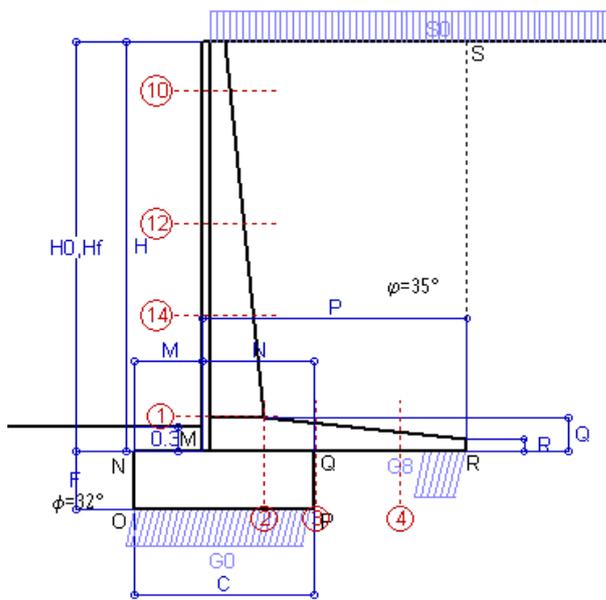
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	189.1	62.4	96.7	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	197	5.87	38	0.155
2	122.9	0.0	170.5	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	173	7.71	41	0.178
3	73.9	0.0	119.0	125.0	34.7	29.4	20.54	5.34	132	6.45	41	0.105
4	-13.7	0.0	0.0	125.0	23.0	17.7	7.57	5.34	146	5.01	41	0.000
10	2.2	5.1	6.7	112.9	32.2	26.7	6.28	4.59	12	0.44	38	0.000
12	35.8	23.8	34.4	115.4	48.4	41.6	9.42	4.59	89	2.79	38	0.000
14	92.3	40.9	61.6	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	157	4.71	38	0.115

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bisArzacehna-Palau (SS) Cod. CA366



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 25.6$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
64.36	152.32	0.00	0.00
34.65	110.89	0.00	0.00
0.00	0.00	41.18	71.25
0.00	0.00	342.49	824.24
1.14	0.27	0.00	0.00
0.00	0.00	36.75	38.59
$S_9 = 100.15$	$M_9 = 263.47$	$P_9 = 420.41$	$M_8 = 934.08$

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
**non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.035
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.623
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 94.09$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.50$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 326.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.155$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.07

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

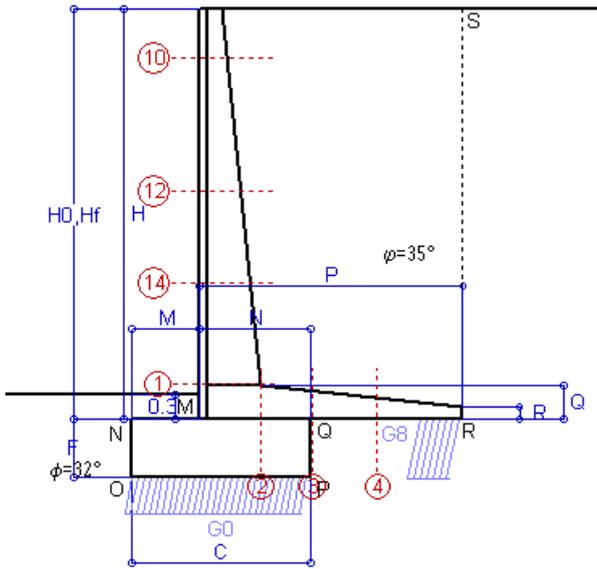
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	163.9	57.8	85.9	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	170	5.10	38	0.127
2	106.5	0.0	147.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	150	6.68	41	0.133
3	56.9	0.0	103.5	125.0	34.7	29.4	20.54	5.34	102	4.96	41	0.000
4	-16.9	0.0	0.0	125.0	23.6	18.3	7.84	5.34	174	5.84	41	0.000
10	1.7	4.5	5.3	112.9	32.2	26.7	6.28	4.59	9	0.35	38	0.000
12	29.6	21.5	29.1	115.4	48.4	41.6	9.42	4.59	73	2.32	38	0.000
14	78.4	37.5	53.7	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	132	4.01	38	0.087

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bisArzacehna-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
64.36	152.32	0.00	0.00
0.00	0.00	41.18	71.25
0.00	0.00	263.21	637.93
1.14	0.27	0.00	0.00
0.00	0.00	36.75	38.59
$S_9 = 65.50$	$M_9 = 152.58$	$P_9 = 341.13$	$M_8 = 747.76$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.341
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.255
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 96.25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.51$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 244.89$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.117$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.35

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

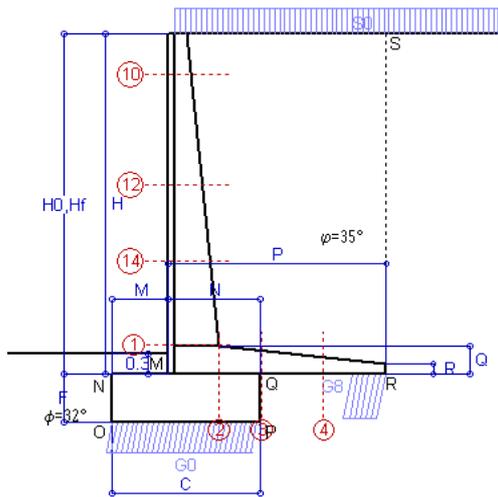
$K_0 = 0.244$

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	88.2	43.9	53.7	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	89	2.78	38	0.000
2	57.4	0.0	79.6	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	81	3.60	41	0.000
3	6.3	0.0	57.5	125.0	34.7	29.4	20.54	5.34	11	0.55	41	0.000
4	-29.7	0.0	0.0	125.0	26.0	20.7	8.92	5.34	273	8.47	41	0.000
10	0.3	2.6	1.0	112.9	32.2	26.7	6.28	4.59	1	0.06	38	0.000
12	10.9	14.6	13.1	115.4	48.4	41.6	9.42	4.59	25	0.89	38	0.000
14	36.5	27.2	29.7	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	59	1.90	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO



Dati

H_m = 5.00 m
 C = 2.10 m
 F = 0.70 m
 M = 0.80 m
 N = 1.30 m
 P = 3.10 m
 Q = 0.41 m
 U₁ = 0.0 m
 R = 0.15 m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u50NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

a_g/g = **0.061**
 H₀ = 5.00 m
 H = 5.00 m
 S₀ = 6.8 kN/m²
 φ = 35°
 R₀ = 0.625
 a_{max}/g = 0.073
β_m = 0.38
 I_g = 0.0%
 I_b = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K₁ = 0.274
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 5.00 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O₃ = 5.81°
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K₃ = 0.260
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K_p = 3.20
 (Dati: φ = 32.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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	64.7	153.0	6.6	25.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.3	29.7	0.9	3.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	2.0	40.6	70.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	7.3	24.6	280.4	678.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.2	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.0	0.4	36.2	38.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-14.4*	-4.8*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	84.6	210.0	364.8	815.7

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

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: G₈ = 92.0 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio Q₈ = 0.48 m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G₀ = 272.8 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio C₈ = 2.10 m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ_t = **0.130 MPa**
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = **10.9°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (364.8 * 0.625 + 14.4) / 1.0 = 242.4 > Ed = 84.6

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G₆ = 159 kN Lato monte (punto Q) G₇ = 77 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) Freccia in cima al pannello mm 3.61
 K₀ = 0.260

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°, ctgΘ	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	cm ²	cm ²	cm ² /m	KN.m	KN
1	116.0	116.0	49.3	50.0	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.83	14.51	4.59	7.85	366.4	235.3
2	75.4	75.4	0.0	79.7	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5
3	27.7	27.7	0.0	64.8	34.7	29.4	125.0	125.0	-	5.95	20.54	5.34	9.02	216.9	193.5
4	-23.1	-23.1	0.0	13.9	24.8	19.5	125.0	125.0	-	3.35	8.36	5.34	0.00	-45.5	120.2
10	0.7	0.9	3.2	2.1	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	66.7	45.2
12	17.1	19.8	17.0	15.0	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.92	9.42	4.59	3.96	151.2	66.9
14	51.1	57.8	30.9	29.4	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.65	11.37	4.59	3.96	224.3	79.0

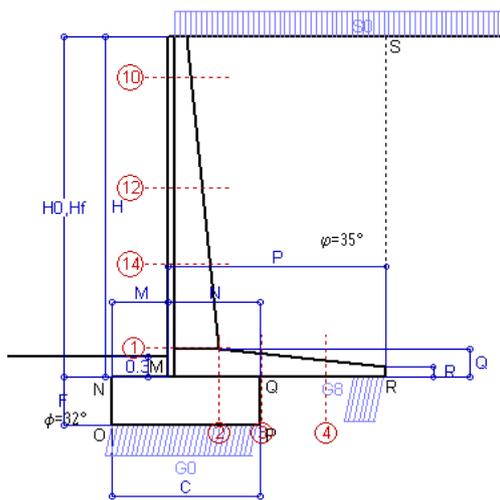
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bisArzacehna-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 5.00$ m
 $C = 2.10$ m
 $F = 0.70$ m
 $M = 0.80$ m
 $N = 1.30$ m
 $P = 3.10$ m
 $Q = 0.41$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u50NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$
 $H_0 = 5.00$ m
 $H = 5.00$ m
 $S_0 = 6.8$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.625$
 $a_{max}/g = 0.073$
 $\beta_m = 0.57$
 $l_g = 0.0\%$
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8.64^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
 (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	65.0	153.9	9.9	38.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.3	29.9	1.4	5.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.7	3.1	40.3	69.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	10.9	36.9	278.4	673.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.3	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.5	0.5	36.0	37.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-14.3*	-4.8*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	89.8	224.6	366.0	824.9

Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.43^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

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: $G_8 = 89.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.47$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 276.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.132$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11.7^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (824.9 + 4.8) / 1.0 = 829.7 > E_d = 224.6$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (523.1) / 1.0 = 523.1 > E_d = 162.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 160$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 80$ 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) $K_0 = 0.269$
 Freccia in cima al pannello mm 3.76

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	120.3	120.3	50.3	51.8	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.84	14.51	4.59	7.85	366.6	234.7	
2	78.2	78.2	0.0	82.7	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5	
3	32.9	32.9	0.0	66.7	34.7	29.4	125.0	125.0	-	5.95	20.54	5.34	9.02	216.9	193.5	
4	-21.6	-21.6	0.0	13.2	24.4	19.1	125.0	125.0	-	3.34	8.21	5.34	0.00	-44.9	118.2	
10	0.7	1.0	3.2	2.2	32.2	26.7	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	66.7	45.1	
12	17.8	20.6	17.2	15.6	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.93	9.42	4.59	3.96	151.3	66.7	
14	53.1	60.0	31.5	30.5	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.66	11.37	4.59	3.96	224.4	78.6	

(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

Prefabbricato tipo u50NM

MURI DI SOSTEGNO

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	Granito Arenizzato		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5	
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	0.70	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	481.5	272.8
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.39°	10.89°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	123.5	52.5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.10	2.10
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.05	1.05
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.00	1.00
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	260.91	303.02
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.13
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.55	0.65
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	75.24	89.08
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.14
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.53	0.64
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	240.50	304.88
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.42	0.54
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.577	0.697
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	865.0	1219.7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	481.5	272.8
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 1,00	7,22	1.666
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1,50; 1,50	7,92	1.359
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,50; 2,50	8,76	1.901
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,50; 2,50	8,76	1.901

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

Qy carico sulla striscia espresso in [kN]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	7,77	0,00	0,00	6,16 - 0,47	74.626	29.256	0	0,0	
2	19,83	0,00	0,00	0,47	63.602	29.256	0	0,0	
3	27,30	0,00	0,00	0,47	56.002	29.256	0	0,0	
4	32,99	0,00	0,00	0,47	49.725	29.256	0	0,0	
5	37,58	0,00	0,00	0,47	44.190	29.256	0	0,0	
6	41,40	0,00	0,00	0,47	39.140	29.256	0	0,0	
7	43,17	0,00	0,00	0,47	34.433	29.256	0	0,0	
8	47,78	0,00	0,00	0,47	29.980	26.560	6	2,5	
9	50,15	0,00	0,00	0,47	25.720	26.560	6	4,9	
10	52,13	0,00	0,00	0,47	21.608	26.560	6	7,0	
11	54,74	0,00	0,00	0,47	17.611	26.560	6	8,6	
12	56,90	0,00	0,00	0,47	13.701	26.560	6	9,9	
13	57,94	0,00	0,00	0,47	9.855	26.560	6	10,9	
14	23,50	0,00	0,00	0,47	6.054	26.560	6	11,5	
15	19,89	0,00	0,00	0,47	2.279	26.560	6	11,9	
16	15,45	0,00	0,00	0,47	-1.485	26.560	6	11,9	
17	15,20	0,00	0,00	0,47	-5.256	26.560	6	11,6	
18	14,66	0,00	0,00	0,47	-9.050	26.560	6	11,1	
19	13,83	0,00	0,00	0,47	-12.885	26.560	6	10,2	
20	12,70	0,00	0,00	0,47	-16.780	26.560	6	8,9	
21	11,24	0,00	0,00	0,47	-20.757	26.560	6	7,3	
22	9,45	0,00	0,00	0,47	-24.842	26.560	6	5,4	
23	7,27	0,00	0,00	0,47	-29.068	26.560	6	3,0	
24	4,67	0,00	0,00	0,47	-33.476	26.560	6	0,2	
25	1,58	0,00	0,00	-5,69 - 0,47	-37.352	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	8,10	22,98	0,00	6,28 - 0,52	72.510	29.256	0	0,0	
2	21,11	22,98	0,00	0,52	62.521	29.256	0	0,0	
3	29,68	22,98	0,00	0,52	55.166	29.256	0	0,0	
4	36,29	22,98	0,00	0,52	49.019	29.256	0	0,0	
5	41,65	22,98	0,00	0,52	43.567	29.256	0	0,0	
6	46,12	22,98	0,00	0,52	38.577	29.256	0	0,0	
7	49,29	22,98	0,00	0,52	33.916	26.560	6	0,6	
8	53,61	22,98	0,00	0,52	29.499	26.560	6	3,8	
9	56,39	22,98	0,00	0,52	25.268	26.560	6	6,4	
10	57,87	22,98	0,00	0,52	21.181	26.560	6	8,6	
11	62,62	22,98	0,00	0,52	17.205	26.560	6	10,4	
12	64,14	22,98	0,00	0,52	13.313	26.560	6	11,8	
13	31,66	2,77	0,00	0,52	9.483	26.560	6	12,8	
14	23,79	0,00	0,00	0,52	5.695	26.560	6	13,5	
15	18,78	0,00	0,00	0,52	1.932	26.560	6	13,8	
16	18,78	0,00	0,00	0,52	-1.822	26.560	6	13,8	
17	18,45	0,00	0,00	0,52	-5.585	26.560	6	13,5	
18	17,78	0,00	0,00	0,52	-9.372	26.560	6	12,8	
19	16,76	0,00	0,00	0,52	-13.200	26.560	6	11,8	
20	15,38	0,00	0,00	0,52	-17.090	26.560	6	10,4	
21	13,61	0,00	0,00	0,52	-21.064	26.560	6	8,7	
22	11,43	0,00	0,00	0,52	-25.147	26.560	6	6,5	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	8,80	0,00	0,00	0,52	-29.373	26.560	6	3,9	
24	5,65	0,00	0,00	0,52	-33.784	26.560	6	0,7	
25	1,92	0,00	0,00	-6,68 - 0,52	-37.697	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	7,12	3,73	0,00	6,90 - 0,55	68.217	35.000	0	0,0	
2	19,19	3,73	0,00	0,55	60.176	35.000	0	0,0	
3	28,01	3,73	0,00	0,55	53.559	35.000	0	0,0	
4	35,00	3,73	0,00	0,55	47.874	35.000	0	0,0	
5	40,78	3,73	0,00	0,55	42.765	35.000	0	0,0	
6	45,64	3,73	0,00	0,55	38.052	35.000	0	0,0	
7	49,75	3,73	0,00	0,55	33.628	35.000	0	0,0	
8	53,27	3,73	0,00	0,55	29.422	32.000	7	1,2	
9	56,85	3,73	0,00	0,55	25.385	32.000	7	4,0	
10	59,46	3,73	0,00	0,55	21.479	32.000	7	6,3	
11	62,85	3,73	0,00	0,55	17.676	32.000	7	8,2	
12	65,50	3,73	0,00	0,55	13.952	32.000	7	9,7	
13	54,08	2,30	0,00	0,55	10.287	32.000	7	10,9	
14	19,71	0,00	0,00	0,55	6.665	32.000	7	11,7	
15	18,63	0,00	0,00	0,55	3.070	32.000	7	12,2	
16	18,21	0,00	0,00	0,55	-0.514	32.000	7	12,3	
17	17,98	0,00	0,00	0,55	-4.099	32.000	7	12,1	
18	17,39	0,00	0,00	0,55	-7.701	32.000	7	11,5	
19	16,44	0,00	0,00	0,55	-11.333	32.000	7	10,6	
20	15,11	0,00	0,00	0,55	-15.013	32.000	7	9,3	
21	13,38	0,00	0,00	0,55	-18.758	32.000	7	7,7	
22	11,23	0,00	0,00	0,55	-22.588	32.000	7	5,7	
23	8,63	0,00	0,00	0,55	-26.528	32.000	7	3,2	
24	5,52	0,00	0,00	0,55	-30.610	32.000	7	0,3	
25	1,86	0,00	0,00	-6,78 - 0,55	-34.029	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	7,12	3,73	0,00	6,90 - 0,55	68.217	35.000	0	0,0	
2	19,19	3,73	0,00	0,55	60.176	35.000	0	0,0	
3	28,01	3,73	0,00	0,55	53.559	35.000	0	0,0	
4	35,00	3,73	0,00	0,55	47.874	35.000	0	0,0	
5	40,78	3,73	0,00	0,55	42.765	35.000	0	0,0	
6	45,64	3,73	0,00	0,55	38.052	35.000	0	0,0	
7	49,75	3,73	0,00	0,55	33.628	35.000	0	0,0	
8	53,27	3,73	0,00	0,55	29.422	32.000	7	1,2	
9	56,85	3,73	0,00	0,55	25.385	32.000	7	4,0	
10	59,46	3,73	0,00	0,55	21.479	32.000	7	6,3	
11	62,85	3,73	0,00	0,55	17.676	32.000	7	8,2	
12	65,50	3,73	0,00	0,55	13.952	32.000	7	9,7	
13	54,08	2,30	0,00	0,55	10.287	32.000	7	10,9	
14	19,71	0,00	0,00	0,55	6.665	32.000	7	11,7	
15	18,63	0,00	0,00	0,55	3.070	32.000	7	12,2	
16	18,21	0,00	0,00	0,55	-0.514	32.000	7	12,3	
17	17,98	0,00	0,00	0,55	-4.099	32.000	7	12,1	
18	17,39	0,00	0,00	0,55	-7.701	32.000	7	11,5	
19	16,44	0,00	0,00	0,55	-11.333	32.000	7	10,6	
20	15,11	0,00	0,00	0,55	-15.013	32.000	7	9,3	
21	13,38	0,00	0,00	0,55	-18.758	32.000	7	7,7	
22	11,23	0,00	0,00	0,55	-22.588	32.000	7	5,7	
23	8,63	0,00	0,00	0,55	-26.528	32.000	7	3,2	
24	5,52	0,00	0,00	0,55	-30.610	32.000	7	0,3	
25	1,86	0,00	0,00	-6,78 - 0,55	-34.029	32.000	7	0,0	

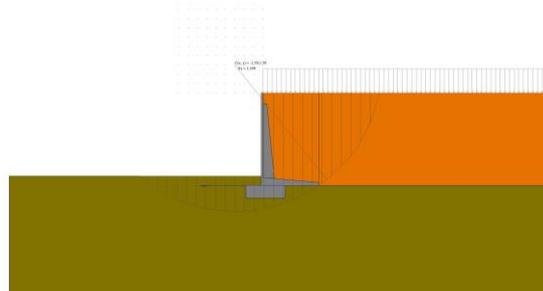


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

MST_H5 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

Dati	Var	unità	
Altezza del plinto	Hp	m	0,70
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	2,10

ANALISI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	0,70
copriferro	c	m	0,073
larghezza puntone	b	m	1,25
larghezza tirante	bt	m	1,25
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	Rck	Mpa	30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14,2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	0,63
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1,5
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Trasversale

sezione di larghezza pari a bt	passo cm	n.barre bt/passi	φ mm	c m	As mmq
primo strato dal basso	20	6	14	0,073	924
Armatura effettivamente disposta			14	0,073	924

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l* m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	Asmin mmq	Nmax kN	Rc kN
SLU-STR	0,63	1,11	137	137,1	350	184,7	4463
SLU-SIS	0,63	1,11	112	111,4	285	150,1	4463
* l = lunghezza del tirante				137,1	350	184,7	

Armatura effettivamente adottata:

Resistenza del tirante	As	mmq	924	OK!
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	Rt	kN	361,4	
Resistenza del puntone	c.u.acc		38%	OK!
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	Rc	kN	4462,8	
	c.u.cls		4%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	σs Mpa
SLE-RARA	0,63	1,11	137	137,1	148

Tensione massima ammissibile

coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	σs,max	MPa	360	
	c.u.		41%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	σs Mpa
SLE-FREQUENTE	0,63	1,11	137	137,1	148

MST_H5 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	300,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		49%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

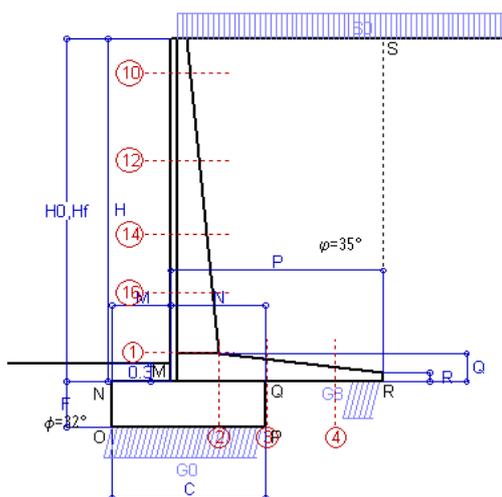
Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	0,63	1,11	137	137,1	148

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	260,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		57%	OK!

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 30.9$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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 1.3	120.5	337.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	75.4	286.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	69.5	145.9
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	647.6	1 850.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	67.6	87.9
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 197.8	M₉ = 624.2	P₉ = 784.7	M₈ = 2 083.9

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:	$G_8 = 155.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.52$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 629.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.60$ 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			$\beta = 14.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (784.7 * 0.625) / 1.1 = 445.7 > Ed = 197.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (2083.9) / 1.15 = 1812.1 > Ed = 624.2$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (1279) / 1.15 = 1112.2 > Ed = 467.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 378$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 184$ 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 13.38
 $K_0 = 0.244$

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 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	398.8	398.8	108.3	119.1	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.56	20.80	4.59	8.58	599.3	275.2
2	259.2	259.2	0.0	241.7	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	443.0	312.9
3	137.3	137.3	0.0	145.7	38.7	33.3	125.0	125.0	-	7.14	26.50	6.16	10.71	313.3	222.4
4	-27.1	-27.1	0.0	18.2	24.6	19.2	125.0	125.0	-	3.76	11.03	6.16	0.00	-52.1	118.3
10	2.9	3.8	6.8	8.1	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.89	6.28	4.59	3.96	66.2	41.9
12	43.2	49.0	29.7	33.0	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.94	9.42	4.59	3.96	147.9	60.1
14	129.7	144.3	55.7	60.4	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	5.00	12.57	4.59	3.96	252.8	72.5
16	244.5	270.6	80.8	87.8	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.51	18.25	4.59	5.07	441.7	113.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

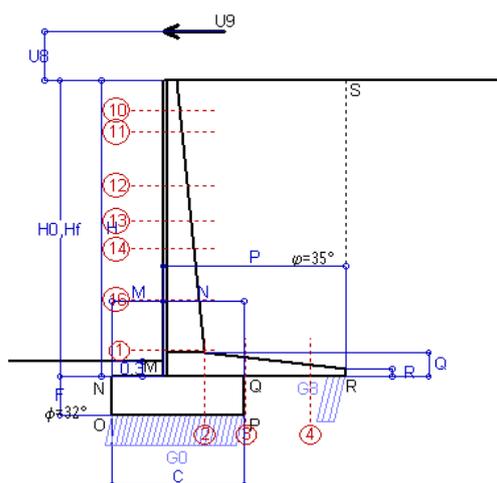
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1-urto: Urto sul sicurvia da 20 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bis Arzacehna-Palau (SS) Cod. CA366

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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	92.7	259.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	53.5	112.2
Peso terra su platea x 1	0.0	0.0	369.8	1 063.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	124.8	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.5	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	52.0	67.6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 110.2	M₉ = 384.7	P₉ = 475.2	M₈ = 1 243.6

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 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:	$G_8 = 82.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.36$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 393.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.151$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (475.2 * 0.625) / 1.1 = 270.0 > E_d = 110.2$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (1243.6) / 1.15 = 1081.4 > E_d = 384.7$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (752.8) / 1.15 = 654.6 > E_d = 297.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 232$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 109$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 13.44

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	282.0	282.0	60.0	60.2	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.35	20.80	4.59	8.58	588.4	291.4	
2	183.3	183.3	0.0	170.9	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	443.0	312.9	
3	97.6	97.6	0.0	95.2	38.7	33.3	125.0	125.0	-	7.14	26.50	6.16	10.71	313.3	222.4	
4	-17.9	-17.9	0.0	12.8	23.4	18.0	125.0	125.0	-	3.74	10.48	6.16	0.00	-49.7	111.3	
10	32.2	34.0	2.6	8.3	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.87	6.28	4.59	3.96	66.0	45.2	
11	41.9	44.1	5.1	8.8	36.3	30.8	113.5	13.5	73°, 1.0	3.00	6.28	4.59	3.96	76.1	52.0	
12	72.0	76.2	13.7	13.8	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.87	9.42	4.59	3.96	146.3	66.0	
13	99.6	106.0	21.2	20.2	54.4	46.9	116.1	16.1	73°, 1.0	4.28	10.30	4.59	3.96	186.4	75.2	
14	127.1	135.8	28.1	26.3	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.88	12.57	4.59	3.96	248.8	81.0	
16	193.9	208.9	43.0	41.5	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.35	18.25	4.59	5.07	434.8	125.1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

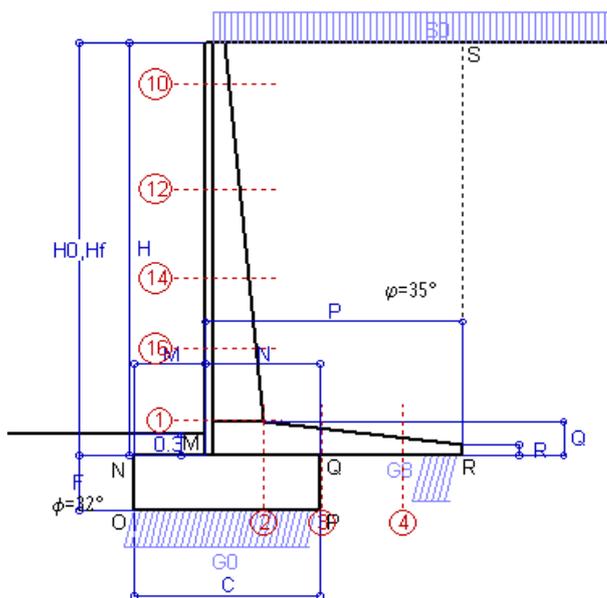
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 30.9$ kN/m ²
$N = 1.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
92.68	259.50	0.00	0.00
50.24	190.92	0.00	0.00
0.00	0.00	53.47	112.19
0.00	0.00	481.01	1 375.32
1.49	0.40	0.00	0.00
0.00	0.00	52.00	67.60
$S_9 = 144.41$	$M_9 = 450.81$	$P_9 = 586.47$	$M_8 = 1 555.12$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.836
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.538
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 120.43$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.53 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 466.04$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.179 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	13.8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 8.94

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

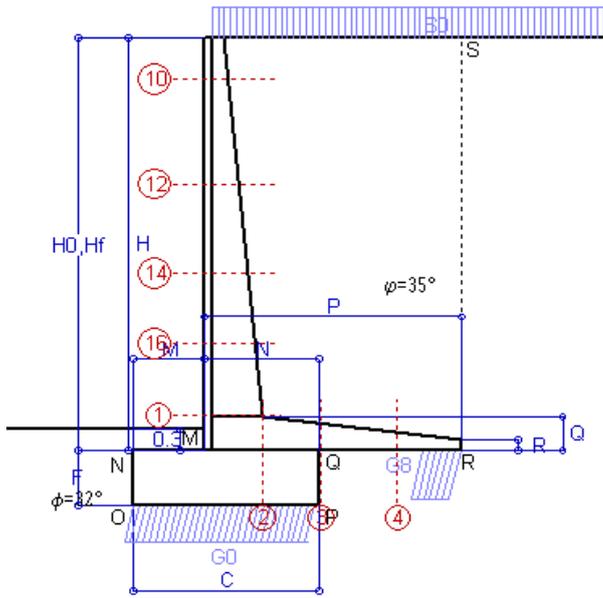
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	287.9	80.2	125.3	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	186	6.36	40	0.144
2	187.1	0.0	230.8	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	165	7.83	42	0.182
3	92.7	0.0	142.8	125.0	38.7	33.3	26.50	6.16	114	5.98	42	0.091
4	-23.1	0.0	0.0	125.0	25.0	19.6	11.23	6.16	194	6.85	42	0.000
10	2.0	4.9	6.2	112.9	31.9	26.4	6.28	4.59	11	0.41	38	0.000
12	30.2	21.6	30.4	115.1	47.1	40.3	9.42	4.59	77	2.48	38	0.000
14	92.1	40.9	60.7	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	140	4.43	38	0.097
16	175.3	59.6	91.2	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	153	5.28	38	0.110

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 23.2$ kN/m ²
$N = 1.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
92.68	259.50	0.00	0.00
37.68	143.19	0.00	0.00
0.00	0.00	53.47	112.19
0.00	0.00	453.20	1 297.46
1.49	0.40	0.00	0.00
0.00	0.00	52.00	67.60
$S_9 = 131.85$	$M_9 = 403.08$	$P_9 = 558.66$	$M_8 = 1 477.25$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.026
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.648
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 122.38$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.54$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 436.28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.168$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.73

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

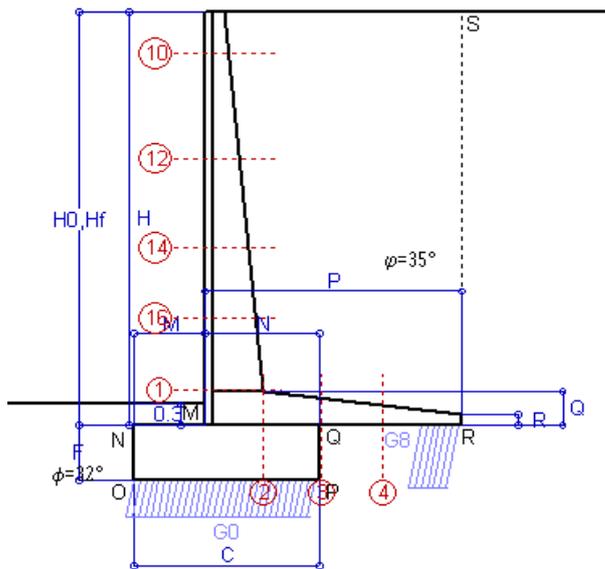
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	254.6	75.2	113.5	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	164	5.64	40	0.123
2	165.5	0.0	204.1	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	146	6.93	42	0.146
3	71.8	0.0	126.0	125.0	38.7	33.3	26.50	6.16	89	4.63	42	0.000
4	-27.3	0.0	0.0	125.0	25.6	20.2	11.58	6.16	222	7.65	42	0.000
10	1.6	4.3	4.9	112.9	31.9	26.4	6.28	4.59	8	0.33	38	0.000
12	25.0	19.6	25.8	115.1	47.1	40.3	9.42	4.59	64	2.07	38	0.000
14	78.8	37.7	53.3	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	119	3.81	38	0.074
16	152.9	55.4	81.6	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	133	4.62	38	0.091

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.60$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 3.60$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
92.68	259.50	0.00	0.00
0.00	0.00	53.47	112.19
0.00	0.00	369.77	1 063.85
1.49	0.40	0.00	0.00
0.00	0.00	52.00	67.60
$S_9 = 94.16$	$M_9 = 259.90$	$P_9 = 475.23$	$M_8 = 1 243.65$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	4.061
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	3.154
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	127.91 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.56 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	347.32 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.134 MPa	
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	11.2°	

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.11

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

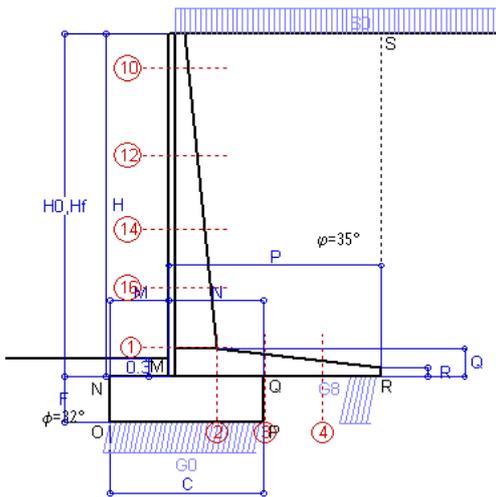
$K_0 = 0.244$

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	154.8	60.0	78.3	119.4	81.1	73.2	20.80	4.59	97	3.48	40	0.055
2	100.6	0.0	124.1	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	89	4.21	42	0.000
3	9.6	0.0	76.0	125.0	38.7	33.3	26.50	6.16	12	0.62	42	0.000
4	-43.9	0.0	0.0	125.0	28.2	22.8	12.87	6.16	318	10.15	42	0.197
10	0.3	2.6	1.0	112.9	31.9	26.4	6.28	4.59	1	0.06	38	0.000
12	9.6	13.7	12.0	115.1	47.1	40.3	9.42	4.59	23	0.82	38	0.000
14	39.1	28.1	31.1	117.0	60.1	51.4	12.57	4.59	57	1.92	38	0.000
16	85.7	43.0	52.7	118.4	70.4	62.0	18.25	4.59	72	2.63	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO



Dati

H_m = 6.00 m
 C = 2.60 m
 F = 0.80 m
 M = 1.00 m
 N = 1.60 m
 P = 3.60 m
 Q = 0.48 m
 U₁ = 0.0 m
 R = 0.15 m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u60NM
 Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

a_g/g = **0.061**
 H₀ = 6.00 m
 H = 6.00 m
 S₀ = 6.2 kN/m²
 φ = 35°
 R₀ = 0.625
 a_{max}/g = 0.073
β_m = 0.38
 I_g = 0.0%
 I_b = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K₁ = 0.274
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 6.00 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O₃ = 5.81°
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K₃ = 0.260
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K_p = 3.20
 (Dati: φ = 32.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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	93.1	260.7	9.5	43.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.1	38.4	1.0	4.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.5	3.0	52.7	110.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	10.2	40.9	386.6	1 110.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.6	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.4	0.6	51.3	66.7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-17.4*	-6.4*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 118.0	M_g = 344.0	P_g = 501.1	M_g = 1 336.2

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

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: G₈ = 120.8 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q₈ = 0.53 m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G₀ = 380.3 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C₈ = 2.60 m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ_t = **0.146 MPa**
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = **11.3°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (501.1 * 0.625 + 17.4) / 1.0 = 330.6 > Ed = 118

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G₆ = 225 kN Lato monte (punto Q) G₇ = 104 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) Freccia in cima al pannello mm 5.85
 K₀ = 0.260

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°, ctgΘ	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	193.7	193.7	66.5	68.8	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.38	20.80	4.59	8.58	589.9	288.6
2	125.9	125.9	0.0	117.4	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	443.0	312.9
3	38.9	38.9	0.0	83.2	38.7	33.3	125.0	125.0	-	7.14	26.50	6.16	10.71	313.3	222.4
4	-34.6	-34.6	0.0	20.6	26.8	21.4	125.0	125.0	-	3.82	12.15	6.16	0.00	-56.9	128.8
10	0.7	0.9	3.1	2.0	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	66.0	44.7
12	14.8	17.1	15.7	13.7	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.88	9.42	4.59	3.96	146.5	65.1
14	53.3	60.3	31.7	30.1	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.89	12.57	4.59	3.96	249.3	79.6
16	110.8	124.4	48.0	47.9	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.59	5.07	435.7	123.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

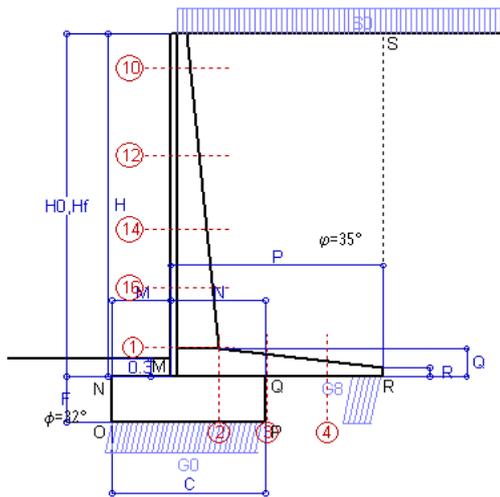
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.43^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 6.00$ m
 $C = 2.60$ m
 $F = 0.80$ m
 $M = 1.00$ m
 $N = 1.60$ m
 $P = 3.60$ m
 $Q = 0.48$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u60NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$
 $H_0 = 6.00$ m
 $H = 6.00$ m
 $S_0 = 6.2$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.625$
 $a_{max}/g = 0.073$
 $\beta_m = 0.57$
 $l_g = 0.0\%$
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 6.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8.64^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
 (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	93.7	262.2	14.2	65.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10.2	38.6	1.5	7.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.2	4.6	52.4	109.9
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	15.4	61.4	383.9	1 102.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.6	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.2	0.9	50.9	66.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-17.3*	-6.3*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S₀ = 125.2	M₀ = 368.1	P₀ = 502.9	M₀ = 1 351.3

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: $G_8 = 116.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.51$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 386.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.60$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.148$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.1^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (1351.3 + 6.3) / 1.0 = 1357.7 > E_d = 368.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (833.1) / 1.0 = 833.1 > E_d = 269.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 227$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 108$ 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) $K_0 = 0.269$
 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	$M_{Ed,u}$ (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° , $ctg\Theta$	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	200.9	200.9	67.8	71.3	81.1	73.2	119.4	19.4	45°, 1.0	7.38	20.80	4.59	8.58	590.2	287.8
2	130.6	130.6	0.0	121.7	48.0	42.6	125.0	125.0	45°, 1.0	8.13	28.84	6.16	14.75	443.0	312.9
3	46.9	46.9	0.0	85.6	38.7	33.3	125.0	125.0	-	7.14	26.50	6.16	10.71	313.3	222.4
4	-32.2	-32.2	0.0	19.6	26.4	21.0	125.0	125.0	-	3.81	11.94	6.16	0.00	-56.0	127.2
10	0.7	0.9	3.2	2.1	31.9	26.4	112.9	12.9	73°, 1.0	2.88	6.28	4.59	3.96	66.0	44.7
12	15.4	17.8	15.9	14.2	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.88	9.42	4.59	3.96	146.5	64.9
14	55.4	62.6	32.3	31.3	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.90	12.57	4.59	3.96	249.4	79.3
16	115.0	129.1	48.9	49.6	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.59	5.07	435.9	122.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{ed,u}$ 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 17/1/2018

Prefabbricato tipo u60NM

MURI DI SOSTEGNO

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	Granito Arenizzato		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5	
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	0.80	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	629.7	380.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.15°	11.34°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	158.7	76.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.60	2.60
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.30	1.30
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.10	1.10
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	286.71	322.38
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.56	0.64
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	75.21	85.99
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.54	0.62
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	302.64	365.49
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.43	0.53
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.665	0.774
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1234.2	1676.7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	629.7	380.3
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1,50; 1,50	9,02	1.558
12 - GEO (A2-M2-R2)	-2,00; 1,50	9,31	1.334
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,50; 1,50	9,02	1.798
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,50; 1,50	9,02	1.797

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	11,03	0,00	0,00	7,41 - 0,58	73.587	29.256	0	0,0	
2	28,47	0,00	0,00	0,58	63.166	29.256	0	0,0	
3	39,66	0,00	0,00	0,58	55.751	29.256	0	0,0	
4	48,25	0,00	0,00	0,58	49.586	29.256	0	0,0	
5	55,21	0,00	0,00	0,58	44.135	29.256	0	0,0	
6	61,01	0,00	0,00	0,58	39.153	29.256	0	0,0	
7	63,68	0,00	0,00	0,58	34.506	29.256	0	0,0	
8	70,63	0,00	0,00	0,58	30.106	26.560	6	3,0	
9	74,27	0,00	0,00	0,58	25.896	26.560	6	6,0	
10	77,32	0,00	0,00	0,58	21.832	26.560	6	8,5	
11	82,16	0,00	0,00	0,58	17.882	26.560	6	10,6	
12	84,47	0,00	0,00	0,58	14.017	26.560	6	12,3	
13	72,27	0,00	0,00	0,58	10.217	26.560	6	13,5	
14	24,37	0,00	0,00	0,58	6.462	26.560	6	14,3	
15	23,74	0,00	0,00	0,58	2.735	26.560	6	14,8	
16	22,42	0,00	0,00	0,58	-0.980	26.560	6	14,9	
17	22,09	0,00	0,00	0,58	-4.700	26.560	6	14,6	
18	21,34	0,00	0,00	0,58	-8.439	26.560	6	13,9	
19	20,16	0,00	0,00	0,58	-12.216	26.560	6	12,9	
20	18,52	0,00	0,00	0,58	-16.047	26.560	6	11,4	
21	16,41	0,00	0,00	0,58	-19.954	26.560	6	9,6	
22	13,79	0,00	0,00	0,58	-23.961	26.560	6	7,3	
23	10,61	0,00	0,00	0,58	-28.098	26.560	6	4,5	
24	6,81	0,00	0,00	0,58	-32.401	26.560	6	1,1	
25	2,31	0,00	0,00	-7,21 - 0,58	-36.195	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	12,27	24,66	0,00	7,20 - 0,61	73.726	29.256	0	0,0	
2	31,58	24,66	0,00	0,61	63.059	29.256	0	0,0	
3	43,85	24,66	0,00	0,61	55.544	29.256	0	0,0	
4	53,23	24,66	0,00	0,61	49.305	29.256	0	0,0	
5	60,83	24,66	0,00	0,61	43.788	29.256	0	0,0	
6	67,14	24,66	0,00	0,61	38.747	29.256	0	0,0	
7	72,80	24,66	0,00	0,61	34.044	26.560	6	2,0	
8	77,68	24,66	0,00	0,61	29.590	26.560	6	5,8	
9	81,60	24,66	0,00	0,61	25.327	26.560	6	8,9	
10	88,86	24,66	0,00	0,61	21.209	26.560	6	11,5	
11	90,29	24,66	0,00	0,61	17.204	26.560	6	13,6	
12	80,96	17,88	0,00	0,61	13.285	26.560	6	15,3	
13	28,14	0,00	0,00	0,61	9.428	26.560	6	16,5	
14	27,77	0,00	0,00	0,61	5.614	26.560	6	17,3	
15	26,84	0,00	0,00	0,61	1.825	26.560	6	17,7	
16	26,83	0,00	0,00	0,61	-1.957	26.560	6	17,7	
17	26,35	0,00	0,00	0,61	-5.746	26.560	6	17,2	
18	25,39	0,00	0,00	0,61	-9.561	26.560	6	16,4	
19	23,93	0,00	0,00	0,61	-13.420	26.560	6	15,2	
20	21,95	0,00	0,00	0,61	-17.342	26.560	6	13,6	
21	19,44	0,00	0,00	0,61	-21.351	26.560	6	11,4	
22	16,33	0,00	0,00	0,61	-25.473	26.560	6	8,8	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	12,58	0,00	0,00	0,61	-29,742	26,560	6	5,7	
24	8,10	0,00	0,00	0,61	-34,203	26,560	6	1,9	
25	2,77	0,00	0,00	-8,15 - 0,61	-38,335	26,560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	11,03	3,61	0,00	7,41 - 0,58	73,587	35,000	0	0,0	
2	28,47	3,61	0,00	0,58	63,166	35,000	0	0,0	
3	39,66	3,61	0,00	0,58	55,751	35,000	0	0,0	
4	48,25	3,61	0,00	0,58	49,586	35,000	0	0,0	
5	55,21	3,61	0,00	0,58	44,135	35,000	0	0,0	
6	61,01	3,61	0,00	0,58	39,153	35,000	0	0,0	
7	63,68	3,61	0,00	0,58	34,506	35,000	0	0,0	
8	70,63	3,61	0,00	0,58	30,106	32,000	7	3,0	
9	74,27	3,61	0,00	0,58	25,896	32,000	7	6,0	
10	77,32	3,61	0,00	0,58	21,832	32,000	7	8,5	
11	82,16	3,61	0,00	0,58	17,882	32,000	7	10,6	
12	84,47	3,61	0,00	0,58	14,017	32,000	7	12,3	
13	72,27	2,42	0,00	0,58	10,217	32,000	7	13,5	
14	24,37	0,00	0,00	0,58	6,462	32,000	7	14,3	
15	23,74	0,00	0,00	0,58	2,735	32,000	7	14,8	
16	22,42	0,00	0,00	0,58	-0,980	32,000	7	14,9	
17	22,09	0,00	0,00	0,58	-4,700	32,000	7	14,6	
18	21,34	0,00	0,00	0,58	-8,439	32,000	7	13,9	
19	20,16	0,00	0,00	0,58	-12,216	32,000	7	12,9	
20	18,52	0,00	0,00	0,58	-16,047	32,000	7	11,4	
21	16,41	0,00	0,00	0,58	-19,954	32,000	7	9,6	
22	13,79	0,00	0,00	0,58	-23,961	32,000	7	7,3	
23	10,61	0,00	0,00	0,58	-28,098	32,000	7	4,5	
24	6,81	0,00	0,00	0,58	-32,401	32,000	7	1,1	
25	2,31	0,00	0,00	-7,21 - 0,58	-36,195	32,000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	11,03	3,61	0,00	7,41 - 0,58	73,587	35,000	0	0,0	
2	28,47	3,61	0,00	0,58	63,166	35,000	0	0,0	
3	39,66	3,61	0,00	0,58	55,751	35,000	0	0,0	
4	48,25	3,61	0,00	0,58	49,586	35,000	0	0,0	
5	55,21	3,61	0,00	0,58	44,135	35,000	0	0,0	
6	61,01	3,61	0,00	0,58	39,153	35,000	0	0,0	
7	63,68	3,61	0,00	0,58	34,506	35,000	0	0,0	
8	70,63	3,61	0,00	0,58	30,106	32,000	7	3,0	
9	74,27	3,61	0,00	0,58	25,896	32,000	7	6,0	
10	77,32	3,61	0,00	0,58	21,832	32,000	7	8,5	
11	82,16	3,61	0,00	0,58	17,882	32,000	7	10,6	
12	84,47	3,61	0,00	0,58	14,017	32,000	7	12,3	
13	72,27	2,42	0,00	0,58	10,217	32,000	7	13,5	
14	24,37	0,00	0,00	0,58	6,462	32,000	7	14,3	
15	23,74	0,00	0,00	0,58	2,735	32,000	7	14,8	
16	22,42	0,00	0,00	0,58	-0,980	32,000	7	14,9	
17	22,09	0,00	0,00	0,58	-4,700	32,000	7	14,6	
18	21,34	0,00	0,00	0,58	-8,439	32,000	7	13,9	
19	20,16	0,00	0,00	0,58	-12,216	32,000	7	12,9	
20	18,52	0,00	0,00	0,58	-16,047	32,000	7	11,4	
21	16,41	0,00	0,00	0,58	-19,954	32,000	7	9,6	
22	13,79	0,00	0,00	0,58	-23,961	32,000	7	7,3	
23	10,61	0,00	0,00	0,58	-28,098	32,000	7	4,5	
24	6,81	0,00	0,00	0,58	-32,401	32,000	7	1,1	
25	2,31	0,00	0,00	-7,21 - 0,58	-36,195	32,000	7	0,0	

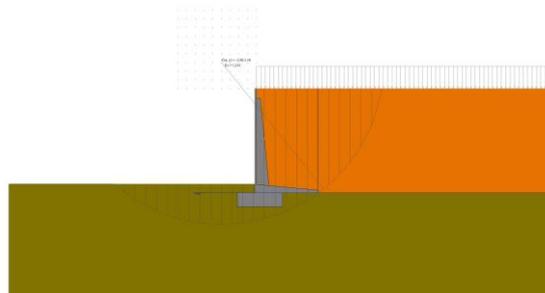


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

MST_H6 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

Dati	Var	unità	
Altezza del plinto	Hp	m	0,80
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	2,60

ANALISI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	0,80
copriferro	c	m	0,074
larghezza puntone	b	m	1,25
larghezza tirante	bt	m	1,25
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	Rck	Mpa	30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14,2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	0,73
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1,5
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Trasversale	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	6	16	0,074	1206
Armatura effettivamente disposta			16	0,074	1206

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	l*	λ	Pmax	Tmax	Asmin	Nmax	Rc
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	mmq	kN	kN
SLU-STR	0,65	0,99	180	160,4	410	228,2	5489
SLU-SIS	0,65	0,99	155	137,5	351	195,7	5489
* l = lunghezza del tirante				160,4	410	228,2	

Armatura effettivamente adottata:	As	mmq	1206	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	472,1	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		34%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	5488,8	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		4%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-RARA	0,65	0,99	180	160,4	133

Tensione massima ammissibile	σs,max	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		37%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-FREQUENTE	0,65	0,99	180	160,4	133

MST_H6 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	280,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		47%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

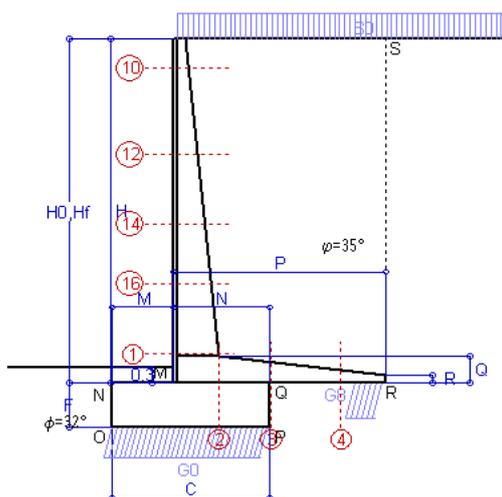
Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	0,65	0,99	180	160,4	133

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	240,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		55%	OK!

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 43.9$ kN/m ²
$M = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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
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	164.0	530.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	124.9	549.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	88.6	222.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	935.4	3 140.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.4	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	90.7	140.5
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 291.3	M₉ = 1 080.6	P₉ = 1 114.7	M₈ = 3 502.9

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:	$G_8 = 209.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.61$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 904.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.292$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (1114.7 * 0.625) / 1.1 = 633.2 > E_d = 291.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (3502.9) / 1.15 = 3046.0 > E_d = 1080.6$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (2133.6) / 1.15 = 1855.3 > E_d = 819.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 553$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 261$ 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) $K_0 = 0.244$

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 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	708.5	708.5	152.7	172.1	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	9.10	26.61	4.59	9.25	863.5	326.4
2	460.5	460.5	0.0	388.6	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.3	9.83	36.54	7.10	15.36	650.2	435.4
3	243.5	243.5	0.0	206.0	42.9	37.4	125.0	125.0	-	8.35	32.65	7.10	10.97	431.7	251.3
4	-36.8	-36.8	0.0	23.7	25.8	20.4	125.0	125.0	-	3.96	12.66	7.10	0.00	-61.1	124.9
10	4.0	5.2	8.2	10.9	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.99	6.94	4.59	3.96	71.8	40.1
12	70.1	78.9	39.3	46.4	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.21	10.36	4.59	3.96	170.6	60.4
14	203.3	235.4	72.4	82.9	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.3	5.72	15.21	4.59	3.96	333.6	92.5
16	392.8	444.2	106.8	119.8	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.2	7.58	22.81	4.59	5.07	596.0	135.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

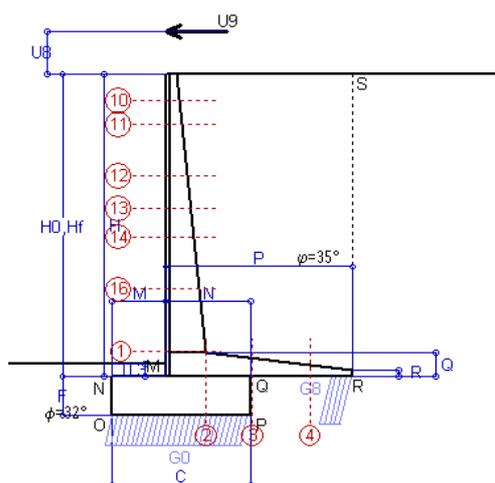
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1-urto: Urto sul sicurvia da 20 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 1.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_g = 20$ kN/cad
$V_g = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_g = 0.00$ kN/cad
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_g = 0.0\%$

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	$H = 7.00$ 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	126.1	407.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	68.1	170.9
Peso terra su platea x 1	0.0	0.0	506.8	1713.5
Forze concentrate (U ₉ +V ₉) x 1	16.0	142.4	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.9	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	69.7	108.1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 144.0	M₉ = 550.8	P₉ = 644.7	M₈ = 1992.5

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:	$G_8 = 129.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.49$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 514.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.166$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (644.7 * 0.625) / 1.1 = 366.2 > E_d = 144$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (1992.5) / 1.15 = 1732.6 > E_d = 550.8$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (1194.5) / 1.15 = 1038.7 > E_d = 422.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 309$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 136$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm 17.38

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,u} (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	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza taglio	$\alpha^\circ, \text{ctg}\theta$	asse neutro	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	393.5	393.5	78.5	80.2	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.79	26.61	4.59	9.25	844.3	350.3	
2	255.8	255.8	0.0	215.8	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	650.2	378.6	
3	105.4	105.4	0.0	118.0	42.9	37.4	125.0	125.0	-	8.35	32.65	7.10	10.97	431.7	251.3	
4	-38.4	-38.4	0.0	23.7	26.7	21.3	125.0	125.0	-	3.99	13.19	7.10	0.00	-63.4	128.4	
10	32.2	34.0	2.6	8.1	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.97	6.94	4.59	3.96	71.5	44.7	
11	44.6	46.9	5.9	9.0	37.1	31.6	113.6	13.6	73°, 1.0	3.14	6.94	4.59	3.96	85.7	53.2	
12	79.8	84.5	15.8	15.5	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.11	10.36	4.59	3.96	168.1	68.8	
13	111.2	118.6	24.1	22.9	56.6	49.1	116.3	16.3	73°, 1.0	4.58	11.40	4.59	3.96	216.0	78.2	
14	146.8	157.5	32.7	31.5	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.55	15.21	4.59	3.96	327.4	87.5	
16	238.4	257.6	51.7	50.5	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.35	22.81	4.59	5.07	585.0	133.4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

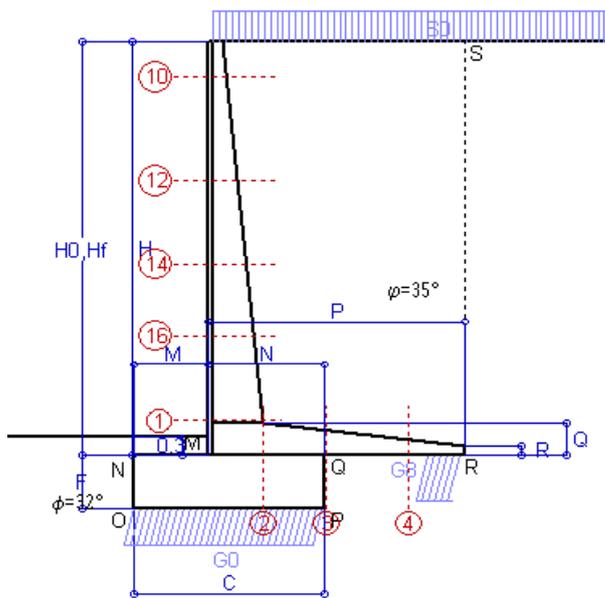
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 43.9$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
126.15	407.87	0.00	0.00
83.28	366.41	0.00	0.00
0.00	0.00	68.13	170.88
0.00	0.00	691.20	2 321.96
1.88	0.56	0.00	0.00
0.00	0.00	69.75	108.11
$S_9 = 211.30$	$M_9 = 774.85$	$P_9 = 829.08$	$M_8 = 2 600.96$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.700
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.452
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 163.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.61$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 665.81$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.215$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 15.85

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

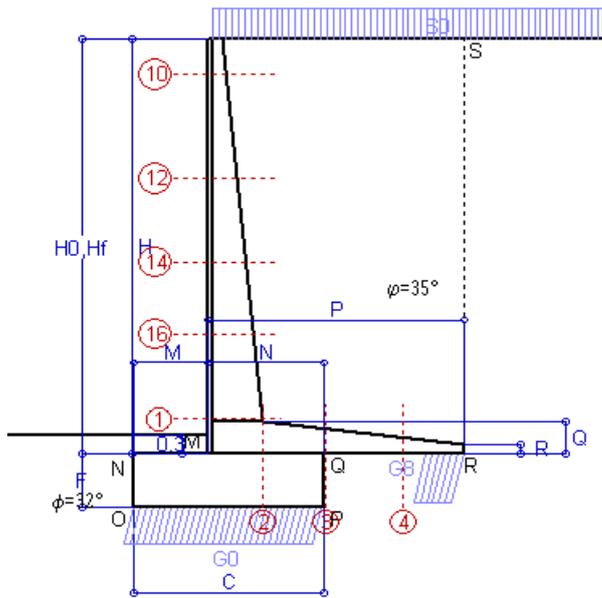
SEZIONE N°	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione cm	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr. KN m	Sforzo normale ⁽²⁾ KN	Taglio KN		totale H cm	utile Y cm	lato terrapieno cm ²	lato facciata o inf. platea cm ²	acciaio σ_a Mpa	calcestr. σ_c Mpa	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$ mm	apertura fessure mm
1	508.0	112.3	185.7	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	230	8.61	40	0.186
2	330.2	0.0	366.5	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	198	9.86	42	0.248
3	163.1	0.0	208.2	125.0	42.9	37.4	32.65	7.10	146	8.00	42	0.160
10	2.7	5.8	8.3	112.8	31.6	26.1	6.94	4.59	14	0.55	38	0.000
12	48.7	28.3	43.7	115.3	49.1	42.3	10.74	4.59	106	3.47	38	0.068
14	143.1	52.6	84.0	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	167	5.50	38	0.129
16	279.3	78.1	127.3	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	182	6.80	38	0.139

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 32.9$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
126.15	407.87	0.00	0.00
62.46	274.81	0.00	0.00
0.00	0.00	68.13	170.88
0.00	0.00	645.11	2 169.85
1.88	0.56	0.00	0.00
0.00	0.00	69.75	108.11
$S_9 = 190.48$	$M_9 = 683.24$	$P_9 = 782.99$	$M_8 = 2 448.84$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.895
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.569
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 166.34$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.63$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 616.65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.199$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 13.51

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

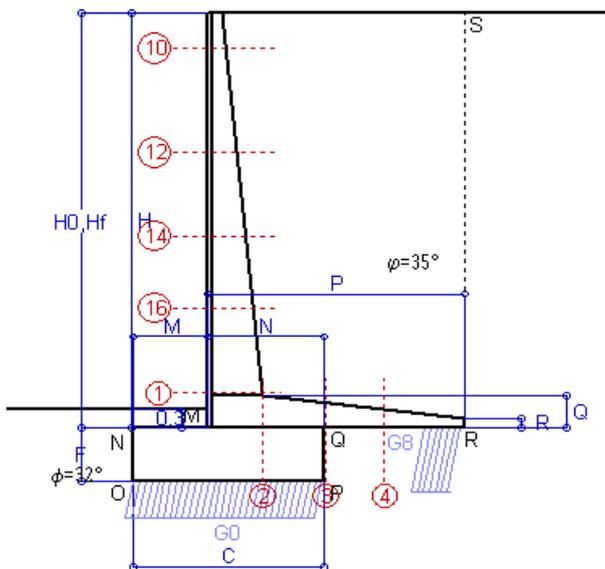
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	443.1	103.8	166.1	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	199	7.53	40	0.159
2	288.0	0.0	319.7	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	173	8.60	42	0.205
3	124.1	0.0	180.8	125.0	42.9	37.4	32.65	7.10	111	6.08	42	0.097
10	2.1	5.0	6.5	112.8	31.6	26.1	6.94	4.59	11	0.43	38	0.000
12	39.7	25.2	36.4	115.3	49.1	42.3	10.74	4.59	86	2.85	38	0.043
14	120.4	47.6	72.4	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	139	4.63	38	0.102
16	239.5	71.5	112.0	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	155	5.85	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 QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 7.00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7.00$ m
$C = 3.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7.00$ m
$F = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
126.15	407.87	0.00	0.00
0.00	0.00	68.13	170.88
0.00	0.00	506.82	1 713.51
1.88	0.56	0.00	0.00
0.00	0.00	69.75	108.11
$S_9 = 128.03$	$M_9 = 408.44$	$P_9 = 644.70$	$M_8 = 1 992.50$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.058
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.147
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 174.96$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.66$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 469.74$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.152$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.48

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

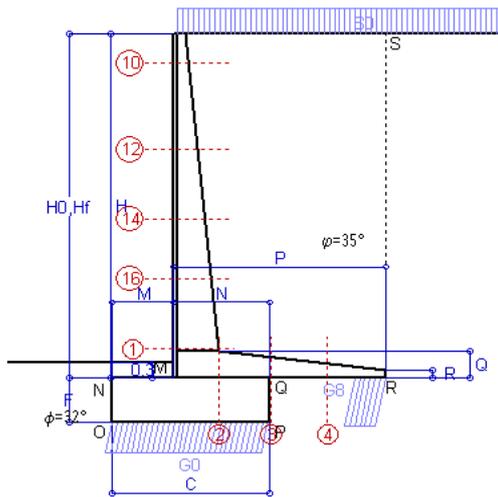
$K_0 = 0.244$

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	248.4	78.5	107.5	120.3	90.1	82.2	26.61	4.59	109	4.29	40	0.072
2	161.5	0.0	179.2	125.0	55.0	49.5	36.54	7.10	97	4.82	42	0.000
3	8.3	0.0	99.3	125.0	42.9	37.4	32.65	7.10	7	0.40	42	0.000
10	0.3	2.6	1.0	112.8	31.6	26.1	6.94	4.59	1	0.06	38	0.000
12	12.9	15.8	14.7	115.3	49.1	42.3	10.74	4.59	26	0.96	38	0.000
14	52.0	32.7	37.7	117.2	63.2	56.1	15.21	4.59	58	2.05	38	0.000
16	119.9	51.7	66.0	118.9	75.4	67.0	22.81	4.59	75	2.99	38	0.035

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO



Dati

H_m = 7.00 m
 C = 3.10 m
 F = 0.90 m
 M = 1.20 m
 N = 1.90 m
 P = 4.20 m
 Q = 0.55 m
 U₁ = 0.0 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
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

a_g/g = 0.061
 H₀ = 7.00 m
 H = 7.00 m
 S₀ = 8.8 kN/m²
 φ = 35°
 R₀ = 0.625
 a_{max}/g = 0.073
 β_m = 0.38
 I_g = 0.0%
 I_b = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K₁ = 0.274
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 7.00 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O₃ = 5.81°
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K₃ = 0.260
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K_p = 3.20
 (Dati: φ = 32.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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	126.7	409.8	12.9	69.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	16.7	73.6	1.7	9.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.9	4.3	67.2	168.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	14.0	64.8	536.2	1 809.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.9	0.9	68.8	106.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-20.8*	-8.3*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 163.3	M_g = 554.0	P_g = 686.7	M_g = 2 163.7

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

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: G8 = 165.1 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q₈ = 0.62 m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G0 = 521.6 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C₈ = 3.10 m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ_t = 0.168 MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 11.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (686.7 * 0.625 + 20.8) / 1.0 = 449.9 > Ed = 163.3
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G6 = 314 kN Lato monte (punto Q) G7 = 139 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) Freccia in cima al pannello mm 9.52
 K₀ = 0.260

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°, ctgΘ	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	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	320.2	320.2	88.7	94.4	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.84	26.61	4.59	9.25	847.0	346.3
2	208.1	208.1	0.0	175.6	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	650.2	378.6
3	59.3	59.3	0.0	112.4	42.9	37.4	125.0	125.0	-	8.35	32.65	7.10	10.97	431.7	251.3
4	-53.9	-53.9	0.0	29.9	29.0	23.5	125.0	125.0	-	4.05	14.51	7.10	0.00	-69.1	136.8
10	0.8	1.1	3.3	2.4	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.97	6.94	4.59	3.96	71.5	44.0
12	21.6	24.7	18.9	17.4	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.12	10.36	4.59	3.96	168.4	67.5
14	75.2	84.8	38.0	37.8	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.57	15.21	4.59	3.96	328.3	85.6
16	162.0	181.0	59.2	60.7	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.39	22.81	4.59	5.07	586.5	130.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

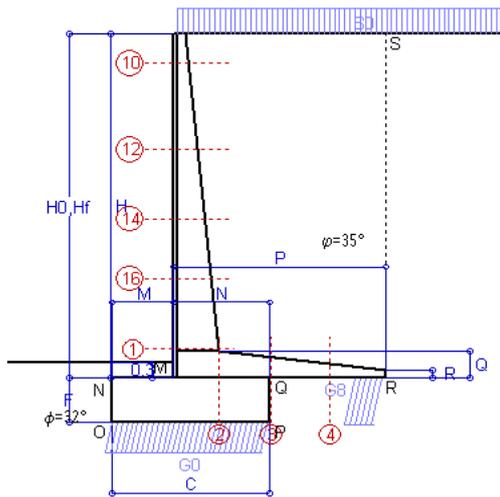
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.43^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 7.00$ m
 $C = 3.10$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 1.20$ m
 $N = 1.90$ m
 $P = 4.20$ m
 $Q = 0.55$ m
 $U_1 = 0.0$ 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
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.061$
 $H_0 = 7.00$ m
 $H = 7.00$ m
 $S_0 = 8.8$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.625$
 $a_{max}/g = 0.073$
 $\beta_m = 0.57$
 $l_g = 0.0\%$
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 7.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8.64^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
 (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	127.5	412.2	19.4	104.6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	16.8	74.1	2.6	13.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.8	6.5	66.7	167.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	21.1	97.3	532.4	1 797.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.1	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.9	1.3	68.3	105.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-20.6*	-8.2*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	173.2	592.0	689.3	2 188.6

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: $G_8 = 160.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.60$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 529.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.171$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.5^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (2188.6 + 8.2) / 1.0 = 2196.8 > E_d = 592$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (1337.5) / 1.0 = 1337.5 > E_d = 438.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 316$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 144$ 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) $K_0 = 0.269$ Freccia in cima al pannello mm 9.90

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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	331.9	331.9	90.6	97.7	90.1	82.2	120.3	20.3	45°, 1.0	8.85	26.61	4.59	9.25	847.4	345.2
2	215.7	215.7	0.0	182.0	55.0	49.5	125.0	125.0	45°, 1.0	9.83	36.54	7.10	15.36	650.2	378.6
3	71.7	71.7	0.0	115.5	42.9	37.4	125.0	125.0	-	8.35	32.65	7.10	10.97	431.7	251.3
4	-50.2	-50.2	0.0	28.4	28.5	23.0	125.0	125.0	-	4.04	14.23	7.10	0.00	-67.9	135.0
10	0.8	1.1	3.4	2.6	31.6	26.1	112.8	12.8	73°, 1.0	2.97	6.94	4.59	3.96	71.5	44.0
12	22.4	25.8	19.2	18.1	49.1	42.3	115.3	15.3	73°, 1.0	4.13	10.36	4.59	3.96	168.5	67.3
14	78.1	88.0	38.7	39.2	63.2	56.1	117.2	17.2	73°, 1.0	5.58	15.21	4.59	3.96	328.4	85.2
16	168.1	187.8	60.4	62.9	75.4	67.0	118.9	18.9	73°, 1.0	7.39	22.81	4.59	5.07	586.7	130.2

(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 $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u70NM

MURI DI SOSTEGNO

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	Granito Arenizzato		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5	
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	0.90	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	904.9	521.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.65°	11.73°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	236.5	108.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.10	3.10
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.55	1.55
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.20	1.20
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	302.32	342.46
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.11	1.11
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.55	0.63
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	72.51	83.60
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.11	1.11
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.53	0.61
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	346.54	423.36
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.41	0.51
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.721	0.849
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1597.3	2194.3
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	904.9	521.6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1,50; 1,50	10,19	1.494
12 - GEO (A2-M2-R2)	-2,00; 1,50	10,47	1.257
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2,00; 1,50	10,47	1.719
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2,00; 1,50	10,47	1.716

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	14,69	0,00	0,00	8,59 - 0,66	74.423	29.256	0	0,0	
2	37,62	0,00	0,00	0,66	63.612	29.256	0	0,0	
3	51,98	0,00	0,00	0,66	56.141	29.256	0	0,0	
4	62,95	0,00	0,00	0,66	49.956	29.256	0	0,0	
5	71,85	0,00	0,00	0,66	44.497	29.256	0	0,0	
6	79,25	0,00	0,00	0,66	39.515	29.256	0	0,0	
7	81,82	0,00	0,00	0,66	34.872	29.256	0	0,0	
8	91,44	0,00	0,00	0,66	30.479	26.560	6	2,7	
9	96,10	0,00	0,00	0,66	26.278	26.560	6	6,2	
10	100,03	0,00	0,00	0,66	22.224	26.560	6	9,1	
11	107,52	0,00	0,00	0,66	18.286	26.560	6	11,5	
12	109,18	0,00	0,00	0,66	14.435	26.560	6	13,4	
13	111,24	0,00	0,00	0,66	10.650	26.560	6	14,8	
14	45,31	0,00	0,00	0,66	6.912	26.560	6	15,8	
15	30,30	0,00	0,00	0,66	3.204	26.560	6	16,4	
16	27,43	0,00	0,00	0,66	-0.492	26.560	6	16,5	
17	26,90	0,00	0,00	0,66	-4.189	26.560	6	16,2	
18	26,03	0,00	0,00	0,66	-7.904	26.560	6	15,6	
19	24,62	0,00	0,00	0,66	-11.653	26.560	6	14,5	
20	22,64	0,00	0,00	0,66	-15.453	26.560	6	12,9	
21	20,07	0,00	0,00	0,66	-19.325	26.560	6	10,9	
22	16,87	0,00	0,00	0,66	-23.291	26.560	6	8,4	
23	12,99	0,00	0,00	0,66	-27.380	26.560	6	5,3	
24	8,35	0,00	0,00	0,66	-31.628	26.560	6	1,7	
25	2,84	0,00	0,00	-7,82 - 0,66	-35.440	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	16,13	39,14	0,00	8,37 - 0,69	74.511	29.256	0	0,0	
2	41,21	39,14	0,00	0,69	63.486	29.256	0	0,0	
3	56,78	39,14	0,00	0,69	55.928	29.256	0	0,0	
4	68,65	39,14	0,00	0,69	49.676	29.256	0	0,0	
5	78,25	39,14	0,00	0,69	44.160	29.256	0	0,0	
6	86,23	39,14	0,00	0,69	39.124	29.256	0	0,0	
7	92,23	39,14	0,00	0,69	34.429	26.560	6	1,3	
8	99,46	39,14	0,00	0,69	29.987	26.560	6	5,5	
9	104,44	39,14	0,00	0,69	25.737	26.560	6	9,1	
10	110,04	39,14	0,00	0,69	21.635	26.560	6	12,0	
11	115,48	39,14	0,00	0,69	17.647	26.560	6	14,5	
12	118,25	39,14	0,00	0,69	13.746	26.560	6	16,3	
13	60,24	8,22	0,00	0,69	9.909	26.560	6	17,8	
14	34,77	0,00	0,00	0,69	6.116	26.560	6	18,7	
15	32,39	0,00	0,00	0,69	2.351	26.560	6	19,2	
16	32,10	0,00	0,00	0,69	-1.405	26.560	6	19,3	
17	31,59	0,00	0,00	0,69	-5.166	26.560	6	18,9	
18	30,48	0,00	0,00	0,69	-8.950	26.560	6	18,0	
19	28,77	0,00	0,00	0,69	-12.774	26.560	6	16,7	
20	26,42	0,00	0,00	0,69	-16.657	26.560	6	15,0	
21	23,40	0,00	0,00	0,69	-20.621	26.560	6	12,7	
22	19,66	0,00	0,00	0,69	-24.691	26.560	6	9,9	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	15,14	0,00	0,00	0,69	-28.901	26.560	6	6,5	
24	9,74	0,00	0,00	0,69	-33.289	26.560	6	2,4	
25	3,32	0,00	0,00	-8,77 - 0,69	-37.274	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	16,13	6,02	0,00	8,37 - 0,69	74.511	35.000	0	0,0	
2	41,21	6,02	0,00	0,69	63.486	35.000	0	0,0	
3	56,78	6,02	0,00	0,69	55.928	35.000	0	0,0	
4	68,65	6,02	0,00	0,69	49.676	35.000	0	0,0	
5	78,25	6,02	0,00	0,69	44.160	35.000	0	0,0	
6	86,23	6,02	0,00	0,69	39.124	35.000	0	0,0	
7	92,23	6,02	0,00	0,69	34.429	32.000	7	1,3	
8	99,46	6,02	0,00	0,69	29.987	32.000	7	5,5	
9	104,44	6,02	0,00	0,69	25.737	32.000	7	9,1	
10	110,04	6,02	0,00	0,69	21.635	32.000	7	12,0	
11	115,48	6,02	0,00	0,69	17.647	32.000	7	14,5	
12	118,25	6,02	0,00	0,69	13.746	32.000	7	16,3	
13	60,24	1,26	0,00	0,69	9.909	32.000	7	17,8	
14	34,77	0,00	0,00	0,69	6.116	32.000	7	18,7	
15	32,39	0,00	0,00	0,69	2.351	32.000	7	19,2	
16	32,10	0,00	0,00	0,69	-1.405	32.000	7	19,3	
17	31,59	0,00	0,00	0,69	-5.166	32.000	7	18,9	
18	30,48	0,00	0,00	0,69	-8.950	32.000	7	18,0	
19	28,77	0,00	0,00	0,69	-12.774	32.000	7	16,7	
20	26,42	0,00	0,00	0,69	-16.657	32.000	7	15,0	
21	23,40	0,00	0,00	0,69	-20.621	32.000	7	12,7	
22	19,66	0,00	0,00	0,69	-24.691	32.000	7	9,9	
23	15,14	0,00	0,00	0,69	-28.901	32.000	7	6,5	
24	9,74	0,00	0,00	0,69	-33.289	32.000	7	2,4	
25	3,32	0,00	0,00	-8,77 - 0,69	-37.274	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	16,13	6,02	0,00	8,37 - 0,69	74.511	35.000	0	0,0	
2	41,21	6,02	0,00	0,69	63.486	35.000	0	0,0	
3	56,78	6,02	0,00	0,69	55.928	35.000	0	0,0	
4	68,65	6,02	0,00	0,69	49.676	35.000	0	0,0	
5	78,25	6,02	0,00	0,69	44.160	35.000	0	0,0	
6	86,23	6,02	0,00	0,69	39.124	35.000	0	0,0	
7	92,23	6,02	0,00	0,69	34.429	32.000	7	1,3	
8	99,46	6,02	0,00	0,69	29.987	32.000	7	5,5	
9	104,44	6,02	0,00	0,69	25.737	32.000	7	9,1	
10	110,04	6,02	0,00	0,69	21.635	32.000	7	12,0	
11	115,48	6,02	0,00	0,69	17.647	32.000	7	14,5	
12	118,25	6,02	0,00	0,69	13.746	32.000	7	16,3	
13	60,24	1,26	0,00	0,69	9.909	32.000	7	17,8	
14	34,77	0,00	0,00	0,69	6.116	32.000	7	18,7	
15	32,39	0,00	0,00	0,69	2.351	32.000	7	19,2	
16	32,10	0,00	0,00	0,69	-1.405	32.000	7	19,3	
17	31,59	0,00	0,00	0,69	-5.166	32.000	7	18,9	
18	30,48	0,00	0,00	0,69	-8.950	32.000	7	18,0	
19	28,77	0,00	0,00	0,69	-12.774	32.000	7	16,7	
20	26,42	0,00	0,00	0,69	-16.657	32.000	7	15,0	
21	23,40	0,00	0,00	0,69	-20.621	32.000	7	12,7	
22	19,66	0,00	0,00	0,69	-24.691	32.000	7	9,9	
23	15,14	0,00	0,00	0,69	-28.901	32.000	7	6,5	
24	9,74	0,00	0,00	0,69	-33.289	32.000	7	2,4	
25	3,32	0,00	0,00	-8,77 - 0,69	-37.274	32.000	7	0,0	

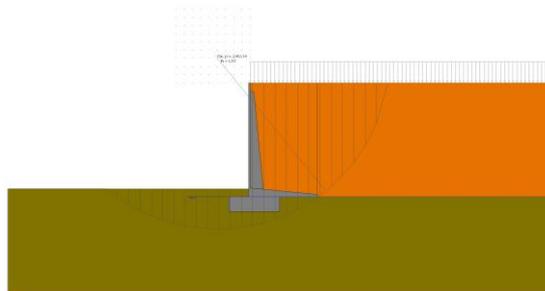


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

MST_H7 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

Dati	Var	unità	
Altezza del plinto	Hp	m	0,90
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	3,10

ANALISI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	0,90
copriferro	c	m	0,074
larghezza puntone	b	m	1,25
larghezza tirante	bt	m	1,25
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	Rck	Mpa	30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14,2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	0,83
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1,5
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Trasversale	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	6	16	0,074	1206
Armatura effettivamente disposta			16	0,074	1206

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	l*	λ	Pmax	Tmax	Asmin	Nmax	Rc
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	mmq	kN	kN
SLU-STR	0,77	1,03	257	237,8	608	331,6	6115
SLU-SIS	0,77	1,03	213	197,8	505	275,7	6115
* l = lunghezza del tirante				237,8	608	331,6	

Armatura effettivamente adottata:	As	mmq	1206	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	472,1	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		50%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	6115,4	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		5%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-RARA	0,77	1,03	257	237,8	197

Tensione massima ammissibile	σs,max	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		55%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-FREQUENTE	0,77	1,03	257	237,8	197

MST_H7 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	280,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		70%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

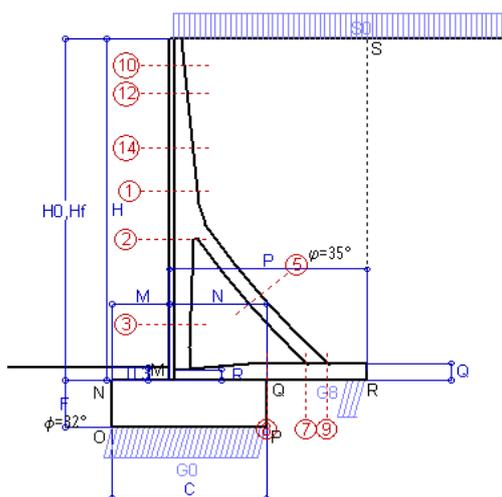
Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	0,77	1,03	257	237,8	197

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	240,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		82%	OK!

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bisArzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 40.6$ kN/m ²
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal 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 KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	214.2	806.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	132.0	673.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	99.2	262.5
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1 087.9	3 930.0
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	125.1	219.0
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 349.9	M₉ = 1 481.5	P₉ = 1 312.2	M₈ = 4 411.5

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:	$G_8 = 179.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.45$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1132.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.324$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1312.2 * 0.625) / 1.1 = 745.4 > E_d = 349.9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (4411.5) / 1.15 = 3836.1 > E_d = 1481.5$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (2649.4) / 1.15 = 2303.8 > E_d = 1099.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 652$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 356$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.19

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 $\alpha^\circ, ctg\ominus$	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	168.5	190.9	65.6	74.1	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.1	5.16	12.60	4.15	4.02	279.7	84.3
2	112.1	125.3	413.0	-103.8	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	5.65	6.57	6.50	10.44	197.1	-174.6
3	-22.1	-22.1	472.7	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	14.78	4.02	6.50	4.54	-202.7	86.2
5	-29.7	-29.7	-419.2	49.8	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	4.20	9.11	10.05	5.69	-44.0	55.7
7	-61.1	-49.3	269.4	-122.3	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.96	11.12	6.47	9.93	-132.6	-212.3
8	-41.5	-41.5	269.4	58.9	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.96	7.10	6.47	3.57	-132.6	212.3
9	87.3	87.3	0.0	82.6	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
10	3.8	4.9	7.9	10.3	33.2	27.7	115.0	13.5	73°, 1.0	2.69	5.15	4.15	4.02	57.7	43.5
12	17.4	20.5	18.1	22.1	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	3.19	7.16	4.15	4.02	93.5	50.7
14	79.0	89.1	42.3	48.8	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.16	10.08	4.15	4.02	181.8	66.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

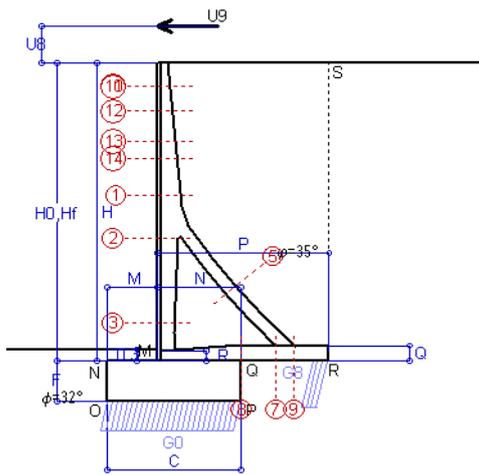
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1-urto: Urto sul scurvia da 20 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 1.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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	164.8	620.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	76.3	201.9
Peso terra su platea x 1	0.0	0.0	626.0	2 274.7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	161.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	96.3	168.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 183.6	M₉ = 783.2	P₉ = 798.6	M₈ = 2 645.1

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:	$G_8 = 129.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.43$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 669.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3.50$ 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			$\beta = 12.9^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (798.6 * 0.625) / 1.1 = 453.6$	$> E_d = 183.6$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (2645.1) / 1.15 = 2300.1$	$> E_d = 783.2$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (1563.7) / 1.15 = 1359.7$	$> E_d = 583.4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 380$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 193$ 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	134.2	144.1	30.4	29.0	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.00	12.60	4.15	4.02	273.8	89.8	
2	95.0	103.3	228.8	-59.2	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.85	6.57	6.50	10.44	168.4	-182.9	
3	-1.5	-1.5	272.0	0.0	44.3	39.3	22.5	22.5	-	9.96	4.02	6.50	4.54	-160.9	72.9	
5	-16.0	-16.0	-233.6	26.8	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.73	9.11	10.05	5.69	-66.3	55.7	
7	-64.2	-54.1	150.2	-85.1	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.49	11.12	6.47	9.93	-112.9	-196.7	
8	-62.9	-62.9	150.2	24.5	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.43	7.10	6.47	3.57	-112.7	196.7	
9	52.7	52.7	0.0	49.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8	
10	32.2	34.1	2.7	8.6	33.2	27.7	115.0	13.5	73°, 1.0	2.66	5.15	4.15	4.02	57.3	48.1	
11	32.4	34.2	2.7	8.6	33.2	27.7	115.0	13.5	73°, 1.0	2.67	5.15	4.15	4.02	57.4	48.2	
12	47.4	50.0	6.8	9.2	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	3.14	7.16	4.15	4.02	92.5	56.5	
13	70.6	74.7	13.5	13.5	48.3	40.8	122.3	17.1	73°, 1.0	3.72	9.17	4.15	4.02	144.6	67.9	
14	87.0	92.6	18.2	17.6	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.05	10.08	4.15	4.02	178.8	75.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

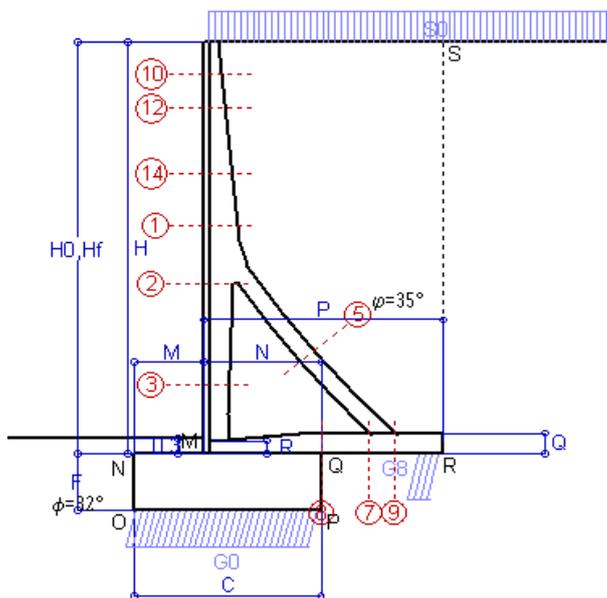
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bisArzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 40.6$ kN/m ²
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.50$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
164.76	620.60	0.00	0.00
88.02	448.89	0.00	0.00
0.00	0.00	76.30	201.95
0.00	0.00	808.71	2 923.31
2.81	1.03	0.00	0.00
0.00	0.00	96.25	168.44
$S_9 = 255.59$	$M_9 = 1 070.52$	$P_9 = 981.26$	$M_8 = 3 293.69$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.495
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.399
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 139.62$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.46$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 841.64$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.47$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.243$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.58

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

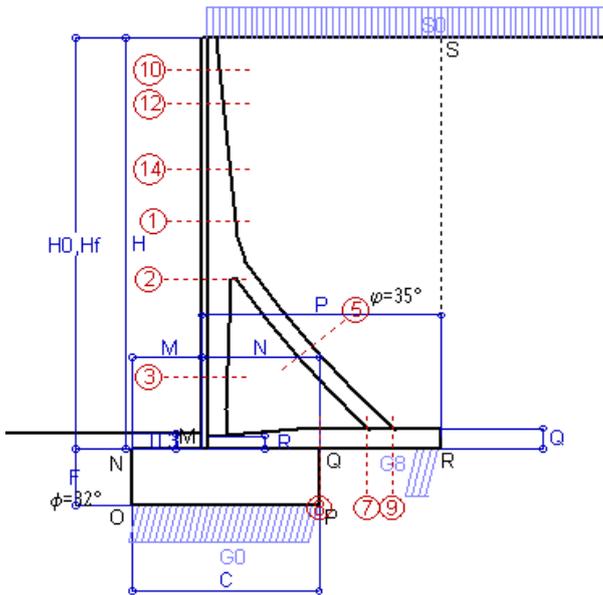
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	118.6	47.8	73.7	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	164	4.86	38	0.111
2	77.8	304.1	-82.4	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	101	5.30	38	0.000
3	-19.0	350.1	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-7	3.43	38	0.000
5	-18.1	-301.8	36.1	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	236	0.00	38	0.160
7	-50.1	194.0	-89.5	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	83	4.45	40	0.000
8	-33.7	194.0	46.0	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	21	2.30	40	0.000
9	65.4	0.0	61.8	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	177	5.62	40	0.000
10	2.6	5.6	7.8	115.0	33.2	27.7	5.15	4.15	16	0.53	38	0.000
12	12.0	13.0	18.7	118.3	40.0	33.1	7.16	4.15	48	1.51	38	0.000
14	55.1	30.6	46.1	124.0	53.0	45.9	11.18	4.15	105	3.25	38	0.054

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bisArzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 30.5$ kN/m ²
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
164.76	620.60	0.00	0.00
66.01	336.67	0.00	0.00
0.00	0.00	76.30	201.95
0.00	0.00	763.04	2 761.16
2.81	1.03	0.00	0.00
0.00	0.00	96.25	168.44
$S_9 = 233.58$	$M_9 = 958.30$	$P_9 = 935.59$	$M_8 = 3 131.54$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.661
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.503
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 138.20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.45$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 797.39$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.39$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.236$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.81

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

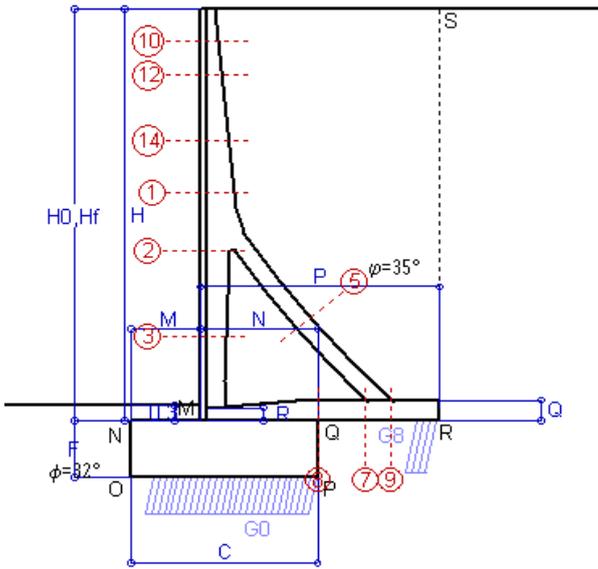
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99.8	43.5	63.6	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	137	4.10	38	0.082
2	62.0	272.6	-74.2	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	68	4.19	38	0.000
3	-23.0	314.8	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	-6	3.62	38	0.000
5	-16.9	-268.3	33.6	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	213	0.00	38	0.151
7	-51.1	172.5	-77.1	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	102	4.78	40	0.000
8	-27.8	172.5	51.9	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	13	1.77	40	0.000
9	62.2	0.0	58.8	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	169	5.35	40	0.000
10	2.0	4.9	6.1	115.0	33.2	27.7	5.15	4.15	12	0.41	38	0.000
12	9.5	11.4	15.1	118.3	40.0	33.1	7.16	4.15	38	1.21	38	0.000
14	45.4	27.5	38.9	124.0	53.0	45.9	11.18	4.15	86	2.69	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 QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bisArzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 8.00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$C = 3.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.50$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
164.76	620.60	0.00	0.00
0.00	0.00	76.30	201.95
0.00	0.00	626.01	2 274.72
2.81	1.03	0.00	0.00
0.00	0.00	96.25	168.44
$S_9 = 167.57$	$M_9 = 621.63$	$P_9 = 798.56$	$M_8 = 2 645.10$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.559
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.978
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 135.69$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.45$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 662.88$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.08$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.215$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

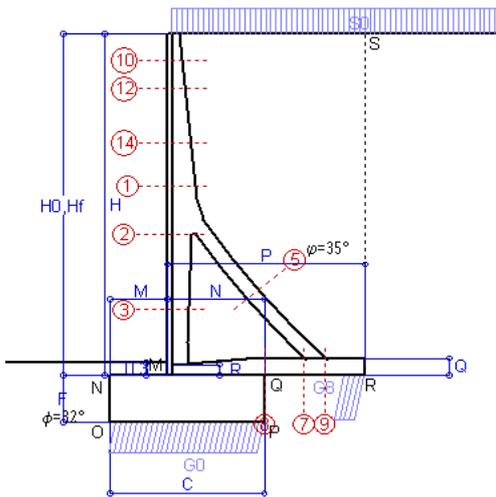
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

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	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	43.7	30.4	33.4	120.9	63.3	56.2	12.60	4.15	57	1.84	38	0.000
2	14.5	178.4	-49.5	112.0	56.8	52.0	6.57	6.50	-1	1.19	38	0.000
3	-36.2	208.6	0.0	22.5	44.3	39.3	4.02	6.50	1	4.45	38	0.000
5	-13.3	-167.8	26.3	0.0	34.0	22.0	9.11	10.05	145	0.00	38	0.096
7	-55.9	107.8	-42.3	125.0	40.0	34.8	11.12	6.47	173	5.83	40	0.000
8	-14.0	107.8	67.4	125.0	40.0	34.8	7.10	6.47	3	0.77	40	0.000
9	52.9	0.0	50.0	125.0	40.0	35.0	11.12	3.08	144	4.55	40	0.000
10	0.3	2.7	1.0	115.0	33.2	27.7	5.15	4.15	1	0.06	38	0.000
12	2.1	6.8	4.3	118.3	40.0	33.1	7.16	4.15	7	0.29	38	0.000
14	16.3	18.2	17.2	124.0	53.0	45.9	11.18	4.15	29	1.00	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO



Dati

- H_m = 8.00 m
- C = 3.50 m
- F = 1.10 m
- M = 1.30 m
- N = 2.20 m
- P = 4.50 m
- Q = 0.40 m
- U₁ = 0.0 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
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- a_g/g = 0.061
- H₀ = 8.00 m
- H = 8.00 m
- S₀ = 8.1 kN/m²
- φ = 35°
- R₀ = 0.625
- a_{max}/g = 0.073
- β_m = 0.38
- l_g = 0.0%
- l_b = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K₁ = 0.274
- agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 8.00 m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O₃ = 5.81°
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K₃ = 0.260
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K_p = 3.20
- (Dati: φ = 32.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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	165.5	623.5	16.8	97.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	17.7	90.2	1.8	10.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.1	6.1	75.2	199.2
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	17.3	92.0	653.4	2 371.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.0	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.7	1.5	94.9	166.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-28.3*	-13.2*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 208.3	M_g = 814.3	P_g = 842.2	M_g = 2 844.5

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

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: G₈ = 148.2 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q₈ = 0.49 m
- Carico sul terreno sotto la fondazione: G₀ = 694.0 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C₈ = 3.38 m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ_t = 0.205 MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 12.1°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (842.2 * 0.625 + 28.3) / 1.0 = 554.5 > Ed = 208.3

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G₆ = 378 kN Lato monte (punto Q) G₇ = 222 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) Freccia in cima al pannello mm 0.77 K₀ = 0.260

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°, ctgΘ	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	63.1	71.6	35.1	33.9	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.02	12.60	4.15	4.02	274.6	88.0
2	28.9	35.9	216.6	-61.9	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.79	6.57	6.50	10.44	166.5	-181.5
3	-34.6	-34.6	252.4	1.1	44.3	39.3	22.5	22.5	-	9.72	4.02	6.50	4.54	-156.2	71.6
5	-17.2	-17.2	-209.2	28.8	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.93	9.11	10.05	5.69	-69.1	55.7
7	-69.0	-61.2	134.5	-74.5	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.43	11.12	6.47	9.93	-110.3	-194.6
8	-53.0	-53.0	134.5	41.3	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.36	7.10	6.47	3.57	-110.0	194.6
9	55.9	55.9	0.0	52.9	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
10	0.8	1.0	3.3	2.4	33.2	27.7	115.0	13.5	73°, 1.0	2.67	5.15	4.15	4.02	57.4	47.4
12	4.4	5.4	8.2	6.6	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	3.15	7.16	4.15	4.02	92.6	55.7
14	26.0	29.9	21.3	19.5	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.07	10.08	4.15	4.02	179.2	73.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

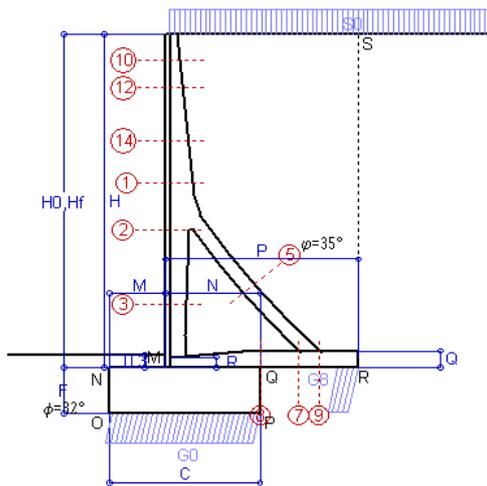
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bisArzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.43^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 8.00$ m	Acceleraz orizz. al suolo	$a_g/g = 0.061$
$C = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8.00$ m
$F = 1.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8.00$ m
$M = 1.30$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 8.1$ kN/m ²
$N = 2.20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$P = 4.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$Q = 0.40$ m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.073$
$U_1 = 0.0$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.57$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 0.0\%$
	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.277$	$H = 8.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 8.64^\circ$	
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.269$	
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p = 3.18$	
(Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)		

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	166.5	627.2	25.3	146.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	17.8	90.7	2.7	15.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.2	9.1	74.7	197.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	26.0	138.2	648.8	2 354.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.1	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.0	2.2	94.2	164.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-28.0*	-13.1*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 220.6	M₉ = 868.5	P₉ = 845.7	M₈ = 2 879.5

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:	$G_8 = 146.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.48$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 699.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	$C_8 = 3.44$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.203$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.8^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (2879.5 + 13.1) / 1.0 = 2892.6 > E_d = 868.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (1737.6) / 1.0 = 1737.6 > E_d = 630.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 385$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 220$ 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) $K_0 = 0.269$

Freccia in cima al pannello mm 0.82

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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	65.6	74.5	35.7	35.2	63.3	56.2	120.9	20.6	73°, 1.0	5.03	12.60	4.15	4.02	274.7	87.6
2	30.3	37.5	223.6	-64.1	56.8	52.0	112.0	22.5	90°, 1.0	4.83	6.57	6.50	10.44	167.6	-181.2
3	-35.6	-35.6	260.6	1.6	44.3	39.3	22.5	22.5	-	9.82	4.02	6.50	4.54	-158.2	72.1
5	-17.2	-17.2	-216.9	28.8	34.0	27.8	18.5	18.5	90°, 1.0	5.86	9.11	10.05	5.69	-68.2	55.7
7	-68.1	-60.1	139.5	-77.1	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.45	11.12	6.47	9.93	-111.1	-195.3
8	-54.2	-54.2	139.5	39.1	40.0	34.8	125.0	125.0	-	4.38	7.10	6.47	3.57	-110.9	195.3
9	56.2	56.2	0.0	53.2	40.0	35.0	125.0	125.0	-	4.54	11.12	3.08	9.82	145.7	177.8
10	0.8	1.1	3.3	2.5	33.2	27.7	115.0	13.5	73°, 1.0	2.67	5.15	4.15	4.02	57.4	47.4
12	4.7	5.6	8.3	6.9	40.0	33.1	118.3	15.1	73°, 1.0	3.15	7.16	4.15	4.02	92.6	55.6
14	27.0	31.1	21.7	20.3	53.0	45.9	124.0	18.2	73°, 1.0	4.07	10.08	4.15	4.02	179.2	73.6

(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 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u80TM

MURI DI SOSTEGNO

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	Granito Arenizzato		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5	
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	1.10	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1132.6	694.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.93°	12.07°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	302.0	148.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3.50	3.38
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.75	1.69
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.40	1.40
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	348.82	395.91
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.11	1.11
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.54	0.62
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	71.63	82.76
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.52	0.60
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	382.41	449.72
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.40	0.50
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.803	0.928
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2007.2	2618.0
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1132.6	694.0
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-2,00; 1,50	11,46	1.422
12 - GEO (A2-M2-R2)	-2,50; 1,50	11,75	1.236
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2,00; 1,50	11,46	1.652
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2,00; 1,50	11,46	1.650

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	19,52	0,00	0,00	9,38 - 0,74	75,092	29,256	0	0,0	
2	49,64	0,00	0,00	0,74	63,887	29,256	0	0,0	
3	68,05	0,00	0,00	0,74	56,347	29,256	0	0,0	
4	82,08	0,00	0,00	0,74	50,126	29,256	0	0,0	
5	93,43	0,00	0,00	0,74	44,643	29,256	0	0,0	
6	102,87	0,00	0,00	0,74	39,644	29,256	0	0,0	
7	107,04	0,00	0,00	0,74	34,987	29,256	0	0,0	
8	119,16	0,00	0,00	0,74	30,583	26,560	6	3,6	
9	124,81	0,00	0,00	0,74	26,372	26,560	6	7,5	
10	127,88	0,00	0,00	0,74	22,311	26,560	6	10,8	
11	137,86	0,00	0,00	0,74	18,365	26,560	6	13,5	
12	140,93	0,00	0,00	0,74	14,508	26,560	6	15,6	
13	117,32	0,00	0,00	0,74	10,717	26,560	6	17,2	
14	37,85	0,00	0,00	0,74	6,973	26,560	6	18,4	
15	36,85	0,00	0,00	0,74	3,259	26,560	6	19,0	
16	34,55	0,00	0,00	0,74	-0,441	26,560	6	19,2	
17	34,13	0,00	0,00	0,74	-4,143	26,560	6	18,9	
18	33,04	0,00	0,00	0,74	-7,862	26,560	6	18,2	
19	31,25	0,00	0,00	0,74	-11,615	26,560	6	16,9	
20	28,75	0,00	0,00	0,74	-15,420	26,560	6	15,2	
21	25,50	0,00	0,00	0,74	-19,296	26,560	6	12,9	
22	21,44	0,00	0,00	0,74	-23,267	26,560	6	10,1	
23	16,52	0,00	0,00	0,74	-27,361	26,560	6	6,6	
24	10,63	0,00	0,00	0,74	-31,613	26,560	6	2,5	
25	3,65	0,00	0,00	-9,11 - 0,74	-35,562	26,560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	21,21	40,61	0,00	9,17 - 0,77	75,148	29,256	0	0,0	
2	53,83	40,61	0,00	0,77	63,756	29,256	0	0,0	
3	73,62	40,61	0,00	0,77	56,141	29,256	0	0,0	
4	88,68	40,61	0,00	0,77	49,861	29,256	0	0,0	
5	100,84	40,61	0,00	0,77	44,327	29,256	0	0,0	
6	110,94	40,61	0,00	0,77	39,280	29,256	0	0,0	
7	119,47	40,61	0,00	0,77	34,577	26,560	6	1,6	
8	128,25	40,61	0,00	0,77	30,129	26,560	6	6,4	
9	134,25	40,61	0,00	0,77	25,874	26,560	6	10,5	
10	145,19	40,61	0,00	0,77	21,769	26,560	6	13,8	
11	147,94	40,61	0,00	0,77	17,778	26,560	6	16,5	
12	144,77	37,01	0,00	0,77	13,875	26,560	6	18,7	
13	42,02	0,00	0,00	0,77	10,037	26,560	6	20,3	
14	50,47	0,00	0,00	0,77	6,244	26,560	6	21,3	
15	39,97	0,00	0,00	0,77	2,479	26,560	6	21,9	
16	40,09	0,00	0,00	0,77	-1,275	26,560	6	22,0	
17	39,47	0,00	0,00	0,77	-5,036	26,560	6	21,6	
18	38,10	0,00	0,00	0,77	-8,818	26,560	6	20,7	
19	35,97	0,00	0,00	0,77	-12,639	26,560	6	19,2	
20	33,04	0,00	0,00	0,77	-16,519	26,560	6	17,3	
21	29,27	0,00	0,00	0,77	-20,478	26,560	6	14,7	
22	24,60	0,00	0,00	0,77	-24,544	26,560	6	11,6	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	18,95	0,00	0,00	0,77	-28,746	26,560	6	7,8	
24	12,19	0,00	0,00	0,77	-33,127	26,560	6	3,3	
25	4,17	0,00	0,00	-10,07 - 0,77	-37,138	26,560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	19,52	6,01	0,00	9,38 - 0,74	75,092	35,000	0	0,0	
2	49,64	6,01	0,00	0,74	63,887	35,000	0	0,0	
3	68,05	6,01	0,00	0,74	56,347	35,000	0	0,0	
4	82,08	6,01	0,00	0,74	50,126	35,000	0	0,0	
5	93,43	6,01	0,00	0,74	44,643	35,000	0	0,0	
6	102,87	6,01	0,00	0,74	39,644	35,000	0	0,0	
7	107,04	6,01	0,00	0,74	34,987	35,000	0	0,0	
8	119,16	6,01	0,00	0,74	30,583	32,000	7	3,6	
9	124,81	6,01	0,00	0,74	26,372	32,000	7	7,5	
10	127,88	6,01	0,00	0,74	22,311	32,000	7	10,8	
11	137,86	6,01	0,00	0,74	18,365	32,000	7	13,5	
12	140,93	6,01	0,00	0,74	14,508	32,000	7	15,6	
13	117,32	4,06	0,00	0,74	10,717	32,000	7	17,2	
14	37,85	0,00	0,00	0,74	6,973	32,000	7	18,4	
15	36,85	0,00	0,00	0,74	3,259	32,000	7	19,0	
16	34,55	0,00	0,00	0,74	-0,441	32,000	7	19,2	
17	34,13	0,00	0,00	0,74	-4,143	32,000	7	18,9	
18	33,04	0,00	0,00	0,74	-7,862	32,000	7	18,2	
19	31,25	0,00	0,00	0,74	-11,615	32,000	7	16,9	
20	28,75	0,00	0,00	0,74	-15,420	32,000	7	15,2	
21	25,50	0,00	0,00	0,74	-19,296	32,000	7	12,9	
22	21,44	0,00	0,00	0,74	-23,267	32,000	7	10,1	
23	16,52	0,00	0,00	0,74	-27,361	32,000	7	6,6	
24	10,63	0,00	0,00	0,74	-31,613	32,000	7	2,5	
25	3,65	0,00	0,00	-9,11 - 0,74	-35,562	32,000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	19,52	6,01	0,00	9,38 - 0,74	75,092	35,000	0	0,0	
2	49,64	6,01	0,00	0,74	63,887	35,000	0	0,0	
3	68,05	6,01	0,00	0,74	56,347	35,000	0	0,0	
4	82,08	6,01	0,00	0,74	50,126	35,000	0	0,0	
5	93,43	6,01	0,00	0,74	44,643	35,000	0	0,0	
6	102,87	6,01	0,00	0,74	39,644	35,000	0	0,0	
7	107,04	6,01	0,00	0,74	34,987	35,000	0	0,0	
8	119,16	6,01	0,00	0,74	30,583	32,000	7	3,6	
9	124,81	6,01	0,00	0,74	26,372	32,000	7	7,5	
10	127,88	6,01	0,00	0,74	22,311	32,000	7	10,8	
11	137,86	6,01	0,00	0,74	18,365	32,000	7	13,5	
12	140,93	6,01	0,00	0,74	14,508	32,000	7	15,6	
13	117,32	4,06	0,00	0,74	10,717	32,000	7	17,2	
14	37,85	0,00	0,00	0,74	6,973	32,000	7	18,4	
15	36,85	0,00	0,00	0,74	3,259	32,000	7	19,0	
16	34,55	0,00	0,00	0,74	-0,441	32,000	7	19,2	
17	34,13	0,00	0,00	0,74	-4,143	32,000	7	18,9	
18	33,04	0,00	0,00	0,74	-7,862	32,000	7	18,2	
19	31,25	0,00	0,00	0,74	-11,615	32,000	7	16,9	
20	28,75	0,00	0,00	0,74	-15,420	32,000	7	15,2	
21	25,50	0,00	0,00	0,74	-19,296	32,000	7	12,9	
22	21,44	0,00	0,00	0,74	-23,267	32,000	7	10,1	
23	16,52	0,00	0,00	0,74	-27,361	32,000	7	6,6	
24	10,63	0,00	0,00	0,74	-31,613	32,000	7	2,5	
25	3,65	0,00	0,00	-9,11 - 0,74	-35,562	32,000	7	0,0	

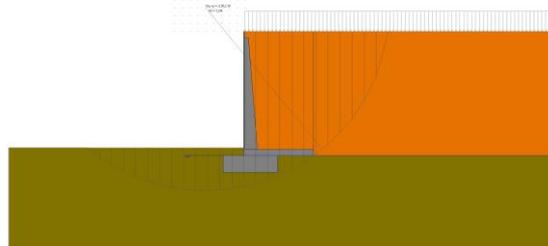


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

MST_H8 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

Dati	Var	unità	
Altezza del plinto	Hp	m	1,10
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	3,50

ANALISI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1,10
copriferro	c	m	0,074
larghezza puntone	b	m	1,25
larghezza tirante	bt	m	1,25
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	Rck	Mpa	30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14,2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1,03
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1,5
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Trasversale

sezione di larghezza pari a bt	passo cm	n.barre bt/passi	φ mm	c m	As mmq
primo strato dal basso	20	6	16	0,074	1206
Armatura effettivamente disposta			16	0,074	1206

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l* m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	Asmin mmq	Nmax kN	Rc kN
SLU-STR	0,86	0,93	292	243,0	621	357,7	7998
SLU-SIS	0,86	0,93	251	209,5	535	308,3	7998
* l = lunghezza del tirante				243,0	621	357,7	

Armatura effettivamente adottata:

Resistenza del tirante	As	mmq	1206	OK!
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	Rt	kN	472,1	
Resistenza del puntone	c.u.acc		51%	OK!
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	Rc	kN	7998,0	
	c.u.cls		4%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	σs Mpa
SLE-RARA	0,86	0,93	292	243,0	201

Tensione massima ammissibile

coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	σs,max	MPa	360	
	c.u.		56%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	l m	λ (l/0.9d)	Pmax kN	Tmax kN	σs Mpa
SLE-FREQUENTE	0,86	0,93	292	243,0	201

MST_H8 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	280,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		72%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

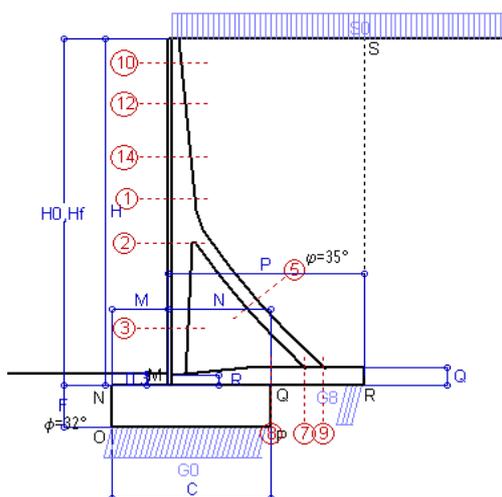
Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	0,86	0,93	292	243,0	201

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	240,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		84%	OK!

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 38.0$ kN/m ²
$M = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	271.1	1 111.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	139.0	778.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	116.8	338.0
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	1 293.8	5 100.4
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	143.0	286.0
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 413.8	M₉ = 1 891.3	P₉ = 1 553.6	M₈ = 5 724.5

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:	$G_8 = 188.8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.42$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1364.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.341$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1553.6 * 0.625) / 1.1 = 882.5 > E_d = 413.8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (5724.5) / 1.15 = 4977.8 > E_d = 1891.3$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (3463.7) / 1.15 = 3011.9 > E_d = 1438.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 787$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 435$ 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 6.72
 $K_0 = 0.244$

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 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	232.9	259.0	79.2	88.4	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	6.14	16.46	4.84	5.03	402.6	112.6
2	153.6	171.1	484.9	-122.4	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.46	8.23	8.64	10.77	268.8	-199.6
3	-29.1	-29.1	556.0	0.0	47.9	42.8	22.5	22.5	-	18.03	5.09	8.64	4.59	-266.6	101.2
5	-39.9	-39.9	-493.6	61.1	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.57	10.30	12.25	6.68	-55.7	65.6
7	-56.4	-42.5	317.3	-123.9	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.53	12.60	7.60	10.76	-176.2	-236.2
8	-35.4	-35.4	317.3	40.9	45.0	39.8	125.0	125.0	-	5.59	8.04	7.60	3.78	-176.4	236.2
9	108.4	108.4	0.0	95.7	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8
10	3.6	4.6	7.6	9.7	33.1	27.6	114.6	13.3	73°, 1.0	2.84	5.69	4.84	4.02	63.4	43.8
12	29.7	34.3	24.3	28.5	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	3.56	8.23	4.84	4.02	120.1	56.3
14	114.9	128.8	52.4	59.2	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.55	10.85	4.84	4.02	219.0	72.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

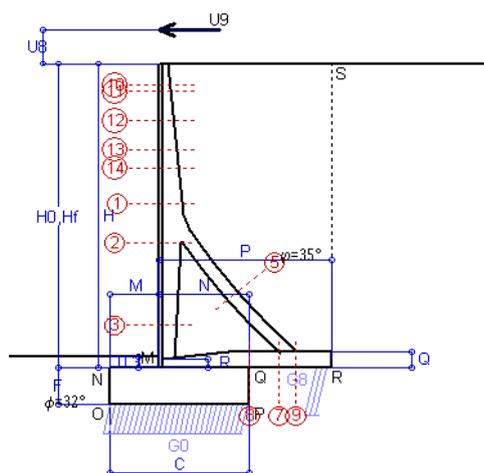
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1-urto: Urto sul sicurvia da 20 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bisArzachena-Palau (SS) Cod. CA366

Coefficienti SLU per azioni eccezionali



Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 1.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 20$ kN/cad
$V_g = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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	$H = 9.00$ 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	208.5	855.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	89.8	260.0
Peso terra su platea x 1	0.0	0.0	778.2	3 082.4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	177.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.8	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	110.0	220.0
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 227.3	M₉ = 1 033.6	P₉ = 978.0	M₈ = 3 562.4

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:	$G_8 = 147.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.43$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 830.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.208$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.1^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (978 * 0.625) / 1.1 = 555.6$	$> Ed = 227.3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (3562.4) / 1.15 = 3097.7$	$> Ed = 1033.6$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2127.2) / 1.15 = 1849.7$	$> Ed = 785.6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 473$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 247$ 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	cm ² /m	kN.m	kN	
1	171.8	185.4	39.0	37.6	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.96	16.46	4.84	5.03	395.2	125.3	
2	118.2	129.3	275.8	-71.7	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.59	8.23	8.64	10.77	232.2	-208.7	
3	-7.6	-7.6	326.5	0.0	47.9	42.8	22.5	22.5	-	12.07	5.09	8.64	4.59	-219.4	85.3	
5	-22.7	-22.7	-280.7	34.8	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.16	10.30	12.25	6.68	-80.6	65.6	
7	-72.4	-59.7	180.4	-91.7	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.98	12.60	7.60	10.76	-150.5	-218.0	
8	-71.7	-71.7	180.4	11.8	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.98	8.04	7.60	3.78	-150.5	218.0	
9	68.1	68.1	0.0	60.1	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8	
10	32.2	34.1	2.7	8.6	33.1	27.6	114.6	13.3	73°, 1.0	2.82	5.69	4.84	4.02	63.1	48.1	
11	36.7	38.7	3.8	8.7	35.2	29.7	115.5	13.7	73°, 1.0	2.87	5.69	4.84	4.02	67.5	51.4	
12	58.0	61.4	9.8	11.1	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	3.49	8.23	4.84	4.02	118.7	62.7	
13	86.2	91.8	17.9	17.7	52.8	46.3	123.0	17.4	73°, 1.0	4.15	10.34	4.84	4.02	184.5	75.9	
14	109.2	116.8	24.1	23.1	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.42	10.85	4.84	4.02	215.0	82.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

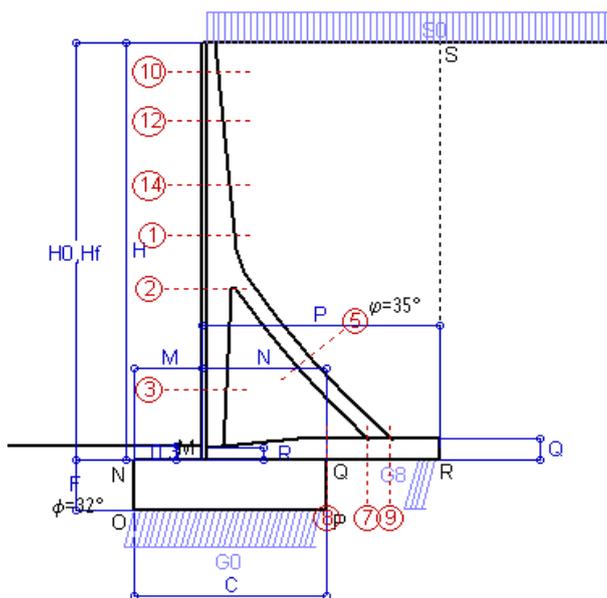
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 38.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
208.53	854.96	0.00	0.00
92.68	519.00	0.00	0.00
0.00	0.00	89.84	260.04
0.00	0.00	966.27	3 811.25
2.81	1.03	0.00	0.00
0.00	0.00	110.00	220.00
$S_9 = 304.01$	$M_9 = 1 374.99$	$P_9 = 1 166.11$	$M_8 = 4 291.29$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2.487
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2.397
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	152.07 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$ 0.44 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	1014.04 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$ 4.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.254 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14.6°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.50

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

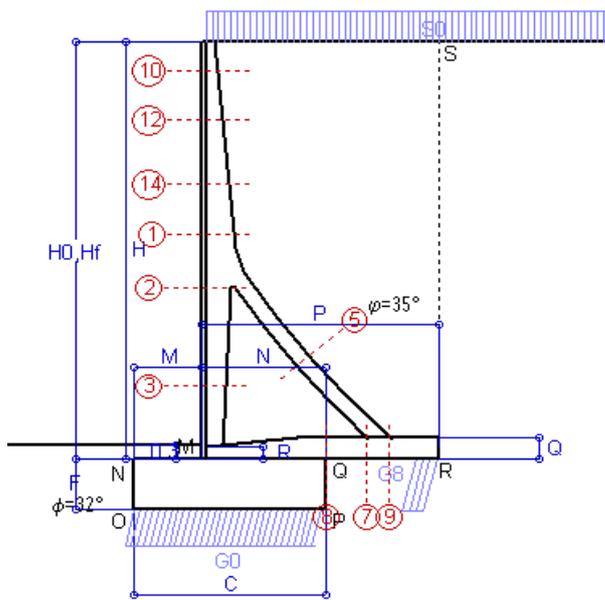
SEZIONE N°	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione cm	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr. KN m	Sforzo normale ⁽²⁾ KN	Taglio KN		totale H cm	utile Y cm	lato terrapieno cm ²	lato facciata o inf. platea cm ²	acciaio σ_a Mpa	calcestr. σ_c Mpa	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$ mm	apertura fessure mm
1	165.2	58.0	89.7	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	158	5.10	38	0.112
2	107.7	359.0	-99.4	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	104	5.72	38	0.000
3	-25.0	414.0	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-8	3.83	38	0.000
5	-24.1	-357.7	43.8	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	239	0.00	38	0.144
7	-53.1	229.9	-96.2	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	42	3.17	40	0.000
8	-40.4	229.9	27.5	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	13	1.95	40	0.000
9	81.5	0.0	71.9	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	171	5.38	40	0.000
10	2.4	5.4	7.4	114.6	33.1	27.6	5.69	4.84	14	0.48	38	0.000
12	20.5	17.5	25.2	119.3	44.1	37.2	8.23	4.84	65	2.00	38	0.000
14	80.6	38.1	57.5	124.0	58.3	51.2	10.96	4.84	140	4.03	38	0.095

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 28.5$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
208.53	854.96	0.00	0.00
69.51	389.25	0.00	0.00
0.00	0.00	89.84	260.04
0.00	0.00	919.25	3 629.03
2.81	1.03	0.00	0.00
0.00	0.00	110.00	220.00
$S_9 = 280.85$	$M_9 = 1 245.24$	$P_9 = 1 119.09$	$M_8 = 4 109.07$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2.639
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.490
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 161.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.47$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 957.63$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.99$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.240$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.54

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.244$

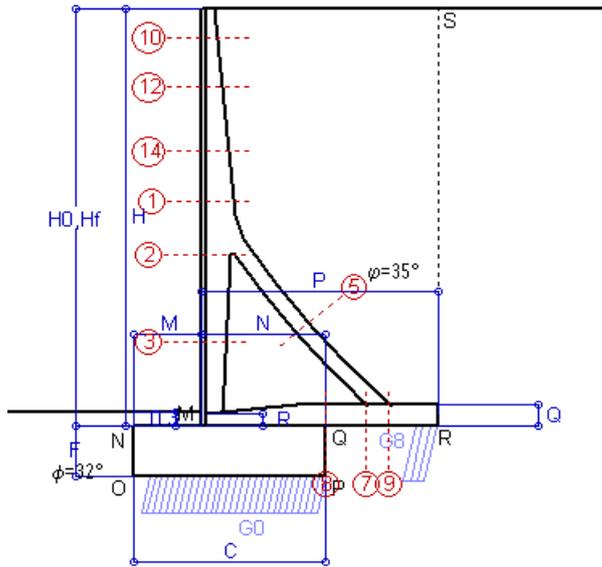
SEZIONE N°	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione cm	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr. KN m	Sforzo normale ⁽²⁾ KN	Taglio KN		totale H cm	utile Y cm	lato terrapieno cm ²	lato facciata o inf. platea cm ²	acciaio σ_a Mpa	calcestr. σ_c Mpa	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$ mm	apertura fessure mm
1	141.3	53.3	78.7	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	135	4.37	38	0.088
2	87.7	325.6	-90.5	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	74	4.66	38	0.000
3	-30.3	376.4	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-6	4.06	38	0.000
5	-22.8	-322.0	41.2	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	219	0.00	38	0.138
7	-66.8	207.0	-95.6	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	96	4.70	40	0.000
8	-57.6	207.0	23.1	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	66	3.85	40	0.000
9	78.2	0.0	69.0	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	164	5.16	40	0.000
10	1.9	4.7	5.8	114.6	33.1	27.6	5.69	4.84	10	0.38	38	0.000
12	16.6	15.6	20.8	119.3	44.1	37.2	8.23	4.84	52	1.63	38	0.000
14	67.5	34.6	49.4	124.0	58.3	51.2	10.96	4.84	117	3.39	38	0.065

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 9.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$C = 4.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 4.95$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$

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
208.53	854.96	0.00	0.00
0.00	0.00	89.84	260.04
0.00	0.00	778.17	3 082.37
2.81	1.03	0.00	0.00
0.00	0.00	110.00	220.00
$S_9 = 211.34$	$M_9 = 855.99$	$P_9 = 978.01$	$M_8 = 3 562.40$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3.400
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.892
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 159.50$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.47$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 818.52$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3.68$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.223$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

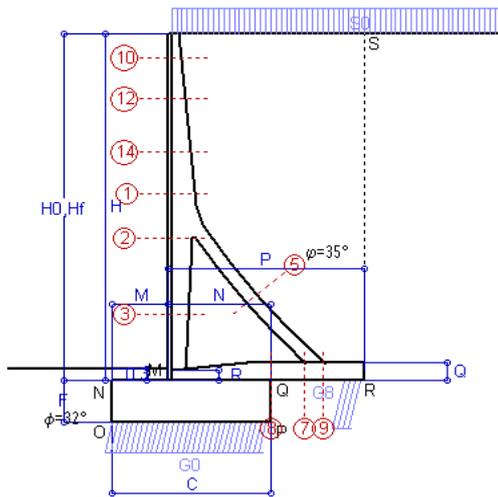
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.244$

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	69.5	39.0	45.6	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	64	2.19	38	0.000
2	27.8	225.3	-63.9	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	2	1.61	38	0.000
3	-47.4	263.3	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	0	4.96	38	0.000
5	-18.6	-214.8	33.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	159	0.00	38	0.112
7	-70.7	138.1	-56.0	125.0	45.0	39.8	12.60	7.60	152	5.48	40	0.000
8	-38.0	138.1	47.5	125.0	45.0	39.8	8.04	7.60	43	2.53	40	0.000
9	68.2	0.0	60.2	125.0	45.0	40.0	12.60	3.08	143	4.50	40	0.000
10	0.3	2.7	1.0	114.6	33.1	27.6	5.69	4.84	1	0.06	38	0.000
12	4.7	9.8	7.4	119.3	44.1	37.2	8.23	4.84	13	0.49	38	0.000
14	28.2	24.1	24.9	124.0	58.3	51.2	10.99	4.84	46	1.45	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO



Dati

H_m = 9.00 m
 C = 4.00 m
 F = 1.10 m
 M = 1.40 m
 N = 2.60 m
 P = 4.95 m
 Q = 0.45 m
 U₁ = 0.0 m
 R = 0.25 m

Acceleraz orizz. al suolo
 Prefabbricato tipo u90TM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

a_g/g = 0.061
 H₀ = 9.00 m
 H = 9.00 m
 S₀ = 7.6 kN/m²
 φ = 35°
 R₀ = 0.625
 a_{max}/g = 0.073
 β_m = 0.38
 I_g = 0.0%
 I_b = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) K₁ = 0.274
 agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 9.00 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale O₃ = 5.81°
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) K₃ = 0.260
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) K_p = 3.20
 (Dati: φ = 32.00° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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	209.5	858.9	21.3	135.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	18.6	104.3	1.9	12.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	2.5	7.6	88.6	256.4
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	21.6	125.5	804.5	3 183.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.0	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	3.0	1.7	108.5	217.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-28.3*	-13.2*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 258.2	M₉ = 1 099.1	P₉ = 1 024.8	M₈ = 3 804.2

Angolo di rotazione sismica Θ = 1.61°
 Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.028
 Coefficiente sismico verticale Kv = 0.014

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: G₈ = 173.7 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q₈ = 0.51 m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: G₀ = 851.0 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C₈ = 4.00 m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff σ_t = 0.213 MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale β = 12.6°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = (1024.8 * 0.625 + 28.3) / 1.0 = 668.6 > Ed = 258.2

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G₆ = 485 kN Lato monte (punto Q) G₇ = 258 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) Freccia in cima al pannello mm 1.24
 K₀ = 0.260

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°, ctgΘ	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	95.2	107.6	44.3	43.9	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.99	16.46	4.84	5.03	396.2	123.2
2	46.7	56.4	268.3	-77.1	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.56	8.23	8.64	10.77	230.9	-207.2
3	-45.4	-45.4	312.6	1.2	47.9	42.8	22.5	22.5	-	11.71	5.09	8.64	4.59	-216.2	84.3
5	-24.1	-24.1	-261.5	36.9	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.30	10.30	12.25	6.68	-82.8	65.6
7	-88.2	-76.0	168.1	-94.2	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.93	12.60	7.60	10.76	-148.1	-216.4
8	-85.8	-85.8	168.1	14.3	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.93	8.04	7.60	3.78	-148.1	216.4
9	71.5	71.5	0.0	63.1	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8
10	0.8	1.0	3.3	2.3	33.1	27.6	114.6	13.3	73°, 1.0	2.82	5.69	4.84	4.02	63.2	47.4
12	8.6	10.1	11.7	9.9	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	3.50	8.23	4.84	4.02	118.9	61.7
14	41.7	47.7	27.8	26.3	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.44	10.85	4.84	4.02	215.5	81.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

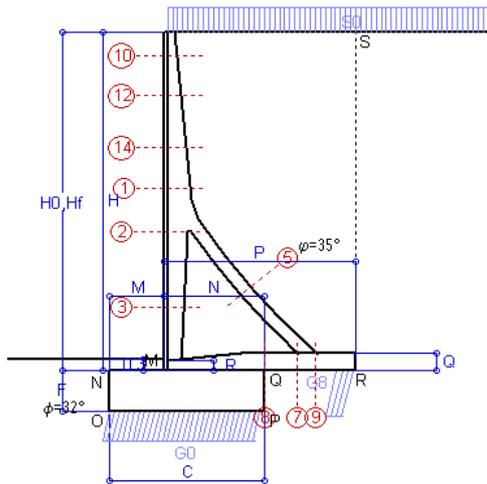
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 9.00$ m	Acceleraz orizz. al suolo	$a_g/g = 0.061$
$C = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9.00$ m
$F = 1.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9.00$ m
$M = 1.40$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 7.6$ kN/m ²
$N = 2.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$P = 4.95$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.625$
$Q = 0.45$ m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.073$
$U_1 = 0.0$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.57$
$R = 0.25$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 0.0\%$
	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.277$	$H = 9.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 8.64^\circ$	
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.269$	
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p = 3.18$	
(Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)		

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	210.7	864.0	32.0	203.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	18.7	104.9	2.8	18.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	3.7	11.4	88.0	254.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	32.4	188.5	798.8	3 161.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.1	1.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.6	2.5	107.7	215.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-28.0*	-13.1*	0.0*	0.0*
*non sommati				
TOTALI (GEO e STR)	273.2	1 172.5	1 029.4	3 852.4

Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.43^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

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:	$G_8 = 164.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.48$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 864.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	$C_8 = 4.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0.216$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.4^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (3852.4 + 13.1) / 1.0 = 3865.5 > Ed = 1172.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (2346.7) / 1.0 = 2346.7 > Ed = 876.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 490$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 267$ 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) $K_0 = 0.269$

Freccia in cima al pannello mm 1.31

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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	98.9	111.8	45.2	45.6	69.3	62.3	121.2	20.9	73°, 1.0	5.99	16.46	4.84	5.03	396.3	122.8
2	48.7	58.8	277.0	-79.7	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	5.59	8.23	8.64	10.77	232.4	-206.8
3	-46.7	-46.7	322.8	1.8	47.9	42.8	22.5	22.5	-	11.98	5.09	8.64	4.59	-218.6	85.0
5	-24.1	-24.1	-271.2	36.9	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	6.23	10.30	12.25	6.68	-81.7	65.6
7	-79.0	-67.9	174.3	-89.1	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.96	12.60	7.60	10.76	-149.3	-217.2
8	-71.6	-71.6	174.3	19.8	45.0	39.8	125.0	125.0	-	4.95	8.04	7.60	3.78	-149.3	217.2
9	71.9	71.9	0.0	63.4	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.09	12.60	3.08	8.73	188.2	194.8
10	0.8	1.1	3.3	2.4	33.1	27.6	114.6	13.3	73°, 1.0	2.82	5.69	4.84	4.02	63.2	47.4
12	8.9	10.6	11.8	10.3	44.1	37.2	119.3	15.6	73°, 1.0	3.50	8.23	4.84	4.02	118.9	61.6
14	43.5	49.6	28.2	27.3	58.3	51.2	124.0	18.6	73°, 1.0	4.44	10.85	4.84	4.02	215.6	80.7

(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

Prefabbricato tipo u90TM

MURI DI SOSTEGNO

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	Granito Arenizzato		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5	
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	1.10	
l7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1364.7	851.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.91°	12.65°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	363.5	191.0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4.00	4.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2.00	2.00
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1.40	1.40
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	344.77	379.25
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.10	1.10
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.54	0.60
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	70.77	79.07
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.10	1.10
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.52	0.58
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	437.17	510.74
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.40	0.48
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.853	0.969
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2436.3	3230.2
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1364.7	851.0
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
11 - GEO (A2-M2-R2)	-2,50; 1,00	12,42	1.374
12 - GEO (A2-M2-R2)	-3,00; 2,00	13,52	1.222
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2,50; 2,50	13,66	1.607
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-3,00; 2,00	13,52	1.604

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	27,19	0,00	0,00	9,89 - 0,82	76,898	29,256	0	0,0	
2	67,58	0,00	0,00	0,82	64,368	29,256	0	0,0	
3	90,36	0,00	0,00	0,82	56,591	29,256	0	0,0	
4	107,56	0,00	0,00	0,82	50,225	29,256	0	0,0	
5	121,42	0,00	0,00	0,82	44,635	29,256	0	0,0	
6	132,89	0,00	0,00	0,82	39,546	29,256	0	0,0	
7	142,75	0,00	0,00	0,82	34,810	26,560	6	1,9	
8	152,65	0,00	0,00	0,82	30,335	26,560	6	7,0	
9	159,45	0,00	0,00	0,82	26,057	26,560	6	11,3	
10	169,78	0,00	0,00	0,82	21,931	26,560	6	14,9	
11	174,64	0,00	0,00	0,82	17,922	26,560	6	17,8	
12	178,26	0,00	0,00	0,82	14,002	26,560	6	20,1	
13	73,74	0,00	0,00	0,82	10,149	26,560	6	21,8	
14	48,74	0,00	0,00	0,82	6,341	26,560	6	22,9	
15	45,00	0,00	0,00	0,82	2,562	26,560	6	23,6	
16	45,15	0,00	0,00	0,82	-1,206	26,560	6	23,6	
17	44,46	0,00	0,00	0,82	-4,980	26,560	6	23,2	
18	42,93	0,00	0,00	0,82	-8,775	26,560	6	22,2	
19	40,54	0,00	0,00	0,82	-12,610	26,560	6	20,7	
20	37,25	0,00	0,00	0,82	-16,503	26,560	6	18,7	
21	33,01	0,00	0,00	0,82	-20,477	26,560	6	16,0	
22	27,76	0,00	0,00	0,82	-24,558	26,560	6	12,6	
23	21,39	0,00	0,00	0,82	-28,777	26,560	6	8,6	
24	13,77	0,00	0,00	0,82	-33,175	26,560	6	3,8	
25	4,72	0,00	0,00	-10,52 - 0,82	-37,277	26,560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	26,17	43,32	0,00	10,39 - 0,88	74,404	29,256	0	0,0	
2	66,99	43,32	0,00	0,88	63,489	29,256	0	0,0	
3	92,47	43,32	0,00	0,88	55,999	29,256	0	0,0	
4	111,95	43,32	0,00	0,88	49,796	29,256	0	0,0	
5	127,73	43,32	0,00	0,88	44,320	29,256	0	0,0	
6	140,85	43,32	0,00	0,88	39,320	29,256	0	0,0	
7	150,82	43,32	0,00	0,88	34,659	26,560	6	1,1	
8	163,37	43,32	0,00	0,88	30,249	26,560	6	6,6	
9	171,24	43,32	0,00	0,88	26,030	26,560	6	11,2	
10	183,04	43,32	0,00	0,88	21,959	26,560	6	15,1	
11	188,36	43,32	0,00	0,88	18,002	26,560	6	18,2	
12	178,88	36,49	0,00	0,88	14,132	26,560	6	20,7	
13	51,93	0,00	0,00	0,88	10,328	26,560	6	22,5	
14	51,73	0,00	0,00	0,88	6,569	26,560	6	23,8	
15	49,99	0,00	0,00	0,88	2,838	26,560	6	24,5	
16	50,24	0,00	0,00	0,88	-0,880	26,560	6	24,7	
17	49,54	0,00	0,00	0,88	-4,603	26,560	6	24,3	
18	47,88	0,00	0,00	0,88	-8,345	26,560	6	23,3	
19	45,24	0,00	0,00	0,88	-12,123	26,560	6	21,7	
20	41,58	0,00	0,00	0,88	-15,956	26,560	6	19,6	
21	36,85	0,00	0,00	0,88	-19,864	26,560	6	16,8	
22	30,98	0,00	0,00	0,88	-23,871	26,560	6	13,3	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	23,86	0,00	0,00	0,88	-28.008	26.560	6	9,1	
24	15,35	0,00	0,00	0,88	-32.311	26.560	6	4,1	
25	5,26	0,00	0,00	-11,54 - 0,88	-36.293	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	23,16	6,55	0,00	10,94 - 0,86	73.056	35.000	0	0,0	
2	60,20	6,55	0,00	0,86	63.045	35.000	0	0,0	
3	84,47	6,55	0,00	0,86	55.833	35.000	0	0,0	
4	103,22	6,55	0,00	0,86	49.810	35.000	0	0,0	
5	118,50	6,55	0,00	0,86	44.474	35.000	0	0,0	
6	131,26	6,55	0,00	0,86	39.593	35.000	0	0,0	
7	142,04	6,55	0,00	0,86	35.038	35.000	0	0,0	
8	152,50	6,55	0,00	0,86	30.727	32.000	7	2,3	
9	161,05	6,55	0,00	0,86	26.601	32.000	7	6,9	
10	165,39	6,55	0,00	0,86	22.620	32.000	7	10,8	
11	178,09	6,55	0,00	0,86	18.752	32.000	7	14,0	
12	182,38	6,55	0,00	0,86	14.971	32.000	7	16,5	
13	151,45	4,53	0,00	0,86	11.256	32.000	7	18,5	
14	46,69	0,00	0,00	0,86	7.589	32.000	7	19,9	
15	45,14	0,00	0,00	0,86	3.953	32.000	7	20,8	
16	43,41	0,00	0,00	0,86	0.332	32.000	7	21,1	
17	43,05	0,00	0,00	0,86	-3.286	32.000	7	20,9	
18	41,79	0,00	0,00	0,86	-6.919	32.000	7	20,1	
19	39,61	0,00	0,00	0,86	-10.579	32.000	7	18,8	
20	36,50	0,00	0,00	0,86	-14.284	32.000	7	17,0	
21	32,40	0,00	0,00	0,86	-18.051	32.000	7	14,5	
22	27,27	0,00	0,00	0,86	-21.902	32.000	7	11,4	
23	21,01	0,00	0,00	0,86	-25.860	32.000	7	7,7	
24	13,52	0,00	0,00	0,86	-29.956	32.000	7	3,2	
25	4,65	0,00	0,00	-10,61 - 0,86	-33.821	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	26,17	6,66	0,00	10,39 - 0,88	74.404	35.000	0	0,0	
2	66,99	6,66	0,00	0,88	63.489	35.000	0	0,0	
3	92,47	6,66	0,00	0,88	55.999	35.000	0	0,0	
4	111,95	6,66	0,00	0,88	49.796	35.000	0	0,0	
5	127,73	6,66	0,00	0,88	44.320	35.000	0	0,0	
6	140,85	6,66	0,00	0,88	39.320	35.000	0	0,0	
7	150,82	6,66	0,00	0,88	34.659	32.000	7	1,1	
8	163,37	6,66	0,00	0,88	30.249	32.000	7	6,6	
9	171,24	6,66	0,00	0,88	26.030	32.000	7	11,2	
10	183,04	6,66	0,00	0,88	21.959	32.000	7	15,1	
11	188,36	6,66	0,00	0,88	18.002	32.000	7	18,2	
12	178,88	5,61	0,00	0,88	14.132	32.000	7	20,7	
13	51,93	0,00	0,00	0,88	10.328	32.000	7	22,5	
14	51,73	0,00	0,00	0,88	6.569	32.000	7	23,8	
15	49,99	0,00	0,00	0,88	2.838	32.000	7	24,5	
16	50,24	0,00	0,00	0,88	-0.880	32.000	7	24,7	
17	49,54	0,00	0,00	0,88	-4.603	32.000	7	24,3	
18	47,88	0,00	0,00	0,88	-8.345	32.000	7	23,3	
19	45,24	0,00	0,00	0,88	-12.123	32.000	7	21,7	
20	41,58	0,00	0,00	0,88	-15.956	32.000	7	19,6	
21	36,85	0,00	0,00	0,88	-19.864	32.000	7	16,8	
22	30,98	0,00	0,00	0,88	-23.871	32.000	7	13,3	
23	23,86	0,00	0,00	0,88	-28.008	32.000	7	9,1	
24	15,35	0,00	0,00	0,88	-32.311	32.000	7	4,1	
25	5,26	0,00	0,00	-11,54 - 0,88	-36.293	32.000	7	0,0	

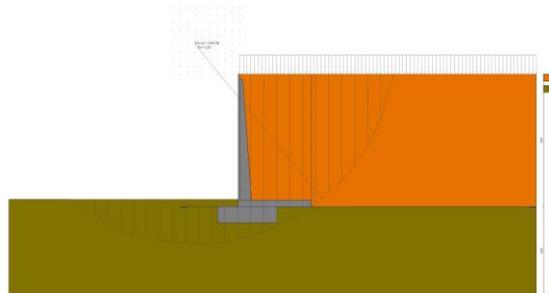


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

MST_H9 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

Dati	Var	unità	
Altezza del plinto	Hp	m	1,10
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	4,00

ANALISI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1,10
copriferro	c	m	0,076
larghezza puntone	b	m	1,25
larghezza tirante	bt	m	1,25
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	Rck	Mpa	30
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14,2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1,02
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1,5
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Trasversale	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	6	20	0,076	1885
Armatura effettivamente disposta			20	0,076	1885

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	I*	λ	Pmax	Tmax	Asmin	Nmax	Rc
Combinazione di carico	m	(I/0.9d)	kN	kN	mmq	kN	kN
SLU-STR	0,90	0,98	327	288,5	737	411,8	7764
SLU-SIS	0,90	0,98	288	254,7	651	363,5	7764
* I = lunghezza del tirante				288,5	737	411,8	

Armatura effettivamente adottata:	As	mmq	1885	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	737,6	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		39%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	7763,8	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		5%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	I	λ	Pmax	Tmax	σ
Combinazione di carico	m	(I/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-RARA	0,90	0,98	327	288,5	153

Tensione massima ammissibile	σ ,max	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		43%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime	I	λ	Pmax	Tmax	σ
Combinazione di carico	m	(I/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-FREQUENTE	0,90	0,98	327	288,5	153

MST_H9 m_fondazione in c.a.**Calcolo e verifica zattera di fondazione - Fondazioni dirette**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	240,0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		64%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

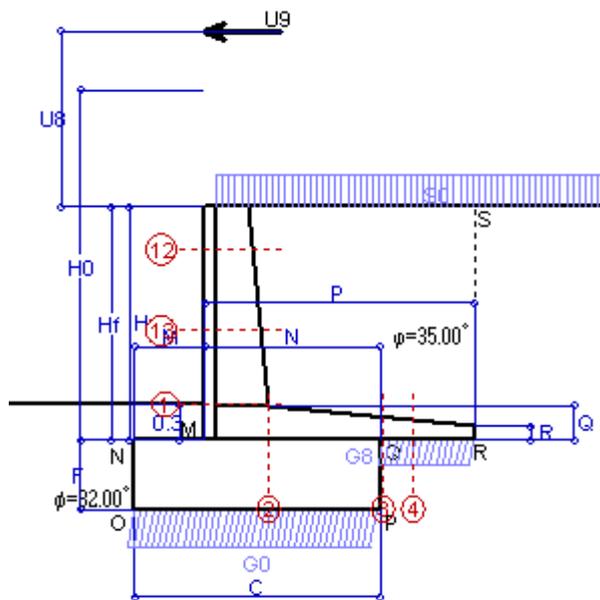
Sollecitazioni massime	l	λ	Pmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	m	(l/0.9d)	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	0,90	0,98	327	288,5	153

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0,30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σslim	MPa	222,2	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		69%	OK!

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA
Vento dal rilevato



Dati

H _m = 2.00 m	Prefabbricato tipo u30NM	H ₀ = 3.00 m
C = 2.10 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 2.00 m
F = 0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	S ₀ = 53.4 kN/m ²
M = 0.60 m	Angolo d'attrito della terra	φ = 35.00°
N = 1.50 m	Peso specifico della terra	P ₀ = 19.0 kN/m ³
P = 2.30 m	Peso specifico del calcestruzzo	Q ₀ = 25.0 kN/m ³
Q = 0.29 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R ₀ = 0.620
U _v = 1.50 m	Forza orizzontale concentrata	U ₉ = 5.88 kN/cad
V _b = 0.00 m	Forza verticale concentrata in cima	V ₉ = 0.00 kN/cad
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 (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°
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	13.4	17.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	43.4	69.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	28.3	36.6
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	276.3	493.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	7.1	28.9	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.1	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	41.0	43.0
TOTALI (GEO e STR)	65.0	115.6	345.6	573.0

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 = 70.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q ₈ = 0.78 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G ₀ = 275.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C ₈ = 2.10 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ _t = 0.131 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 10.6°
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		Rd = (345.6 * 0.62) / 1.1 = 194.8	> Ed = 65
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		Rd = (573) / 1.15 = 498.3	> Ed = 115.6
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		Rd = (347.2) / 1.15 = 301.9	> Ed = 77
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) G ₆ = 144 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 (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 1.72
K₀ = 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	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	64.7	64.7	34.3	40.8	54.0	47.3	114.6	14.6	45°, 1.0	3.79	7.10	5.59	6.51	133.4	137.2	
2	42.0	42.0	0.0	59.7	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.25	11.62	6.16	12.77	104.5	153.3	
3	17.3	17.3	0.0	8.1	19.7	14.8	125.0	125.0	-	3.61	8.34	6.16	6.07	50.2	99.5	
4	7.6	7.6	0.0	21.6	17.1	12.1	125.0	125.0	-	3.25	5.71	6.16	0.00	33.2	76.5	
12	18.5	20.4	11.0	11.7	40.6	31.1	112.6	12.6	73°, 1.0	3.24	7.16	5.59	3.96	87.6	47.1	
13	38.4	43.4	23.3	27.4	47.5	40.0	113.9	13.9	73°, 1.0	3.46	6.71	5.59	3.96	106.3	58.9	

(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

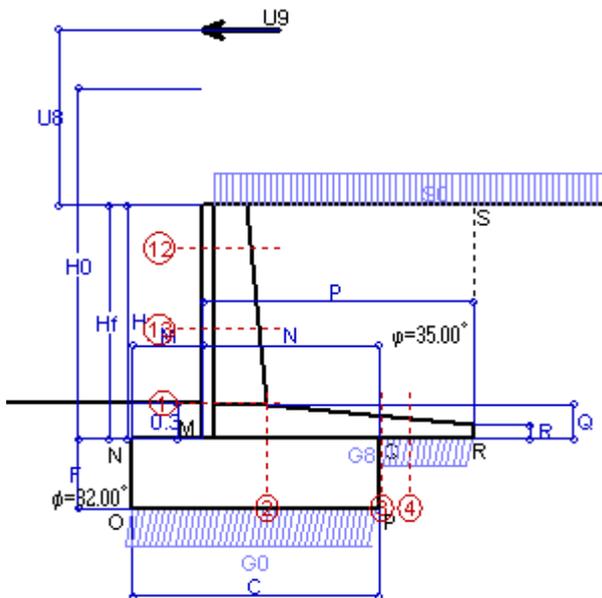
Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA

Vento dal rilevato



- 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
- *non sommati*
- Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 53.4$ kN/m ²
$N = 1.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 1.50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 5.88$ kN/cad

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.271$	$H_3 = 2.00$ 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
10.30	13.04	0.00	0.00
28.94	46.31	0.00	0.00
0.00	0.00	21.80	28.12
0.00	0.00	193.65	346.51
4.70	19.29	0.00	0.00
0.86	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	31.50	33.08
$S_9 = 44.80$	$M_9 = 78.80$	$P_9 = 246.95$	$M_8 = 407.71$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.694
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.417
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 50.56$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.73$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 196.39$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.094$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.03

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	43.9	24.8	36.9	114.6	54.0	47.3	7.10	5.59	127	3.18	38	0.064
2	28.5	0.0	54.5	125.0	29.0	24.1	11.62	6.16	109	4.37	40	0.000
3	10.1	0.0	13.3	125.0	19.7	14.8	8.34	6.16	85	3.96	40	0.000
4	4.6	0.0	16.6	125.0	17.2	12.2	5.75	6.16	63	2.88	40	0.000
12	12.4	8.1	11.7	112.6	40.6	31.1	7.16	5.59	55	1.72	38	0.000
13	25.9	16.9	24.8	113.9	47.5	40.0	8.70	5.59	73	2.23	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

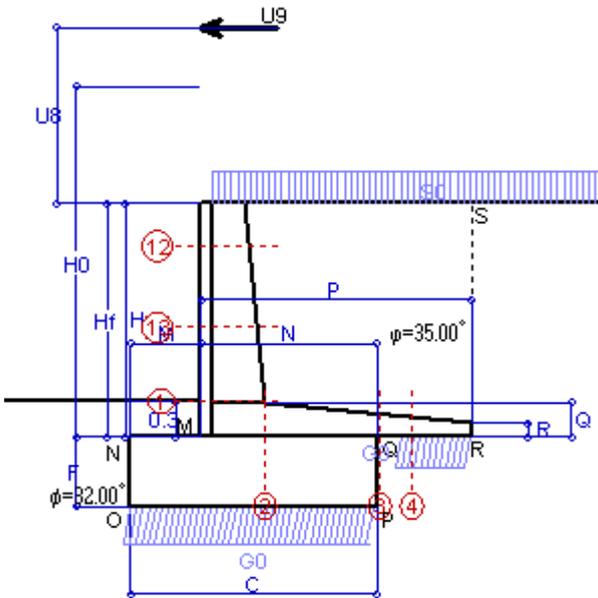
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA

Vento dal rilevato



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 40.1$ kN/m ²
$N = 1.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 1.50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 5.88$ 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
10.30	13.04	0.00	0.00
21.71	34.73	0.00	0.00
0.00	0.00	21.80	28.12
0.00	0.00	162.95	292.78
4.70	19.29	0.00	0.00
0.86	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	31.50	33.08
$S_9 = 37.57$	$M_9 = 67.23$	$P_9 = 216.25$	$M_8 = 353.98$

- 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
- *non sommati*
- Totali**

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.664

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.569

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 41.20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.59$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 175.05$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.083$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.9^\circ$

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	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	38.6	22.2	30.9	114.6	54.0	47.3	7.10	5.59	111	2.80	38	0.000
2	25.1	0.0	49.0	125.0	29.0	24.1	11.62	6.16	96	3.85	40	0.000
3	6.3	0.0	13.8	125.0	19.7	14.8	8.34	6.16	53	2.45	40	0.000
4	1.9	0.0	7.1	125.0	16.9	11.9	5.67	6.16	27	1.24	40	0.000
12	12.0	7.5	10.4	112.6	40.6	31.1	7.16	5.59	54	1.68	38	0.000
13	23.6	15.1	20.8	113.9	47.5	40.0	8.70	5.59	66	2.03	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

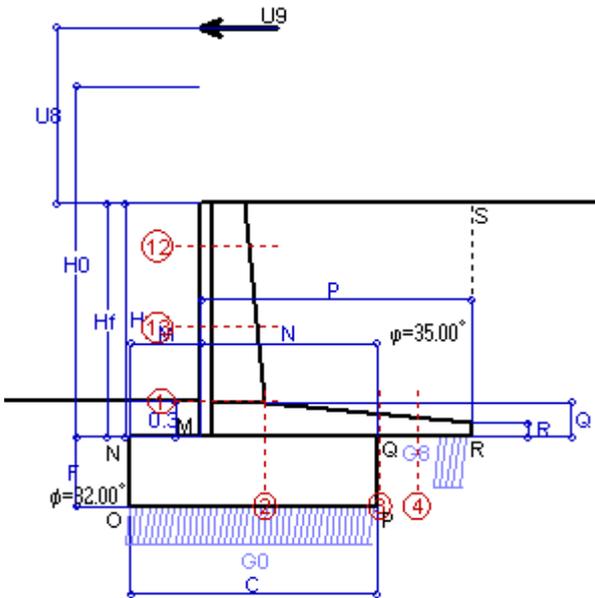
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA

Vento dal rilevato



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 1.50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 5.88$ 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)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
10.30	13.04	0.00	0.00
0.00	0.00	21.80	28.12
0.00	0.00	70.83	131.58
4.70	19.29	0.00	0.00
0.85	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	31.50	33.08
$S_9 = 15.85$	$M_9 = 32.50$	$P_9 = 124.13$	$M_8 = 192.77$

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
**non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4.463
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 4.856
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 18.23$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.26$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 105.90$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.050$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 7.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.59

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

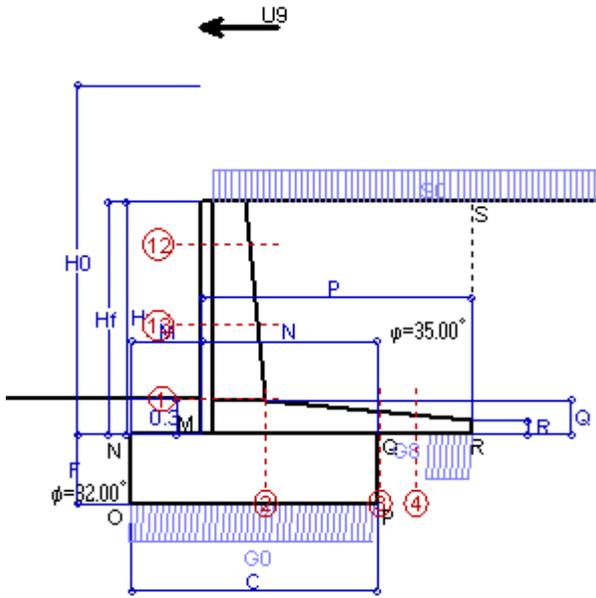
$K_0 = 0.244$

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	22.9	14.4	12.8	114.6	54.0	47.3	7.10	5.59	65	1.67	38	0.000
2	14.9	0.0	28.3	125.0	29.0	24.1	11.62	6.16	57	2.28	40	0.000
3	0.5	0.0	9.2	125.0	19.7	14.8	8.34	6.16	4	0.18	40	0.000
4	-2.3	0.0	0.0	125.0	16.5	11.3	5.51	6.16	32	1.57	40	0.000
12	11.1	5.7	6.2	112.6	40.6	31.1	7.16	5.59	50	1.54	38	0.000
13	16.5	10.0	8.9	113.9	47.5	40.0	8.70	5.59	47	1.42	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA
Vento dal rilevato



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.59^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.027$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.014$

Dati

$H_m = 2.00$ m
 $C = 2.10$ m
 $F = 0.60$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.50$ m
 $P = 2.30$ m
 $Q = 0.29$ m
 $U_v = 1.50$ m
 $V_b = 0.00$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u30NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Forza orizzontale concentrata
Forza verticale concentrata in cima
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$
 $H_0 = 3.00$ m
 $H = 2.00$ m
 $S_0 = 10.7$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.620$
 $a_{max}/g = 0.072$
 $\beta_m = 0.38$
 $U_9 = 5.88$ kN/cad
 $V_9 = 0.00$ kN/cad
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.274$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 2.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 5.75^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.260$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.20$
(Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	10.3	13.1	1.0	3.0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.8	9.3	0.6	1.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	0.8	21.5	27.7
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	1.9	3.3	94.1	172.2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	4.7	19.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.9	0.3	31.1	32.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-11.7*	-3.5*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 25.2$	$M_9 = 46.1$	$P_9 = 148.3$	$M_8 = 237.2$

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: $G_8 = 24.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.35$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 124.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.059$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 5.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (148.3 * 0.62 + 11.7) / 1.0 = 103.6 > E_d = 25.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 59$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 34$ 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) $K_0 = 0.260$
Freccia in cima al pannello mm 0.76

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	27.9	27.9	16.8	13.0	54.0	47.3	114.6	14.6	45°, 1.0	3.70	7.10	5.59	6.51	131.2	147.4
2	18.1	18.1	0.0	27.1	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.25	11.62	6.16	12.77	104.5	153.3
3	1.5	1.5	0.0	10.2	19.7	14.8	125.0	125.0	-	3.61	8.34	6.16	6.07	50.2	99.5
4	-1.8	-1.8	0.0	1.8	16.6	11.4	125.0	125.0	-	3.20	5.53	6.16	0.00	-32.1	75.2
12	11.4	12.2	6.2	3.9	40.6	31.1	112.6	12.6	73°, 1.0	3.22	7.16	5.59	3.96	87.2	52.6
13	18.8	20.5	11.5	8.2	47.5	40.0	113.9	13.9	73°, 1.0	3.41	6.71	5.59	3.96	105.1	66.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

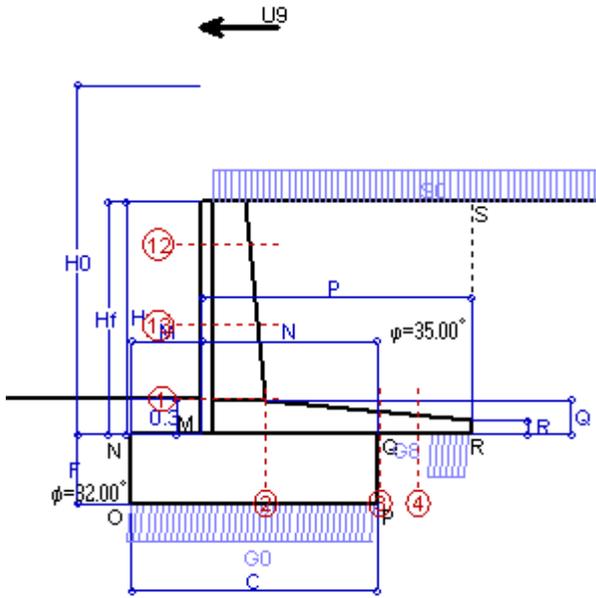
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA
Vento dal rilevato



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.40^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.041$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 2.00$ m
 $C = 2.10$ m
 $F = 0.60$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.50$ m
 $P = 2.30$ m
 $Q = 0.29$ m
 $U_v = 1.50$ m
 $V_8 = 0.00$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u30NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Forza orizzontale concentrata
Forza verticale concentrata in cima
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$
 $H_0 = 3.00$ m
 $H = 2.00$ m
 $S_0 = 10.7$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.620$
 $a_{max}/g = 0.072$
 $\beta_m = 0.57$
 $U_9 = 5.88$ kN/cad
 $V_9 = 0.00$ kN/cad
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.277$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 2.00$ m
 $O_3 = 8.52^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.269$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
(Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	10.4	13.2	1.6	4.5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.8	9.4	0.9	2.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.1	21.4	27.5
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.9	4.9	93.4	171.0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	4.7	19.3	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.0	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.4	30.9	32.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-11.6*	-3.5*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 27.0	M₉ = 48.4	P₉ = 148.1	M₈ = 238.0

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: $G_8 = 23.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.33$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 124.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.059$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 6.0^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (238 + 3.5) / 1.0 = 241.5 > E_d = 48.4$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (135.3) / 1.0 = 135.3 > E_d = 33$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 59$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 35$ 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) $K_0 = 0.269$

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	28.4	28.4	17.0	13.5	54.0	47.3	114.6	14.6	45°, 1.0	3.70	7.10	5.59	6.51	131.2	147.2
2	18.4	18.4	0.0	27.1	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.25	11.62	6.16	12.77	104.5	153.3
3	2.1	2.1	0.0	11.0	19.7	14.8	125.0	125.0	-	3.61	8.34	6.16	6.07	50.2	99.5
4	-1.7	-1.7	0.0	1.6	16.4	11.2	125.0	125.0	-	3.19	5.48	6.16	0.00	-31.6	74.4
12	11.5	12.3	6.2	4.0	40.6	31.1	112.6	12.6	73°, 1.0	3.22	7.16	5.59	3.96	87.2	52.6
13	19.0	20.8	11.6	8.5	47.5	40.0	113.9	13.9	73°, 1.0	3.41	6.71	5.59	3.96	105.1	66.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

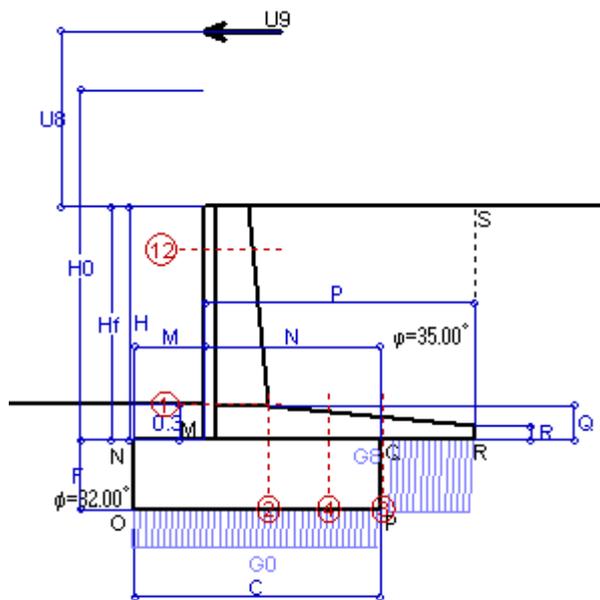
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA
Vento verso il rilevato



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.620$
$U_v = 1.50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = -5.88$ kN/cad
$V_b = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal 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	$H = 2.00$ 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 KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	13.4	17.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	28.3	36.6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	92.1	171.1
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	-7.1	0.0	0.0	28.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.1	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	41.0	43.0
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 7.4$	$M_9 = 17.2$	$P_9 = 161.4$	$M_8 = 279.5$

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:	$G_8 = 63.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.70$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 98.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.047$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 2.6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (161.4 * 0.62) / 1.1 = 91.0 > Ed = 7.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (279.5) / 1.15 = 243.1 > Ed = 17.2$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (164.3) / 1.15 = 142.9 > Ed = 13.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 39$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 19$ 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) $K_0 = 0.244$

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	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	-21.6	-21.6	18.7	5.3	54.0	49.0	14.6	14.6	45°, 1.0	8.43	7.10	5.59	6.51	-104.9	153.5	
2	-14.0	-14.0	0.0	14.9	29.0	23.8	125.0	125.0	45°, 1.0	3.59	11.62	6.16	12.77	-59.7	151.4	
3	-15.1	-15.1	0.0	-16.9	19.7	14.5	125.0	125.0	-	3.41	8.34	6.16	6.07	-39.7	-89.7	
12	-16.3	-15.5	7.4	-3.1	40.6	35.6	12.6	12.6	73°, 1.0	9.77	7.16	5.59	3.96	-70.2	-61.2	

(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 $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

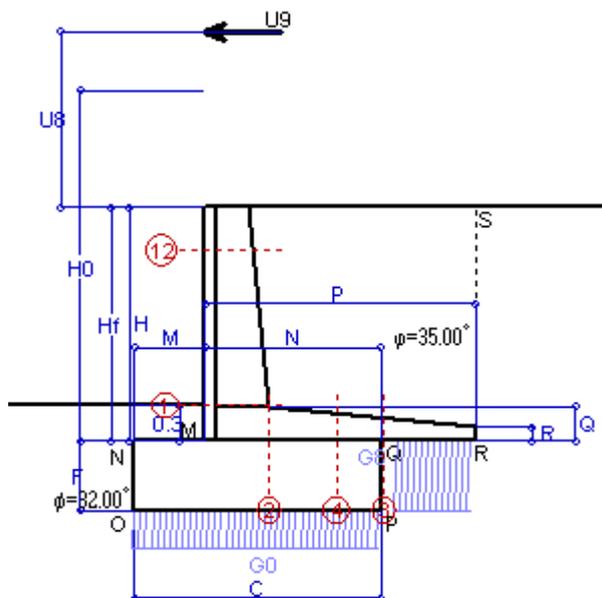
Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA

Vento verso il rilevato



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 1.50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = -5.88$ 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
10.30	13.04	0.00	0.00
0.00	0.00	21.80	28.12
0.00	0.00	70.83	131.58
-4.70	0.00	0.00	19.29
0.85	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	31.50	33.08
$S_9 = 6.44$	$M_9 = 13.21$	$P_9 = 124.13$	$M_8 = 212.06$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	12.739
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	11.947
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	46.08 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0.66 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	78.05 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 =$ 2.10 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.037 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	3.0°

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	-13.7	14.4	1.0	14.6	54.0	49.0	7.10	5.59	36	2.64	38	0.000
2	-8.9	0.0	8.7	125.0	29.0	23.8	11.62	6.16	63	1.90	40	0.000
3	-11.3	0.0	-18.4	125.0	19.7	14.5	8.34	6.16	126	5.27	40	0.000
12	-10.9	5.7	-5.5	12.6	40.6	35.6	7.16	5.59	54	4.38	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

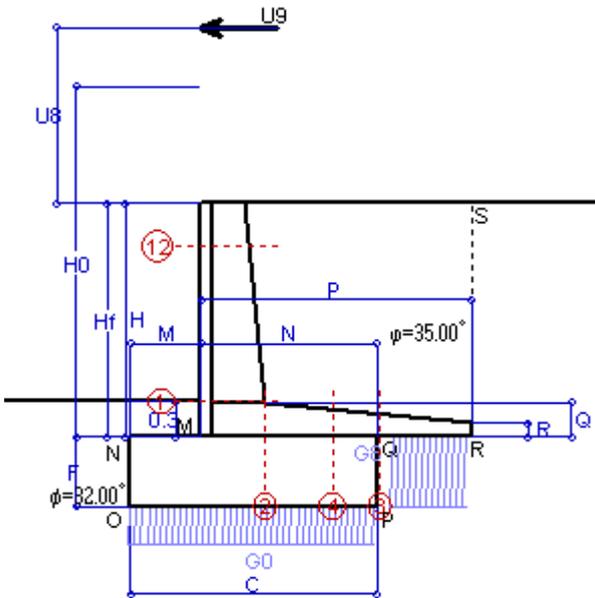
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA

Vento verso il rilevato



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_8 = 1.50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = -5.88$ 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
10.30	13.04	0.00	0.00
0.00	0.00	21.80	28.12
0.00	0.00	70.83	131.58
-4.70	0.00	0.00	19.29
0.85	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	31.50	33.08
$S_9 = 6.44$	$M_9 = 13.21$	$P_9 = 124.13$	$M_8 = 212.06$

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
**non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 12.739
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 11.947
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 46.08$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.66$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 78.05$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.037$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 3.0^\circ$

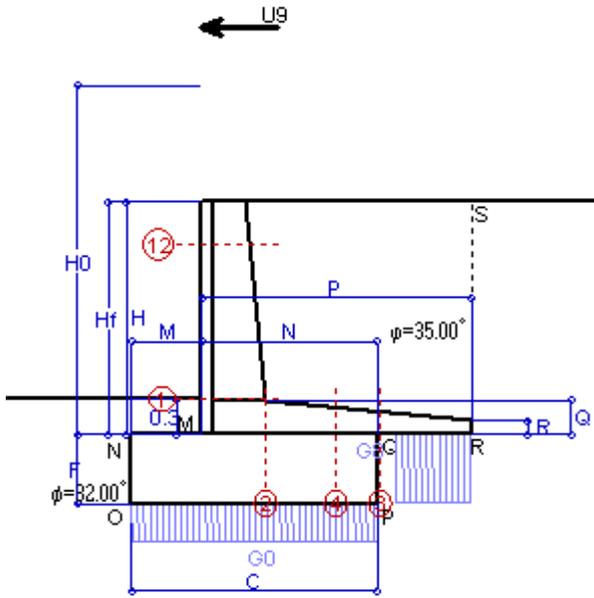
Verifica della fessurazione⁽¹⁾

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	-13.7	14.4	1.0	14.6	54.0	49.0	7.10	5.59	36	2.64	38	0.000
2	-8.9	0.0	8.7	125.0	29.0	23.8	11.62	6.16	63	1.90	40	0.000
3	-11.3	0.0	-18.4	125.0	19.7	14.5	8.34	6.16	126	5.27	40	0.000
12	-10.9	5.7	-5.5	12.6	40.6	35.6	7.16	5.59	54	4.38	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.59^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.027$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.014$

Dati

- $H_m = 2.00$ m
- $C = 2.10$ m
- $F = 0.60$ m
- $M = 0.60$ m
- $N = 1.50$ m
- $P = 2.30$ m
- $Q = 0.29$ m
- $U_V = 1.50$ m
- $V_b = 0.00$ m
- $U_1 = 0.0$ m
- $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u30NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Forza orizzontale concentrata
- Forza verticale concentrata in cima
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.06$
- $H_0 = 3.00$ m
- $H = 2.00$ m
- $S_0 = 0.0$ kN/m²
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.620$
- $a_{max}/g = 0.072$
- $\beta_m = 0.38$
- $U_9 = -5.88$ kN/cad
- $V_9 = 0.00$ kN/cad
- $I_9 = 0.0\%$
- $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.274$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 2.00$ m
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $O_3 = 5.75^\circ$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_3 = 0.260$
- (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$) $K_p = 3.20$

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	10.3	13.1	1.0	3.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	0.8	21.5	27.7
Peso terra e sovraccarico x 1	1.9	3.3	69.9	129.8
Forze concentrate (U9+V9) x 1	-4.7	0.0	0.0	19.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.9	0.3	31.1	32.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-11.7*	-3.5*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 10.0	M₉ = 17.6	P₉ = 123.5	M₈ = 212.4

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: $G_8 = 44.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.65$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 78.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_1 = 0.037$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = -0.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (123.5 * 0.62 + 11.7) / 1.0 = 88.2 > E_d = 10$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 32$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 16$ 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) $K_0 = 0.260$

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	-13.1	-13.1	14.6	5.0	54.0	49.0	14.6	14.6	45°, 1.0	8.37	7.10	5.59	6.51	-103.6	154.6
2	-8.5	-8.5	0.0	12.9	29.0	23.8	125.0	125.0	45°, 1.0	3.59	11.62	6.16	12.77	-59.7	151.4
3	-11.2	-11.2	0.0	-9.0	19.7	14.5	125.0	125.0	-	3.41	8.34	6.16	6.07	-39.7	-89.7
12	-10.8	-10.3	5.7	-1.8	40.6	35.6	12.6	12.6	73°, 1.0	9.75	7.16	5.59	3.96	-69.8	-61.3

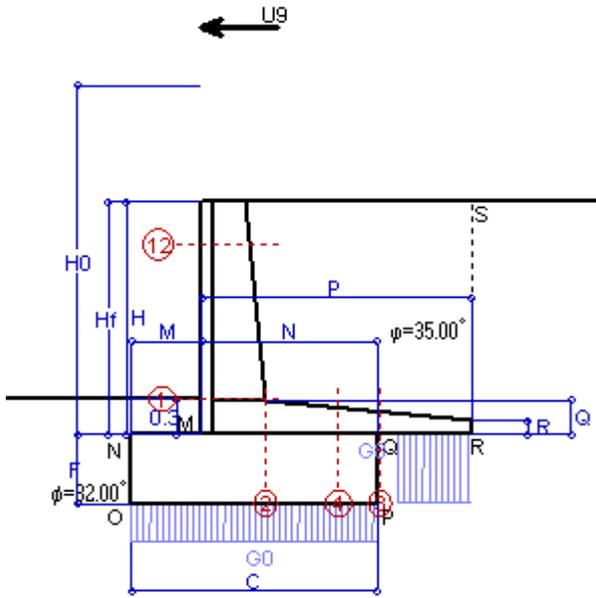
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO CON BARRIERA
Vento verso il rilevato



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.40^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.041$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 2.00$ m
 $C = 2.10$ m
 $F = 0.60$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.50$ m
 $P = 2.30$ m
 $Q = 0.29$ m
 $U_v = 1.50$ m
 $V_b = 0.00$ m
 $U_1 = 0.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u30NM

Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (20%)
Angolo d'attrito della terra
Coefficiente d'attrito della fondazione
Accelerazione massima locale
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
Forza orizzontale concentrata
Forza verticale concentrata in cima
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$
 $H_0 = 3.00$ m
 $H = 2.00$ m
 $S_0 = 0.0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.620$
 $a_{max}/g = 0.072$
 $\beta_m = 0.57$
 $U_9 = -5.88$ kN/cad
 $V_9 = 0.00$ kN/cad
 $I_9 = 0.0\%$
 $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.277$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 2.00$ m
 $O_3 = 8.52^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.269$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
(Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	10.4	13.2	1.6	4.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.9	1.1	21.4	27.5
Peso terra e sovraccarico x 1	2.9	4.9	69.4	128.9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	-4.7	0.0	0.0	19.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.0	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.3	0.4	30.9	32.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-11.6*	-3.5*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 11.8	M₉ = 19.8	P₉ = 123.1	M₈ = 212.6

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: $G_8 = 43.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.63$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 79.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.038$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 0.1^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (212.6 + 3.5) / 1.0 = 216.1 > E_d = 19.8$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (124.9) / 1.0 = 124.9 > E_d = 13.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 32$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 16$ 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) $K_0 = 0.269$

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	-12.8	-12.8	14.7	5.3	54.0	49.0	14.6	14.6	45°, 1.0	8.37	7.10	5.59	6.51	-103.6	154.4
2	-8.3	-8.3	0.0	13.0	29.0	23.8	125.0	125.0	45°, 1.0	3.59	11.62	6.16	12.77	-59.7	151.4
3	-11.1	-11.1	0.0	-8.0	19.7	14.5	125.0	125.0	-	3.41	8.34	6.16	6.07	-39.7	-89.7
12	-10.7	-10.2	5.7	-1.8	40.6	35.6	12.6	12.6	73°, 1.0	9.75	7.16	5.59	3.96	-69.8	-61.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

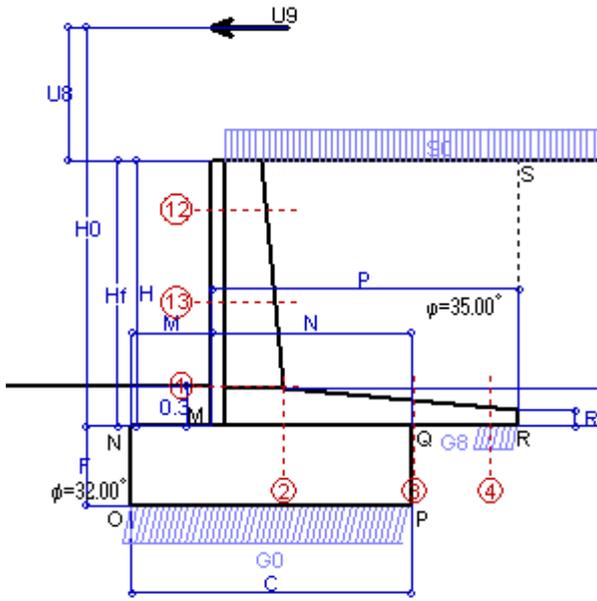
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda Urto sul sicurvia da 20.00 kN/cad a 1.00 m da terra

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau Cod. CA 366

MURI DI SOSTEGNO



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 2.10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 53.4$ kN/m ²
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.62$
$U_v = 1.00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 20.00$ kN/cad
$V_8 = 0.00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0.00$ kN/cad
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (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		VERTICALI	
	ORIZZONTALI	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	10.3	13.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	28.9	46.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	21.8	28.1
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	0.0	0.0	193.7	346.5
Forze concentrate (U9+V9) x 1	16.0	57.6	0.0	0.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	31.5	33.1
TOTALI (GEO e STR)	56.1	117.1	247.0	407.7

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:	$G_8 = 19.9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 227.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2.10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.108$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (247 * 0.62) / 1.1 = 139.2 > Ed = 56.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (407.7) / 1.15 = 354.5 > Ed = 117.1$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (245.4) / 1.15 = 213.4 > Ed = 83.8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 116$ 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) $K_0 = 0.244$

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 $\alpha, \text{ctg}\ominus$	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	77.6	77.6	24.8	34.8	54.0	47.3	114.6	14.6	45°, 1.0	3.74	7.10	5.59	6.51	132.2	142.0	
2	50.5	50.5	0.0	71.7	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.25	11.62	6.16	12.77	104.5	153.3	
3	21.3	21.3	0.0	36.2	19.7	14.8	125.0	125.0	-	3.61	8.34	6.16	6.07	50.2	99.5	
4	0.7	0.7	0.0	5.9	14.0	9.0	125.0	125.0	-	2.97	4.69	6.16	0.00	23.8	58.9	
12	28.7	31.4	8.1	16.5	40.6	31.1	112.6	12.6	73°, 1.0	3.23	7.16	5.59	3.96	87.3	49.3	
13	52.0	57.1	16.9	26.0	47.5	40.0	113.9	13.9	73°, 1.0	3.43	6.71	5.59	3.96	105.7	62.2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u30NM

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	Granito arenizzato			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.60		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	275.5	124.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	10.65°	5.21°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	51.8	11.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.10	2.10
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.05	1.05
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.90	0.90
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	276.86	341.39
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.66	0.83
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	89.89	113.12
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.64	0.82
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	314.51	433.00
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.55	0.77
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.681	0.888
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1021.9	1553.1
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	275.5	124.3
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Prefabbricato tipo u30NM

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	Granito arenizzato			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.60		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	98.3	78.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	2.64°	-0.79°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	4.5	-1.1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2.10	2.10
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1.05	1.05
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.90	0.90
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	382.11	428.43
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.91	1.04
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	126.45	143.55
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.12	1.12
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.91	1.04
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	503.43	585.76
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.88	1.04
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	1.012	1.158
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1518.0	2026.0
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	98.3	78.7

La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125/133bis Olbia-Palau Tratta Arzachena Nord - Palau, Stralcio 2 da Arzachena Sud allo svincolo di Arzachena Nord e stralcio 3 dal km 351 dell'attuale S.S.125 - 1° stralcio, fino a Palau. Progetto Definitivo		
CA-366	<i>Relazione Tecnica e di Calcolo Muri</i>	

10 ALLEGATO 2 – MURI DI SOTTOSCARPA

ANAS S.p.A.

Nuova S.S. 125/ 133 bis Arzachena-Palau

Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA

RELAZIONE DI CALCOLO

**dei muri di sostegno in cemento armato
realizzati con elementi prefabbricati
svolta a sensi del D.M. 17/1/2018**

Manufatti prodotti in conformità alle norme UNI EN 13369 e UNI EN 15258
dotati di "Marcatura CE" ai sensi del D.M. 17/1/2018

Sommario

1.	DISEGNI DI RIFERIMENTO	4
2.	NORME DI RIFERIMENTO	4
3.	DATI GENERALI DI PROGETTO	5
4.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1)	6
4.1	Organizzazione del calcolo	6
4.2	Calcolo delle azioni sulla struttura	6
4.2.1	Spinta della terra	6
4.2.2	Spinta della falda freatica	8
4.2.3	Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche	8
4.3	Verifica allo scorrimento	9
4.4	Stato limite di ribaltamento	9
4.5	Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU	9
4.6	Verifica del collegamento tra platea e fondazione	12
5.	VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 2, 3 e 4)	12
5.1	Classe di esposizione agli agenti aggressivi	12
5.2	Copriferri	13
5.3	Calcolo dell'ampiezza delle fessure	14
5.4	Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)	14
6.	VERIFICA SISMICA (schede 5 e 6)	15
6.1	Criteri generali di progetto	15
6.2	Dati di progetto dell'azione sismica	16
6.3	Calcolo dell'azione sismica	16
6.4	Calcolo delle forze d'inerzia	17
6.5	Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua	17
6.6	Spinta sulla parete prefabbricata	19
6.7	Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico	20

7.	CODICI DI CALCOLO	21
7.1	Tipo di analisi svolta	21
7.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	21
7.3	Affidabilità del codice di calcolo.....	21

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Carpenteria dell'opera (planimetria, sezioni-prospetto)

Muri di sostegno serie "uNM": esecutivo dei muri da 3,00 m a 5,00 m

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 17/1/2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 21/1/2019 n° 7).

Per quanto in essa non contenuto si è fatto riferimento a:

* Calcestruzzo: UNI EN 206-1:2001 - Specificazione, prestazione, produzione e conformità e UNI 11104:2004 - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 201-1.

* 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: i parametri sismici sono stati assunti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici.

* Calcolo della capacità portante delle fondazioni: Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended formula for Bearing Capacity". Bull. n° 28 – Danish Geotechnical Institute – Copenhagen.

* Riduzione della capacità portante per il sisma: Peckel A. (1997) "Analytical formula for a seismic bearing capacity of shallow strip foundations" Proc. 14th Int. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering.

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4 Vn = anni 50

Classe d'uso IV

Corrispondente coefficiente d'uso C_U (Tab 2.4.II)

C_U = 2

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni aggressive: opera che sorge sulla costa o in prossimità del mare, o con la facciata esterna

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} /1,4	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 impiegati nei calcoli:

COEFFICIENTI	Verifiche SLU: A1+M1+R3		Verifiche SLE	Verifica sismica
	coeff "sfav."+"fav."	coeff tutti "sfav."		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):				
Peso della struttura e della terra portata	1	1.3	1.0	1.0
Spinta della terra	1.3	1.3	1.0	1.0
Peso del sovraccarico (carichi variabili)	0	1.5	1.0	0.2
Spinta del sovraccarico (carichi variabili)	1.5	1.5	1.0 x Ψ	0.2
Coefficienti parziali per le verifiche dei muri di sostegno (tabella 6.5.I e 7.11.III):				
Scorrimento γ _R	1.1	1.1	1.3	1.0
Ribaltamento γ _R	1.15	1.15	1.5	1.0
Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter "Muri 2018" versione			1.2.6	

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sette verifiche, esposte nelle sette schede elencate nel seguito:

Scheda 1: Verifica SLU: GEO e STR, con A1+M1+R3;

Scheda 2: Verifica SLE combinazione RARA (Y = 1.0), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.;

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE (Y = 0.75), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE (Y = 0), con il calcolo dell'apertura delle fessure;

Scheda 5: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff β = 0.38, per le verifiche SLU e GEO (esclusa la verifica al ribaltamento);

Scheda 6: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff β = 0.57, per le verifiche GEO al ribaltamento;

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (scheda 1)

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. 17/01/18 come dalla norma.

Nella **prima scheda** sono svolte le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), impiegando i coefficienti sopraindicati, considerando sia le spinte che i pesi come azioni "sfavorevoli".

Nella scheda è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione;
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa;
- la verifica al ribaltamento (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto O) e rispetto allo spigolo inferiore esterno della struttura prefabbricata (punto M);
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni esterne e le resistenze nelle sezioni delle membrature.

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno non è svolta in questa relazione.

4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

In questa scheda sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione. La struttura è costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato ed è soggetta all'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 nella scheda e moltiplicate per i coefficienti riportati nella tabella 2 del capitolo 3 e ripetuti nella tabella "Spinte, pesi e momenti" della scheda stessa.

4.2.1 Spinta della terra

Con riferimento alla figura sottostante, 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.

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 f dell'angolo d'attrito del terreno di riempimento e dal suo profilo a monte del muro.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta K1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con la **formula di Rankine**,

- per terrapieno orizzontale:

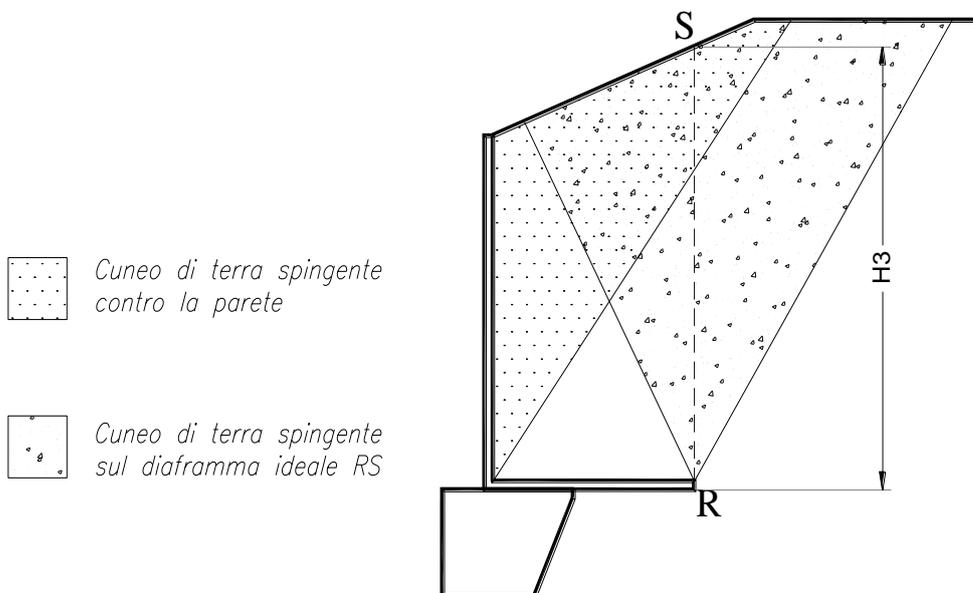
$$k_1 = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

- per terrapieno inclinato dell'angolo β :

$$K_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

$$k_1 = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

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.



b) Se il profilo del rilevato non è rettilineo, 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, e T 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. 17/1/2018.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri prefabbricati presi in considerazione nel presente progetto 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.

Il programma di calcolo richiede l'inserimento della posizione della falda come una 'quota rispetto alla cima della fondazione'. Nel presente caso di studio la falda è collocata proprio alla quota dell'estradosso della fondazione per cui il valore di 'quota rispetto alla cima della fondazione' è pari a zero, motivo per il quale nelle schede di verifica non compare la posizione della falda stessa.

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 moltiplicati per i rispettivi coefficienti delle azioni esposti nella tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

I coefficienti sismici, orizzontale e verticale, impiegati nel calcolo delle forze d'inerzia sono esposti nel paragrafo 6.3 e nelle schede 5 e 6.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri serie "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 SLU 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 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni E_d (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno R_d allo scivolamento. Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza allo scorrimento è 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 e ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.1$ nel caso SLU).

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 Stato limite di ribaltamento

Lo stato limite al 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) oppure lo spigolo inferiore esterno del prefabbricato (punto "M"). Ovviamente tutte le azioni sono moltiplicate per i rispettivi coefficienti. La resistenza al ribaltamento è espressa dalla somma di tutti i momenti resistenti ed è ridotta dal coefficiente parziale γ_R esposto nella tabella 2 ($\gamma_R = 1.15$ nel caso SLU). Ogni scheda espone il confronto tra i momenti ribaltanti E_d e quelli stabilizzanti R_d .

4.5 Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU

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:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} k_0$$

$$= \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

f = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame;

b = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $b > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

γ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\gamma > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

d = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $d = 2 \cdot f / 3$.

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 d 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.).

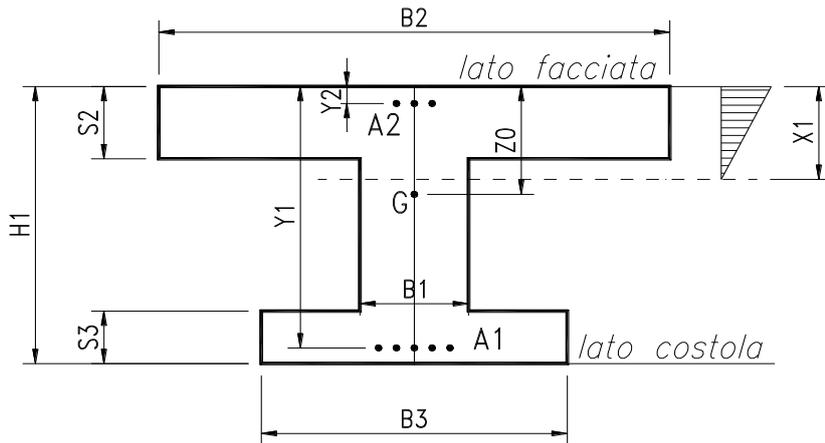
Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

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 sottoscarpa 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. 17/1/2018.

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 ;

M_{Edu} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.22] (= décalage);

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q .

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile;

a = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave;

$ctgq$ = Cotangente dell'inclinazione q dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.25]. 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 4.1.28);

V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.27);

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 [4.1.2.1.1.4], 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.

4.6 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 2, 3 e 4)

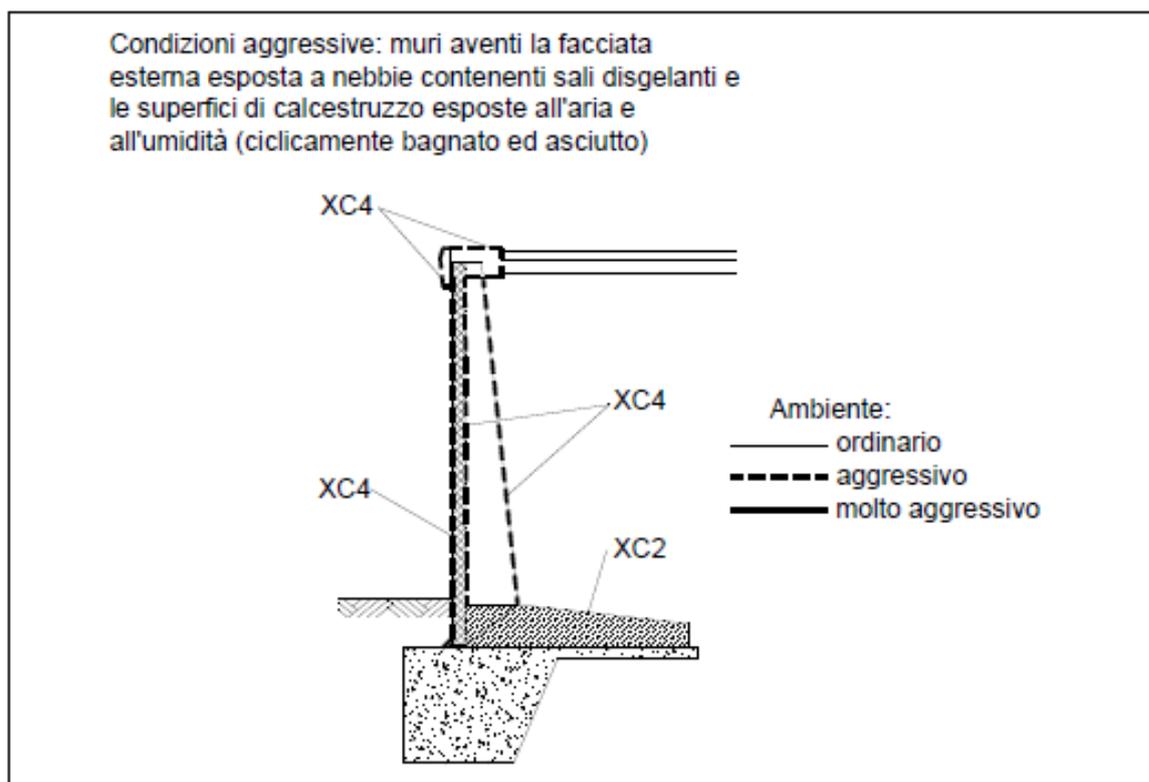
Nella **seconda scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alle spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17/1/18.

Nella **terza e quarta 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.VI (ferrovie) del D.M. 17/1/2018. 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 17/1/18.

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.



Abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC2 = Platea gettata in opera: 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.

XC4 = Struttura prefabbricata: tutte superfici che si trovano a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.

5.2 Copriferrì

Il valore della tolleranza $D_{C_{dev}}$ 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 17/1/18 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferrì e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Condizioni aggressive: Classe di esposizione XC4	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck N/mm ²	45	45	45	30
Classificazione dell'ambiente	XC4	XC4	XC4	XC2
Spessore del copriferrì:				
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	30	30	30	20
Tolleranza di lavorazione	5	5	5	10
Maggior spessore per durata	0	0	0	0
TOTALE da norma mm	35	35	35	30
Spessore indicato nei disegni mm	30±5	30+5/-0	35±5	30±10
Ampiezza massima delle fessure :				
Combinaz. frequente mm	0.3	0.3	0.3	0.4
Combinaz. quasi permanente mm	0.2	0.2	0.2	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. 09/01/96 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 Y_0 , Y_1 e Y_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (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:

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa): $s_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41$ Mpa

Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa): $s_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94$ Mpa

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati ($R_{ck} 45 = \text{MPa}$): $s_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81 \text{ Mpa}$

Calcestruzzo delle platee ($R_{ck} 30 = \text{MPa}$): $s_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21 \text{ Mpa}$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara: $s_s < 80 * 450 \text{ Mpa} = 360 \text{ Mpa}$

6. VERIFICA SISMICA (schede 5 e 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 tratti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati che sono stati presi in considerazione nel presente progetto 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 suddetti muri:

- 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 cassetate, 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.

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Arzachena
Coordinate geografiche della località:	Latitudine 41.0787°
	Longitudine 9.388°
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni 50
Classe d'uso IV Corrispondente coefficiente d'uso (Tab 2.4.II)	$C_U = 2$
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni 100
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_r}=10\%$)	anni 949
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.061$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.83$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	B
Suolo di tipo B: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{30} compresi tra 360 e 800 m/s (resist. penetr. $N_{spt} > 50$. $C_u > 250$ kPa)	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.200$
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	$A_{max}/g = 0.073$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa	$\beta_m = 0.38$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (ribaltamento)	$\beta_m = 0.57$
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2q} = 0.2$

Conseguenti coefficienti per il calcolo delle inerzie e rotazione sismica:

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6) $K_h = \beta_m S_S S_T a_g / g = 0.0278$

Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7) $K_v = 0.5 K_h = 0.0139$

Angolo di rotazione sismica $\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 1.62^\circ$

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei pesi, delle spinte sismiche e delle forze d'inerzia.

I coefficienti sismici d'inerzia K_h e K_v sono direttamente proporzionali al coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa β_m , il cui valore è stabilito dalla norma al paragrafo 7.11.6.2.1.

La legge stabilisce un valore $\beta_m = 0.38$ per le strutture libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore unitario per le strutture non libere e valori intermedi per strutture parzialmente vincolate prendendo a riferimento il diagramma di figura 7.11.3. Ad esempio con uno spostamento di circa 3.5 cm il citato diagramma fornisce un valore pari a 0.66, valore consigliato anche dall'Eurocodice 8.

Questo valore vale per tutte le verifiche ad eccezione di quella al ribaltamento, per la quale il coefficiente β_m deve essere aumentato del 50% fino al valore unitario.

Stante i due valori di β_m previsti dalla legge, nasce la necessità di prevedere due schede, la scheda 5 valida per la verifica al ribaltamento e la scheda 6 valida per tutte le altre verifiche. In entrambe le schede sono esposte le verifiche STR e il coefficiente β_m scelto con riferimento alle condizioni di vincolo effettivamente previste.

6.4 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 siano soggette a forze inerziali. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto, quelle a monte della sezione R-S come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe e quelle 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 sono ottenute dal prodotto delle masse per il rispettivo coefficiente sismico ed esposte nella tabella *Spinte, pesi e momenti*

6.5 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

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 Q risultante dalla formula:

$$Q = \arctan(k_h / (1 - K_v))$$

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 Q, e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Q e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Q, 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:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \Theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \Theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito f è inferiore a $b + Q$:

$$k_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \Theta - \delta)}$$

Dove:

f = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro;

b = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro, $b > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro;

γ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\gamma > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba;

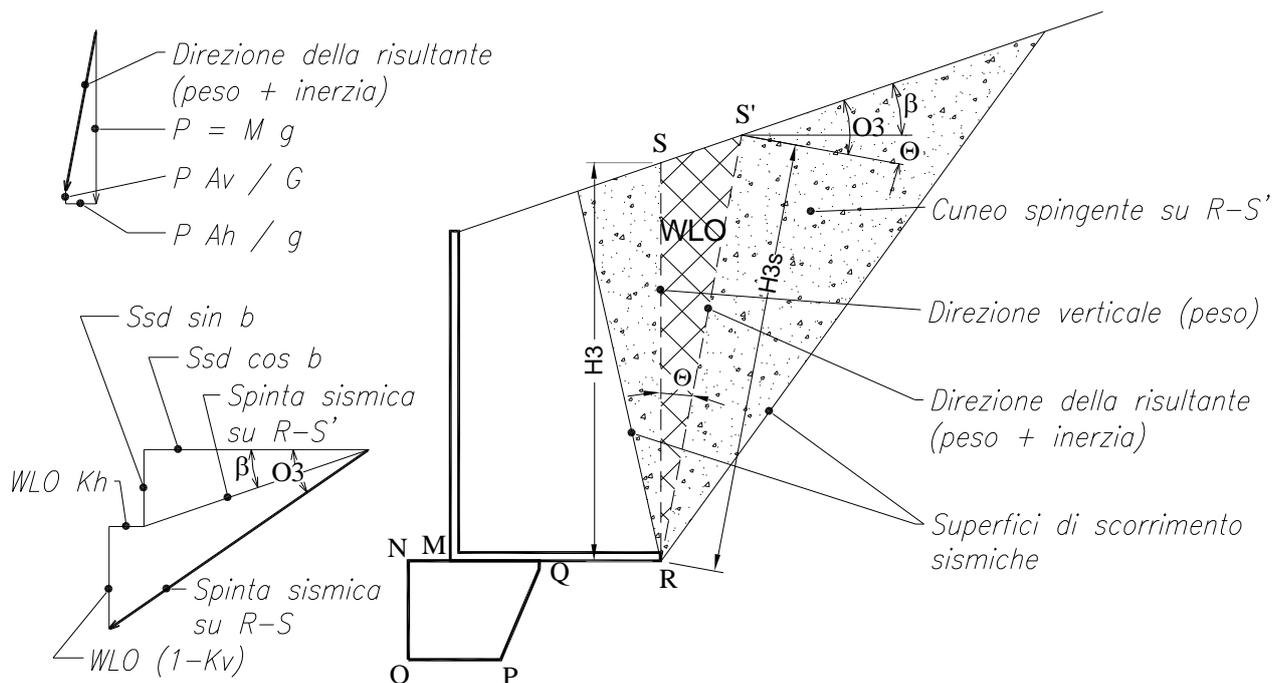
d = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $d = 2f/3$;

Q = 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 in questione, 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 17/1/18 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 Q .

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato b dell'angolo Q . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è

$b+Q$, 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 Q . 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 $O_3 + b$.

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 $R-S$.

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 cavallo di R-S**" se la spinta su $R-S$ è calcolata con la seconda procedura descritta.

6.6 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 b è minore dell'angolo d'attrito f , 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 b incrementata dell'angolo Q risulta minore dell'angolo d'attrito f calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato b incrementata dell'angolo Q risulta maggiore dell'angolo d'attrito f 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, stabilito dall'Eurocodice.

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 $b+Q$ sia minore dell'angolo d'attrito f 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 b del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Q risulta maggiore dell'angolo d'attrito f , 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 $b + Q$ è maggiore dell'angolo d'attrito f . Tuttavia questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture prefabbricate previste in progetto.

Le schede di calcolo delle varie verifiche espongono la procedura utilizzata per il calcolo dei coefficienti di spinta.

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 $b = 90^\circ$, $d = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \Phi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \Theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \Phi \cdot \sin(\Phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

Φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione;

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;

d = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $d = 0$ a favore della stabilità;

Q = Angolo di rotazione sismica.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CODICI DI CALCOLO

7.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici e con schemi statici prestabiliti 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 all'analisi e alla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari. La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è fatta con calcolo iterativo basato su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a SLU, incluse quelle sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE, inclusa la fessurazione.

In relazione alle principali verifiche richieste dalle norme tecniche, il programma provvede a evidenziare automaticamente, con fondini colorati e caratteri diversificati, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma.

7.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono compilate automaticamente mediante il programma di calcolo " Muri 2018 vers. 1.2.6.", realizzato dai tecnici del produttore dei prefabbricati con la collaborazione diretta e continua dell'ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture prefabbricate in questione e autore del codice di calcolo.

Il programma di calcolo "Muri 2018" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2008", già sviluppato in codice Visual-basic. Questo programma a sua volta discende, dopo numerosi perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu utilizzato per la verifica delle strutture prefabbricate nella prima dichiarazione di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

7.3 Affidabilità del codice di calcolo

In base ai risultati di questo programma e delle sue precedenti versioni sono state costruite migliaia di opere di sostegno con i suddetti elementi prefabbricati, 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. Molte migliaia di sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la grande affidabilità dimostrata da tali strutture nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di metri quadrati di facciata realizzati in 50 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 stato aggiornato per svolgere la verifica delle strutture in questione in base alle varie normative via via succedutesi (... DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 SLU, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008 e DM 17/1/2018) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è un'ulteriore prova della sua affidabilità.

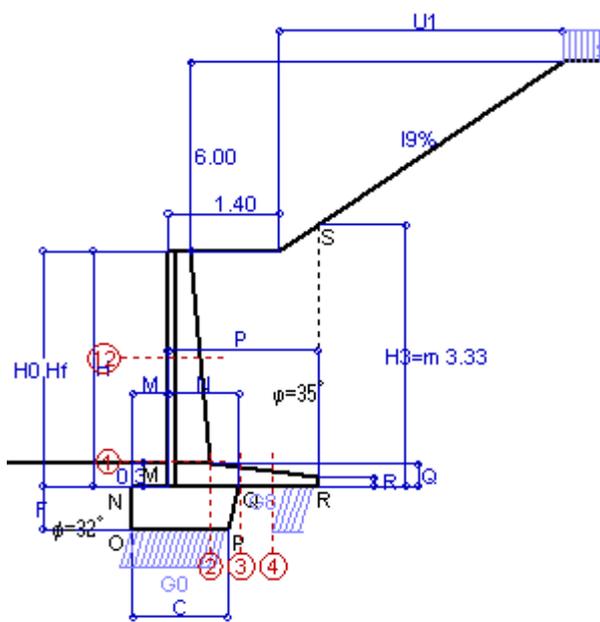
Il programma di calcolo "Muri 2018" è stato testato numericamente in modo completo, confrontando i risultati ottenuti con il software e quelli verificati con un calcolo a mano, anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi.

La validità del software è inoltre confermata dal confronto dei risultati con quelli forniti da altri codici di calcolo strutturale indipendenti avvenuto nel corso di numerose istruttorie tecniche per l'approvazione di progetti di opere specifiche.

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.45$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.625$
$U_1 = 9.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 66.7\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.585$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 3.33$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 33.71^\circ$
	$K_3 = 0.323$

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 su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	66.8	111.0	44.6	104.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	25.7	25.4
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	123.3	182.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.2	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	22.8	14.5
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 68.0	M₉ = 111.2	P₉ = 216.4	M₈ = 327.0

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:	$G_8 = 62.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.39$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 154.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.128$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 17.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (216.4 * 0.625) / 1.1 = 122.9 > Ed = 68$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (327) / 1.15 = 284.3 > Ed = 111.2$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (225.3) / 1.15 = 195.9 > Ed = 74.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 81$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 50$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1.09

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. Nota 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 $K_1 = 0.257$. La spinta risulta applicata al 43.3% 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 Θ	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	30.3	30.3	24.8	19.3	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.69	7.10	4.02	6.51	131.9	143.3
2	19.7	19.7	0.0	25.5	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3
3	5.5	5.5	0.0	26.7	24.5	19.6	125.0	125.0	-	3.84	11.01	3.83	7.85	80.2	131.4
4	-6.3	-6.3	0.0	6.1	19.1	14.0	125.0	125.0	-	2.96	6.38	3.83	0.00	-28.5	86.6
12	5.5	6.3	9.7	5.3	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.62	4.02	4.02	3.96	55.0	56.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

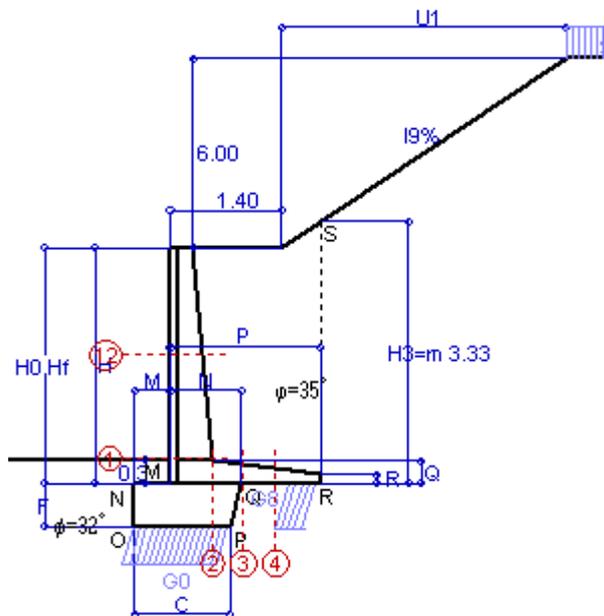
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S	$K_1 = 0.581$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.33$ m
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
51.06	84.81	33.99	79.87
0.00	0.00	19.75	19.54
0.00	0.00	94.88	140.23
0.92	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	17.53	11.19
$S_9 = 51.98$	$M_9 = 84.98$	$P_9 = 166.14$	$M_8 = 250.83$

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
**non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 2.952
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 1.997
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 47.91$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.39$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 118.23$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.099$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 17.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.70

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 $K_1 = 0.257$. La spinta risulta applicata al 43.3% 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	23.4	19.1	19.4	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	65	1.73	38	0.000
2	15.2	0.0	28.2	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	58	2.32	40	0.000
3	4.2	0.0	23.4	125.0	24.5	19.6	11.01	3.83	21	0.92	40	0.000
4	-4.9	0.0	0.0	125.0	19.1	14.0	6.38	3.83	86	2.98	40	0.000
12	4.2	7.5	5.1	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	27	0.72	38	0.000

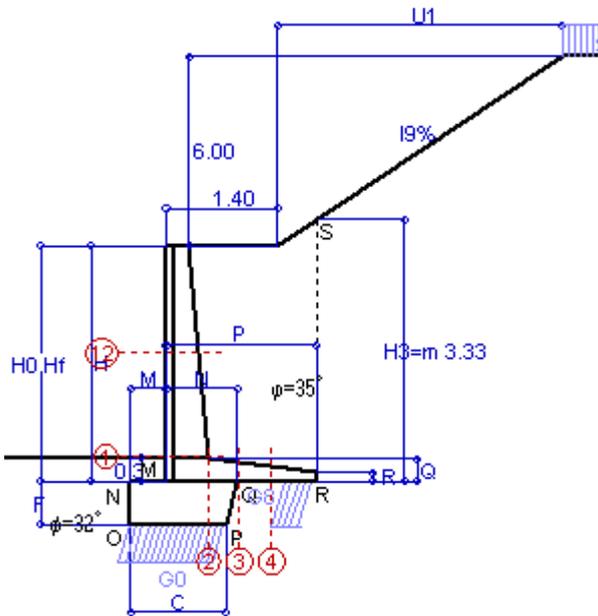
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_g = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S $K_1 = 0.575$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.33$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.318$

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
50.56	83.99	33.54	78.83
0.00	0.00	19.75	19.54
0.00	0.00	94.88	140.23
0.91	0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	17.53	11.19
$S_9 = 51.48$	$M_9 = 84.16$	$P_9 = 165.70$	$M_8 = 249.79$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 2.968
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.011
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 47.90$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.39$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 117.80$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.098$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 17.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

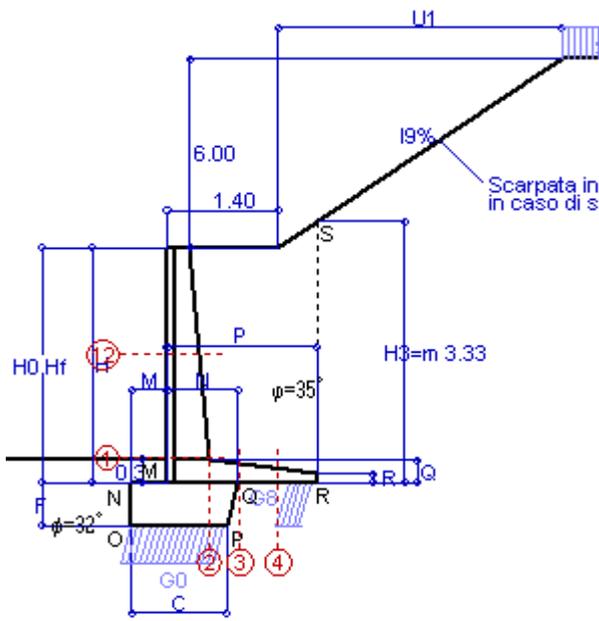
Freccia in cima al pannello mm 0.70

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 $K_1 = 0.257$. La spinta risulta applicata al 43.3% 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	23.4	19.1	19.4	114.7	54.0	47.3	7.10	4.02	65	1.73	38	0.000
2	15.2	0.0	28.2	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	58	2.32	40	0.000
3	4.1	0.0	23.3	125.0	24.5	19.6	11.01	3.83	21	0.90	40	0.000
4	-4.9	0.0	0.0	125.0	19.1	14.0	6.38	3.83	86	2.98	40	0.000
12	4.2	7.5	5.1	113.5	40.6	33.7	4.02	4.02	27	0.72	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.59^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.027$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.014$

Dati

- $H_m = 3.00$ m
- $C = 1.20$ m
- $F = 0.55$ m
- $M = 0.45$ m
- $N = 0.90$ m
- $P = 1.90$ m
- $Q = 0.29$ m
- $U_1 = 9.0$ m
- $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u30NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.06$
- $H_0 = 3.00$ m
- $H = 3.00$ m
- $S_0 = 4.0$ kN/m²
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.625$
- $a_{max}/g = 0.072$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_g = 66.7\%$
- $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) $K_1 = 0.662$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.33$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 34.58^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.255$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.20$
- (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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 su R-S: terra x 1 + sovr x 1	57.5	95.5	39.6	93.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.7	19.5	19.3
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	2.6	5.7	93.6	138.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.7	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.1	17.3	11.0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-10.4*	-3.0*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	61.9	102.2	170.0	261.8

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 mezzera 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: $G_8 = 43.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.35$ m
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 127.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.20$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_r = 0.106$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (170 * 0.625 + 10.4) / 1.0 = 116.6 > E_d = 61.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 66$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 44$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0.99

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 $K_1 = 0.315$. La spinta risulta applicata al 40.6% 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 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	27.2	27.2	21.0	18.7	54.0	47.3	114.7	14.7	45°, 1.0	3.67	7.10	4.02	6.51	131.5	141.9	
2	17.7	17.7	0.0	22.9	29.0	24.1	125.0	125.0	45°, 1.0	4.12	11.62	3.83	12.77	103.8	153.3	
3	9.2	9.2	0.0	25.0	24.5	19.6	125.0	125.0	-	3.84	11.01	3.83	7.85	80.2	131.4	
4	-3.5	-3.5	0.0	3.7	18.2	13.1	125.0	125.0	-	2.88	6.08	3.83	0.00	-27.1	81.0	
12	4.6	5.3	7.6	4.4	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.61	4.02	4.02	3.96	54.8	57.1	

(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

Prefabbricato tipo u30NM

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	Granito arenizzato			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.55		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	154.1	127.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	17.45°	16.84°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	48.4	38.4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.20	1.20
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.60	0.60
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0.85	0.85
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	199.35	202.95
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.20	1.20
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.47	0.49
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	66.77	68.64
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20	1.20
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.45	0.46
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	111.38	116.21
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.34	0.36
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.378	0.388
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	323.6	387.8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	154.1	127.0
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
11 - GEO (A2-M2-R2)	0,00; 4,50	8,09	1.436
12 - GEO (A2-M2-R2)	0,00; 4,50	8,09	1.436
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0,00; 4,50	8,09	1.713
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	0,00; 4,50	8,09	1.716

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	21,90	0,00	0,00	8,06 - 0,50	77.353	29.256	0	0,0	
2	33,76	0,00	0,00	0,50	65.076	29.256	0	0,0	
3	38,82	0,00	0,00	0,50	57.591	29.256	0	0,0	
4	41,77	0,00	0,00	0,50	51.463	29.256	0	0,0	
5	43,45	0,00	0,00	0,50	46.085	29.256	0	0,0	
6	44,24	0,00	0,00	0,50	41.194	29.256	0	0,0	
7	44,34	0,00	0,00	0,50	36.649	29.256	0	0,0	
8	43,86	0,00	0,00	0,50	32.359	29.256	0	0,0	
9	42,90	0,00	0,00	0,50	28.266	29.256	0	0,0	
10	41,52	0,00	0,00	0,50	24.325	29.256	0	0,0	
11	39,71	0,00	0,00	0,50	20.504	26.560	6	0,7	
12	37,49	0,00	0,00	0,50	16.776	26.560	6	2,3	
13	34,15	0,00	0,00	0,50	13.121	26.560	6	3,6	
14	33,56	0,00	0,00	0,50	9.519	26.560	6	4,6	
15	34,25	0,00	0,00	0,50	5.955	26.560	6	5,3	
16	36,05	0,00	0,00	0,50	2.414	26.560	6	5,6	
17	23,80	0,00	0,00	0,50	-1.117	26.560	6	5,7	
18	12,32	0,00	0,00	0,50	-4.653	26.560	6	5,4	
19	11,35	0,00	0,00	0,50	-8.207	26.560	6	4,9	
20	10,52	0,00	0,00	0,50	-11.793	26.560	6	4,0	
21	9,38	0,00	0,00	0,50	-15.427	26.560	6	2,9	
22	7,91	0,00	0,00	0,50	-19.126	26.560	6	1,3	
23	6,10	0,00	0,00	0,50	-22.910	26.560	6	0,0	
24	3,91	0,00	0,00	0,50	-26.803	26.560	6	0,0	
25	1,31	0,00	0,00	-4,39 - 0,50	-29.980	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	21,90	0,00	0,00	8,06 - 0,50	77.353	29.256	0	0,0	
2	33,76	0,00	0,00	0,50	65.076	29.256	0	0,0	
3	38,82	0,00	0,00	0,50	57.591	29.256	0	0,0	
4	41,77	0,00	0,00	0,50	51.463	29.256	0	0,0	
5	43,45	0,00	0,00	0,50	46.085	29.256	0	0,0	
6	44,24	0,00	0,00	0,50	41.194	29.256	0	0,0	
7	44,34	0,00	0,00	0,50	36.649	29.256	0	0,0	
8	43,86	0,00	0,00	0,50	32.359	29.256	0	0,0	
9	42,90	0,00	0,00	0,50	28.266	29.256	0	0,0	
10	41,52	0,00	0,00	0,50	24.325	29.256	0	0,0	
11	39,71	0,00	0,00	0,50	20.504	26.560	6	0,7	
12	37,49	0,00	0,00	0,50	16.776	26.560	6	2,3	
13	34,15	0,00	0,00	0,50	13.121	26.560	6	3,6	
14	33,56	0,00	0,00	0,50	9.519	26.560	6	4,6	
15	34,25	0,00	0,00	0,50	5.955	26.560	6	5,3	
16	36,05	0,00	0,00	0,50	2.414	26.560	6	5,6	
17	23,80	0,00	0,00	0,50	-1.117	26.560	6	5,7	
18	12,32	0,00	0,00	0,50	-4.653	26.560	6	5,4	
19	11,35	0,00	0,00	0,50	-8.207	26.560	6	4,9	
20	10,52	0,00	0,00	0,50	-11.793	26.560	6	4,0	
21	9,38	0,00	0,00	0,50	-15.427	26.560	6	2,9	
22	7,91	0,00	0,00	0,50	-19.126	26.560	6	1,3	
23	6,10	0,00	0,00	0,50	-22.910	26.560	6	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
24	3,91	0,00	0,00	0,50	-26.803	26.560	6	0,0	
25	1,31	0,00	0,00	-4,39 - 0,50	-29.980	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	21,90	0,00	0,00	8,06 - 0,50	77.353	35.000	0	0,0	
2	33,76	0,00	0,00	0,50	65.076	35.000	0	0,0	
3	38,82	0,00	0,00	0,50	57.591	35.000	0	0,0	
4	41,77	0,00	0,00	0,50	51.463	35.000	0	0,0	
5	43,45	0,00	0,00	0,50	46.085	35.000	0	0,0	
6	44,24	0,00	0,00	0,50	41.194	35.000	0	0,0	
7	44,34	0,00	0,00	0,50	36.649	35.000	0	0,0	
8	43,86	0,00	0,00	0,50	32.359	35.000	0	0,0	
9	42,90	0,00	0,00	0,50	28.266	35.000	0	0,0	
10	41,52	0,00	0,00	0,50	24.325	35.000	0	0,0	
11	39,71	0,00	0,00	0,50	20.504	32.000	7	0,7	
12	37,49	0,00	0,00	0,50	16.776	32.000	7	2,3	
13	34,15	0,00	0,00	0,50	13.121	32.000	7	3,6	
14	33,56	0,00	0,00	0,50	9.519	32.000	7	4,6	
15	34,25	0,00	0,00	0,50	5.955	32.000	7	5,3	
16	36,05	0,00	0,00	0,50	2.414	32.000	7	5,6	
17	23,80	0,00	0,00	0,50	-1.117	32.000	7	5,7	
18	12,32	0,00	0,00	0,50	-4.653	32.000	7	5,4	
19	11,35	0,00	0,00	0,50	-8.207	32.000	7	4,9	
20	10,52	0,00	0,00	0,50	-11.793	32.000	7	4,0	
21	9,38	0,00	0,00	0,50	-15.427	32.000	7	2,9	
22	7,91	0,00	0,00	0,50	-19.126	32.000	7	1,3	
23	6,10	0,00	0,00	0,50	-22.910	32.000	7	0,0	
24	3,91	0,00	0,00	0,50	-26.803	32.000	7	0,0	
25	1,31	0,00	0,00	-4,39 - 0,50	-29.980	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	21,90	0,00	0,00	8,06 - 0,50	77.353	35.000	0	0,0	
2	33,76	0,00	0,00	0,50	65.076	35.000	0	0,0	
3	38,82	0,00	0,00	0,50	57.591	35.000	0	0,0	
4	41,77	0,00	0,00	0,50	51.463	35.000	0	0,0	
5	43,45	0,00	0,00	0,50	46.085	35.000	0	0,0	
6	44,24	0,00	0,00	0,50	41.194	35.000	0	0,0	
7	44,34	0,00	0,00	0,50	36.649	35.000	0	0,0	
8	43,86	0,00	0,00	0,50	32.359	35.000	0	0,0	
9	42,90	0,00	0,00	0,50	28.266	35.000	0	0,0	
10	41,52	0,00	0,00	0,50	24.325	35.000	0	0,0	
11	39,71	0,00	0,00	0,50	20.504	32.000	7	0,7	
12	37,49	0,00	0,00	0,50	16.776	32.000	7	2,3	
13	34,15	0,00	0,00	0,50	13.121	32.000	7	3,6	
14	33,56	0,00	0,00	0,50	9.519	32.000	7	4,6	
15	34,25	0,00	0,00	0,50	5.955	32.000	7	5,3	
16	36,05	0,00	0,00	0,50	2.414	32.000	7	5,6	
17	23,80	0,00	0,00	0,50	-1.117	32.000	7	5,7	
18	12,32	0,00	0,00	0,50	-4.653	32.000	7	5,4	
19	11,35	0,00	0,00	0,50	-8.207	32.000	7	4,9	
20	10,52	0,00	0,00	0,50	-11.793	32.000	7	4,0	
21	9,38	0,00	0,00	0,50	-15.427	32.000	7	2,9	
22	7,91	0,00	0,00	0,50	-19.126	32.000	7	1,3	
23	6,10	0,00	0,00	0,50	-22.910	32.000	7	0,0	
24	3,91	0,00	0,00	0,50	-26.803	32.000	7	0,0	
25	1,31	0,00	0,00	-4,39 - 0,50	-29.980	32.000	7	0,0	

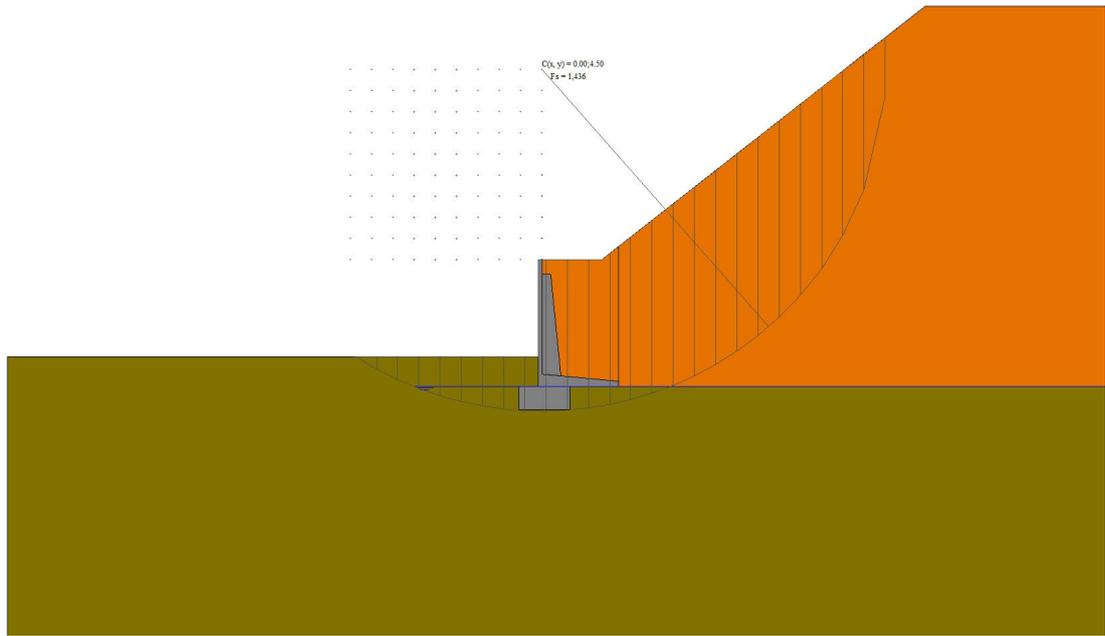
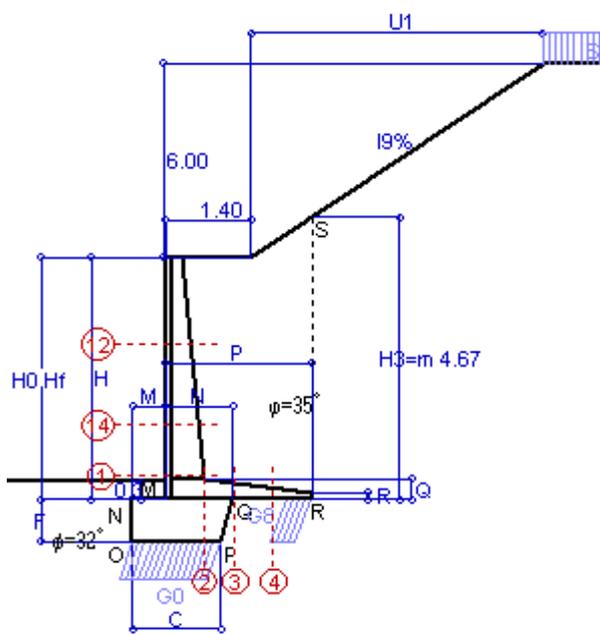


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 11)

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.55$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.625$
$U_1 = 9.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 66.7\%$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.551$	$H_3 = 4.67$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 33.18^\circ$	
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		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	124.1	279.9	81.2	239.4
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	37.3	46.1
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	217.0	401.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.8	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	35.3	27.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 125.9	M₉ = 280.3	P₉ = 370.7	M₈ = 714.4

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:	$G_8 = 93.2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.43$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 277.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.45$ 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			$\beta = 18.8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (370.7 * 0.625) / 1.1 = 210.6 > Ed = 125.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (714.4) / 1.15 = 621.2 > Ed = 280.3$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (502.5) / 1.15 = 436.9 > Ed = 193.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 146$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 96$ 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. Nota 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 $K_1 = 0.312$. La spinta risulta applicata al 36.7% 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 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	78.6	78.6	44.3	42.8	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.65	10.05	4.59	7.22	220.5	174.7
2	51.1	51.1	0.0	57.0	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3
3	26.5	26.5	0.0	58.0	28.9	23.9	125.0	125.0	-	4.75	15.22	4.52	8.17	131.9	160.0
4	-11.3	-11.3	0.0	10.6	20.2	15.1	125.0	125.0	-	3.07	6.78	4.52	0.00	-33.1	93.4
12	6.1	7.2	10.4	5.7	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.69	4.02	4.59	3.96	56.1	57.4
14	36.4	41.7	27.7	22.1	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.85	8.04	4.59	3.96	144.1	70.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

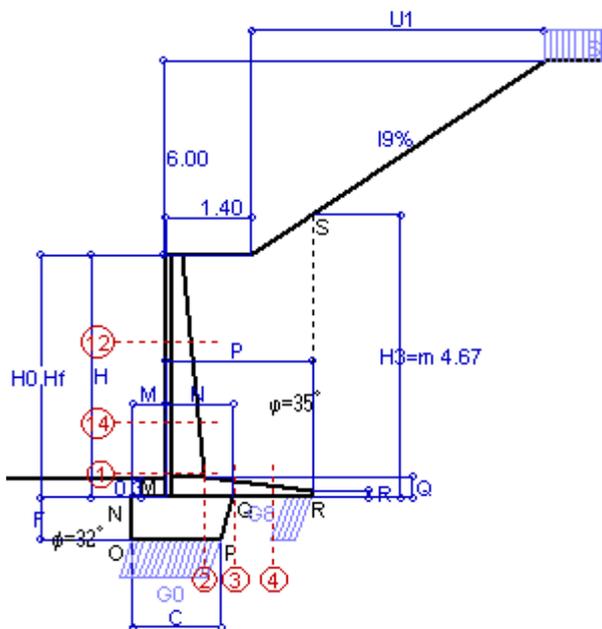
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S	$K_1 = 0.547$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.67$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.297$

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
94.74	213.71	61.76	182.20
0.00	0.00	28.67	35.49
0.00	0.00	166.95	308.80
1.38	0.32	0.00	0.00
0.00	0.00	27.13	21.05
$S_9 = 96.12$	$M_9 = 214.03$	$P_9 = 284.50$	$M_8 = 547.55$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	2.558
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	1.849
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 71.73$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.43 m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 212.77$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.147 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	18.7°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.73

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 $K_1 = 0.312$. La spinta risulta applicata al 36.7% dell'altezza.

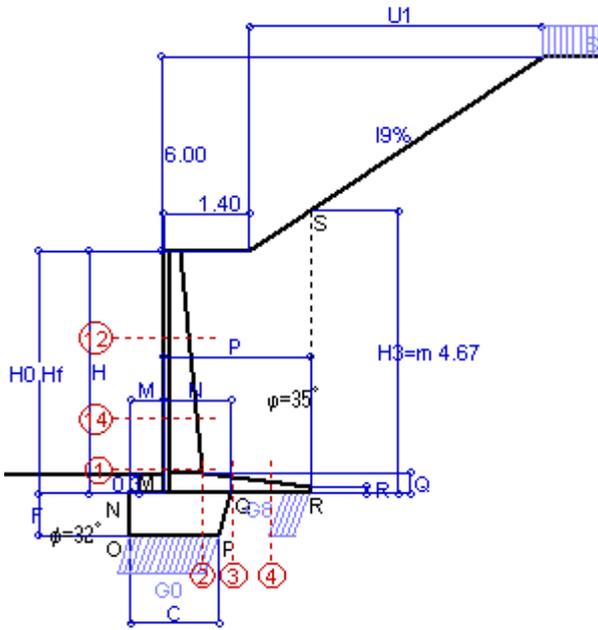
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	60.7	34.0	43.0	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	103	2.89	38	0.000
2	39.4	0.0	62.5	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	88	3.72	40	0.000
3	20.2	0.0	56.3	125.0	28.9	23.9	15.22	4.52	60	2.78	40	0.000
4	-8.8	0.0	0.0	125.0	20.2	15.1	6.78	4.52	126	4.42	40	0.000
12	4.7	8.0	5.6	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	30	0.77	38	0.000
14	28.1	21.3	22.7	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	72	2.04	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S	$K_1 = 0.539$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.67$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.293$

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
93.62	211.18	60.71	179.11
0.00	0.00	28.67	35.49
0.00	0.00	166.95	308.80
1.36	0.32	0.00	0.00
0.00	0.00	27.13	21.05
$S_9 = 94.99$	$M_9 = 211.50$	$P_9 = 283.45$	$M_8 = 544.46$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 2.574
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 1.865
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 71.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.43$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 211.68$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.45$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.146$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 18.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.73

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 $K_1 = 0.311$. La spinta risulta applicata al 36.8% dell'altezza.

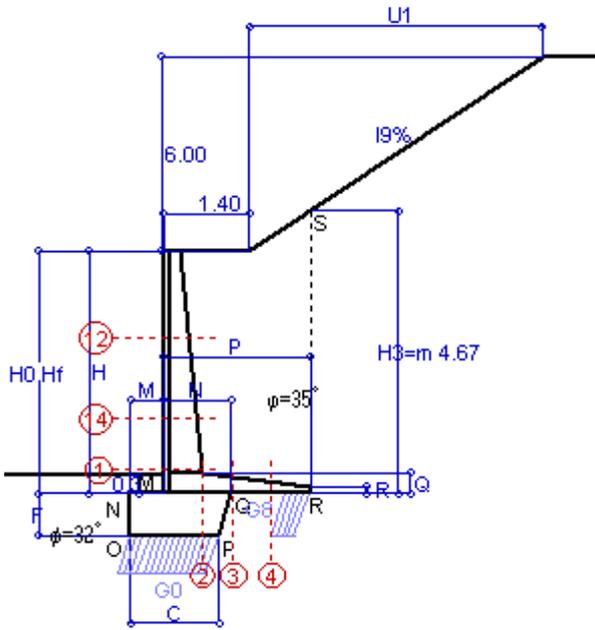
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	60.6	33.9	42.8	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	103	2.88	38	0.000
2	39.4	0.0	62.4	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	88	3.71	40	0.000
3	19.8	0.0	55.9	125.0	28.9	23.9	15.22	4.52	59	2.74	40	0.000
4	-8.8	0.0	0.0	125.0	20.3	15.2	6.79	4.52	126	4.44	40	0.000
12	4.7	8.0	5.6	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	30	0.77	38	0.000
14	28.1	21.3	22.7	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	72	2.04	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 QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.45$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S	$K_1 = 0.520$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 4.67$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.284$

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
90.65	204.49	57.90	170.80
0.00	0.00	28.67	35.49
0.00	0.00	166.95	308.80
1.32	0.31	0.00	0.00
0.00	0.00	27.13	21.05
$S_9 = 91.98$	$M_9 = 204.79$	$P_9 = 280.64$	$M_8 = 536.15$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	2.618	
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	1.907	
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	71.82 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$	0.43 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	208.82 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 =$	1.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0.144 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	18.1°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.73

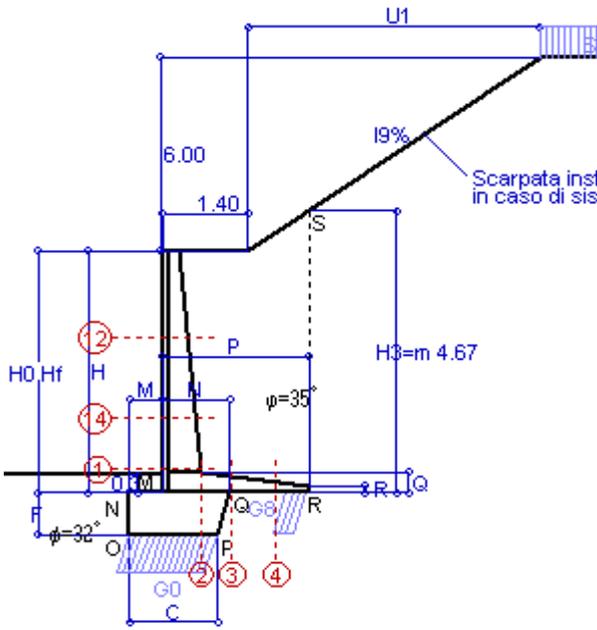
A ogni profondità lo sforzo di taglio sulla parete è calcolato in base all'equilibrio del cuneo di terra limitato da un piano la cui giacitura è quella che genera la massima spinta attiva. Noto il taglio, le altre caratteristiche delle sollecitazioni sono dedotte da questo (procedura 'Cuneo contro la parete'). Sull'intera parete il coefficiente di spinta medio è $K_1 = 0.310$. La spinta risulta applicata al 36.8% 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	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	60.5	33.9	42.8	116.6	63.1	55.7	10.05	4.59	103	2.88	38	0.000
2	39.4	0.0	62.4	125.0	35.0	29.8	16.21	4.52	87	3.71	40	0.000
3	19.2	0.0	55.1	125.0	28.9	23.9	15.22	4.52	57	2.65	40	0.000
4	-8.9	0.0	0.0	125.0	20.3	15.2	6.80	4.52	128	4.48	40	0.000
12	4.7	8.0	5.6	114.0	41.0	34.1	4.02	4.59	30	0.77	38	0.000
14	28.1	21.3	22.7	115.8	54.3	45.6	8.04	4.59	72	2.04	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOTTOSCARPA



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.59^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.027$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.014$

Dati

- $H_m = 4.00$ m
- $C = 1.45$ m
- $F = 0.70$ m
- $M = 0.55$ m
- $N = 1.10$ m
- $P = 2.40$ m
- $Q = 0.35$ m
- $U_1 = 9.0$ m
- $R = 0.12$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u40NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.06$
- $H_0 = 4.00$ m
- $H = 4.00$ m
- $S_0 = 4.0$ kN/m²
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.625$
- $a_{max}/g = 0.072$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_9 = 66.7\%$
- $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) $K_1 = 0.595$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.67$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 34.00^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.240$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.20$
- (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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 su R-S: terra x 1 + sovr x 1	102.2	230.4	68.9	203.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.3	28.3	35.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	4.6	13.4	164.7	304.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.1	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.7	0.3	26.8	20.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-14.4*	-4.8*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	109.4	245.6	288.6	563.6

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 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: $G_8 = 62.9$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 225.7$ kN
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.156$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 18.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (288.6 * 0.625 + 14.4) / 1.0 = 194.7 > E_d = 109.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 117$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 82$ 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 $K_1 = 0.379$. La spinta risulta applicata al 36.1% dell'altezza. Freccia in cima al pannello mm 2.44

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	72.8	72.8	38.0	40.3	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.62	10.05	4.59	7.22	219.5	177.4	
2	47.3	47.3	0.0	52.8	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3	
3	33.1	33.1	0.0	51.3	28.9	23.9	125.0	125.0	-	4.75	15.22	4.52	8.17	131.9	160.0	
4	-6.0	-6.0	0.0	6.1	19.0	13.9	125.0	125.0	-	3.06	6.35	4.52	0.00	-31.3	85.6	
12	5.1	6.0	8.1	4.8	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.67	4.02	4.59	3.96	55.9	57.8	
14	33.1	38.3	23.6	21.6	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.83	8.04	4.59	3.96	143.5	69.6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

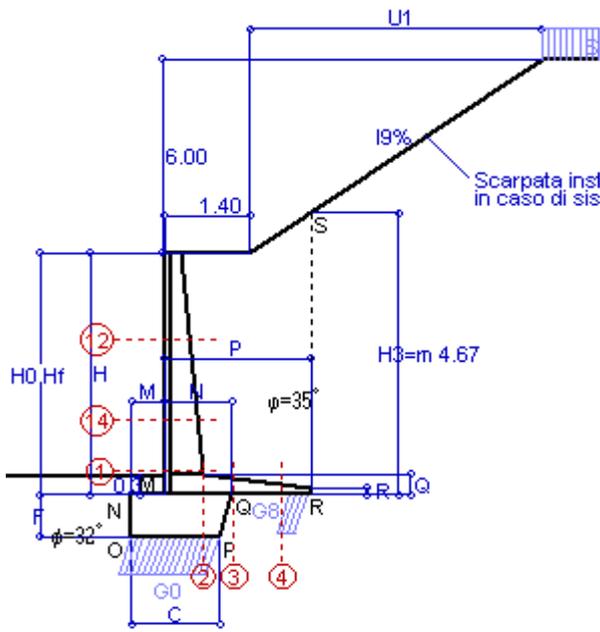
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.40^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.041$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 4.00$ m
 $C = 1.45$ m
 $F = 0.70$ m
 $M = 0.55$ m
 $N = 1.10$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 9.0$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u40NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$
 $H_0 = 4.00$ m
 $H = 4.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.625$
 $a_{max}/g = 0.072$
 $\beta_m = 0.57$
 $l_9 = 66.7\%$
 $l_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.67$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 34.40^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.257$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
 (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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 su R-S: terra x 1 + sovr x 1	108.1	243.8	74.0	218.3
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.2	1.9	28.1	34.8
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	6.8	20.0	163.5	302.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.2	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.1	0.4	26.6	20.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-14.3*	-4.8*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	118.4	266.4	292.2	576.2

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 mezzera 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: $G_8 = 56.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.34$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 235.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.45$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.162$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 19.6^\circ$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (576.2 + 4.8) / 1.0 = 581.0 > E_d = 266.4$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (409.5) / 1.0 = 409.5 > E_d = 184.5$
 Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 119$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 89$ 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 $K_1 = 0.417$. La spinta risulta applicata al 36.2% dell'altezza. 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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	80.5	80.5	40.3	44.4	63.1	55.7	116.6	16.6	45°, 1.0	4.63	10.05	4.59	7.22	219.8	176.0	
2	54.8	54.8	0.0	57.2	35.0	29.8	125.0	125.0	45°, 1.0	5.21	16.21	4.52	13.49	176.4	200.3	
3	42.4	42.4	0.0	56.0	28.9	23.9	125.0	125.0	-	4.75	15.22	4.52	8.17	131.9	160.0	
4	-4.5	-4.5	0.0	4.9	18.1	13.0	125.0	125.0	-	3.02	6.08	4.52	0.00	-29.9	80.5	
12	5.3	6.3	8.2	5.0	41.0	34.1	114.0	14.0	73°, 1.0	2.67	4.02	4.59	3.96	55.9	57.7	
14	36.7	42.5	25.2	24.7	54.3	45.6	115.8	15.8	73°, 1.0	3.84	8.04	4.59	3.96	143.7	66.7	

(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

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u40NM

MURI DI SOTTOSCARPA

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	Granito arenizzato			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.70		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	277.5	225.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	18.76°	18.21°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	94.3	74.3
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.45	1.45
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.73	0.73
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.00	1.00
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	216.58	220.09
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.19	1.19
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.44	0.45
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	61.16	62.77
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20	1.20
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.41	0.43
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	118.61	123.33
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m+1$		0.30	0.32
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.396	0.406
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	410.5	490.8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	277.5	225.7

La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
11 - GEO (A2-M2-R2)	0,00; 4,50	9,24	1.334
12 - GEO (A2-M2-R2)	0,00; 4,50	9,24	1.330
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0,00; 4,50	9,24	1.598
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	0,00; 4,50	9,24	1.599

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

Qy carico sulla striscia espresso in [kN]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	41,01	0,00	0,00	9,13 - 0,56	74,498	29,256	0	0,0	
2	53,47	0,00	0,00	0,56	63,952	29,256	0	0,0	
3	59,51	0,00	0,00	0,56	56,772	29,256	0	0,0	
4	63,06	0,00	0,00	0,56	50,809	29,256	0	0,0	
5	65,08	0,00	0,00	0,56	45,541	29,256	0	0,0	
6	65,99	0,00	0,00	0,56	40,734	29,256	0	0,0	
7	66,04	0,00	0,00	0,56	36,255	29,256	0	0,0	
8	65,37	0,00	0,00	0,56	32,022	29,256	0	0,0	
9	64,09	0,00	0,00	0,56	27,977	29,256	0	0,0	
10	62,27	0,00	0,00	0,56	24,079	29,256	0	0,0	
11	59,87	0,00	0,00	0,56	20,298	26,560	6	1,6	
12	57,01	0,00	0,00	0,56	16,607	26,560	6	3,5	
13	53,88	0,00	0,00	0,56	12,986	26,560	6	4,9	
14	51,29	0,00	0,00	0,56	9,417	26,560	6	6,0	
15	50,32	0,00	0,00	0,56	5,884	26,560	6	6,8	
16	53,91	0,00	0,00	0,56	2,375	26,560	6	7,2	
17	28,01	0,00	0,00	0,56	-1,126	26,560	6	7,2	
18	15,84	0,00	0,00	0,56	-4,631	26,560	6	7,0	
19	14,45	0,00	0,00	0,56	-8,154	26,560	6	6,3	
20	13,38	0,00	0,00	0,56	-11,708	26,560	6	5,4	
21	11,93	0,00	0,00	0,56	-15,309	26,560	6	4,0	
22	10,06	0,00	0,00	0,56	-18,973	26,560	6	2,3	
23	7,75	0,00	0,00	0,56	-22,719	26,560	6	0,2	
24	4,97	0,00	0,00	0,56	-26,572	26,560	6	0,0	
25	1,67	0,00	0,00	-4,98 - 0,56	-29,719	26,560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	41,01	3,44	0,00	9,13 - 0,56	74,498	29,256	0	0,0	
2	53,47	0,00	0,00	0,56	63,952	29,256	0	0,0	
3	59,51	0,00	0,00	0,56	56,772	29,256	0	0,0	
4	63,06	0,00	0,00	0,56	50,809	29,256	0	0,0	
5	65,08	0,00	0,00	0,56	45,541	29,256	0	0,0	
6	65,99	0,00	0,00	0,56	40,734	29,256	0	0,0	
7	66,04	0,00	0,00	0,56	36,255	29,256	0	0,0	
8	65,37	0,00	0,00	0,56	32,022	29,256	0	0,0	
9	64,09	0,00	0,00	0,56	27,977	29,256	0	0,0	
10	62,27	0,00	0,00	0,56	24,079	29,256	0	0,0	
11	59,87	0,00	0,00	0,56	20,298	26,560	6	1,6	
12	57,01	0,00	0,00	0,56	16,607	26,560	6	3,5	
13	53,88	0,00	0,00	0,56	12,986	26,560	6	4,9	
14	51,29	0,00	0,00	0,56	9,417	26,560	6	6,0	
15	50,32	0,00	0,00	0,56	5,884	26,560	6	6,8	
16	53,91	0,00	0,00	0,56	2,375	26,560	6	7,2	
17	28,01	0,00	0,00	0,56	-1,126	26,560	6	7,2	
18	15,84	0,00	0,00	0,56	-4,631	26,560	6	7,0	
19	14,45	0,00	0,00	0,56	-8,154	26,560	6	6,3	
20	13,38	0,00	0,00	0,56	-11,708	26,560	6	5,4	
21	11,93	0,00	0,00	0,56	-15,309	26,560	6	4,0	
22	10,06	0,00	0,00	0,56	-18,973	26,560	6	2,3	
23	7,75	0,00	0,00	0,56	-22,719	26,560	6	0,2	
24	4,97	0,00	0,00	0,56	-26,572	26,560	6	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
25	1,67	0,00	0,00	-4,98 - 0,56	-29.719	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	41,01	0,53	0,00	9,13 - 0,56	74.498	35.000	0	0,0	
2	53,47	0,00	0,00	0,56	63.952	35.000	0	0,0	
3	59,51	0,00	0,00	0,56	56.772	35.000	0	0,0	
4	63,06	0,00	0,00	0,56	50.809	35.000	0	0,0	
5	65,08	0,00	0,00	0,56	45.541	35.000	0	0,0	
6	65,99	0,00	0,00	0,56	40.734	35.000	0	0,0	
7	66,04	0,00	0,00	0,56	36.255	35.000	0	0,0	
8	65,37	0,00	0,00	0,56	32.022	35.000	0	0,0	
9	64,09	0,00	0,00	0,56	27.977	35.000	0	0,0	
10	62,27	0,00	0,00	0,56	24.079	35.000	0	0,0	
11	59,87	0,00	0,00	0,56	20.298	32.000	7	1,6	
12	57,01	0,00	0,00	0,56	16.607	32.000	7	3,5	
13	53,88	0,00	0,00	0,56	12.986	32.000	7	4,9	
14	51,29	0,00	0,00	0,56	9.417	32.000	7	6,0	
15	50,32	0,00	0,00	0,56	5.884	32.000	7	6,8	
16	53,91	0,00	0,00	0,56	2.375	32.000	7	7,2	
17	28,01	0,00	0,00	0,56	-1.126	32.000	7	7,2	
18	15,84	0,00	0,00	0,56	-4.631	32.000	7	7,0	
19	14,45	0,00	0,00	0,56	-8.154	32.000	7	6,3	
20	13,38	0,00	0,00	0,56	-11.708	32.000	7	5,4	
21	11,93	0,00	0,00	0,56	-15.309	32.000	7	4,0	
22	10,06	0,00	0,00	0,56	-18.973	32.000	7	2,3	
23	7,75	0,00	0,00	0,56	-22.719	32.000	7	0,2	
24	4,97	0,00	0,00	0,56	-26.572	32.000	7	0,0	
25	1,67	0,00	0,00	-4,98 - 0,56	-29.719	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	41,01	0,53	0,00	9,13 - 0,56	74.498	35.000	0	0,0	
2	53,47	0,00	0,00	0,56	63.952	35.000	0	0,0	
3	59,51	0,00	0,00	0,56	56.772	35.000	0	0,0	
4	63,06	0,00	0,00	0,56	50.809	35.000	0	0,0	
5	65,08	0,00	0,00	0,56	45.541	35.000	0	0,0	
6	65,99	0,00	0,00	0,56	40.734	35.000	0	0,0	
7	66,04	0,00	0,00	0,56	36.255	35.000	0	0,0	
8	65,37	0,00	0,00	0,56	32.022	35.000	0	0,0	
9	64,09	0,00	0,00	0,56	27.977	35.000	0	0,0	
10	62,27	0,00	0,00	0,56	24.079	35.000	0	0,0	
11	59,87	0,00	0,00	0,56	20.298	32.000	7	1,6	
12	57,01	0,00	0,00	0,56	16.607	32.000	7	3,5	
13	53,88	0,00	0,00	0,56	12.986	32.000	7	4,9	
14	51,29	0,00	0,00	0,56	9.417	32.000	7	6,0	
15	50,32	0,00	0,00	0,56	5.884	32.000	7	6,8	
16	53,91	0,00	0,00	0,56	2.375	32.000	7	7,2	
17	28,01	0,00	0,00	0,56	-1.126	32.000	7	7,2	
18	15,84	0,00	0,00	0,56	-4.631	32.000	7	7,0	
19	14,45	0,00	0,00	0,56	-8.154	32.000	7	6,3	
20	13,38	0,00	0,00	0,56	-11.708	32.000	7	5,4	
21	11,93	0,00	0,00	0,56	-15.309	32.000	7	4,0	
22	10,06	0,00	0,00	0,56	-18.973	32.000	7	2,3	
23	7,75	0,00	0,00	0,56	-22.719	32.000	7	0,2	
24	4,97	0,00	0,00	0,56	-26.572	32.000	7	0,0	
25	1,67	0,00	0,00	-4,98 - 0,56	-29.719	32.000	7	0,0	

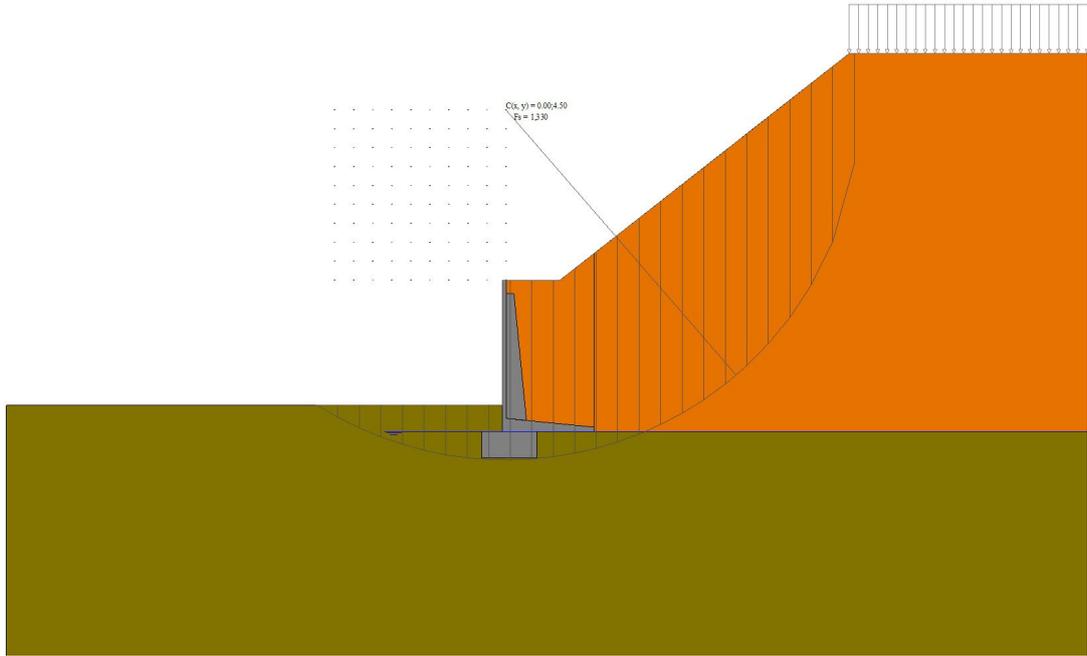
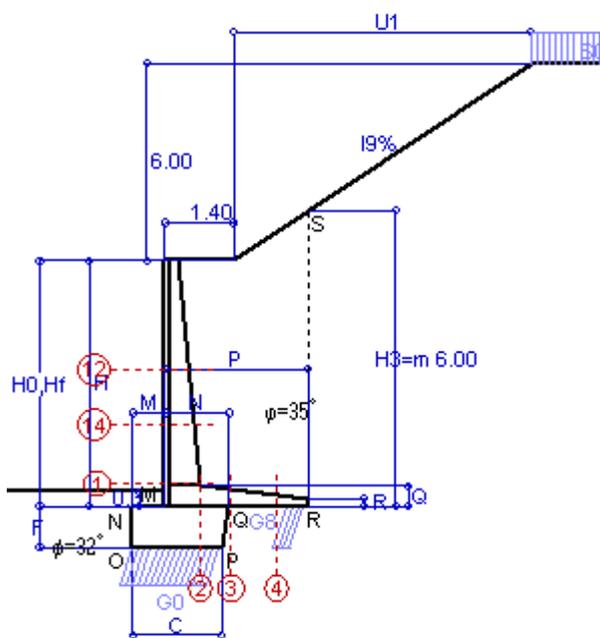


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)

Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$M = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35.00^\circ$
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.625$
$U_1 = 9.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 66.7\%$
$R = 0.15$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.515$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 32.47^\circ$
	$K_3 = 0.351$

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 su R-S: terra x 1.3 + sovr x 1.5	193.4	551.1	123.0	436.7
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	77.8
Peso terra x 1.3 e sovracc. x 1.50	0.0	0.0	337.4	749.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.1	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	51.8	48.6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 196.5	M₉ = 552.0	P₉ = 563.9	M₈ = 1312.6

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:	$G_8 = 118.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.43$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 445.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.80$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.248$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 19.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (563.9 * 0.625) / 1.1 = 320.3 > E_d = 196.5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (1312.6) / 1.15 = 1141.4 > E_d = 552$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (931.2) / 1.15 = 809.7 > E_d = 386.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 219$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 174$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.41

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. Nota 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 $K_1 = 0.355$. La spinta risulta applicata al 34.5% 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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	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	169.5	169.5	70.7	76.7	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.93	14.51	4.59	7.85	370.6	216.4
2	110.2	110.2	0.0	113.1	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5
3	85.9	85.9	0.0	108.2	34.1	28.8	125.0	125.0	-	5.84	20.05	5.34	9.85	207.6	190.3
4	-14.6	-14.6	0.0	10.9	22.6	17.3	125.0	125.0	-	3.27	7.38	5.34	0.00	-41.3	106.6
12	19.3	22.4	19.2	13.3	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.35	6.28	4.59	3.96	103.2	66.7
14	65.0	74.0	39.3	36.0	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.69	11.37	4.59	3.96	225.6	73.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

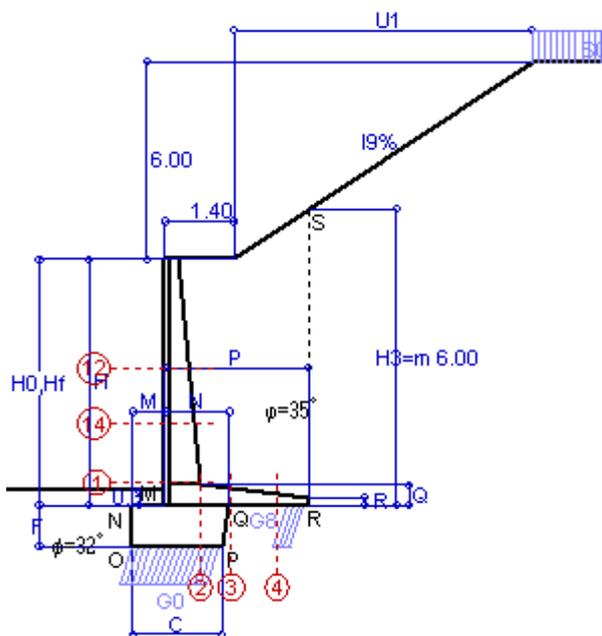
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ 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 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366



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
 *non sommati

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S $K_1 = 0.510$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.348$

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
147.51	420.43	93.45	331.74
0.00	0.00	39.78	59.83
0.00	0.00	259.53	576.56
2.39	0.68	0.00	0.00
0.00	0.00	39.84	37.37
$S_9 = 149.90$	$M_9 = 421.11$	$P_9 = 432.59$	$M_8 = 1005.51$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 2.388
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 1.803
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 91.09$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.43$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 341.51$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.80$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.190$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 19.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.57

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 $K_1 = 0.354$. La spinta risulta applicata al 34.5% dell'altezza.

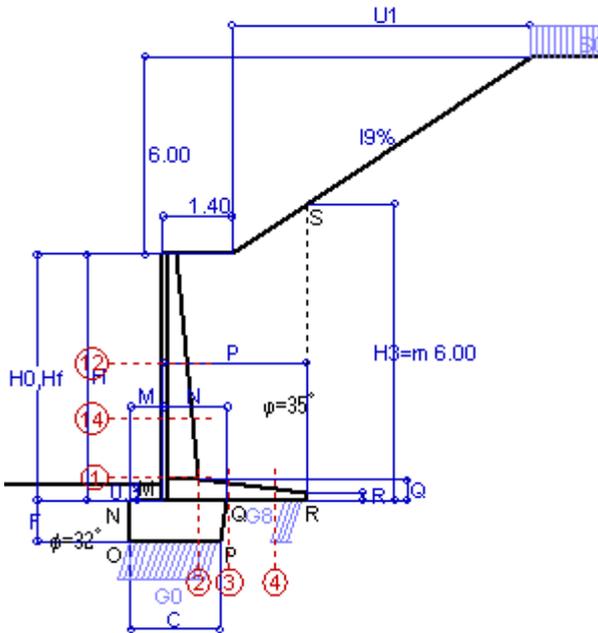
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	130.8	54.2	77.8	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	134	4.09	38	0.089
2	85.0	0.0	117.9	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	119	5.33	41	0.000
3	65.4	0.0	112.3	125.0	34.1	28.8	20.05	5.34	123	5.95	41	0.000
4	-11.4	0.0	0.0	125.0	22.6	17.3	7.39	5.34	124	4.30	41	0.000
12	15.0	14.8	13.5	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	53	1.43	38	0.000
14	50.2	30.2	36.8	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	83	2.59	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_9 = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S	$K_1 = 0.503$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.344$

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
145.57	414.89	91.55	325.01
0.00	0.00	39.78	59.83
0.00	0.00	259.53	576.56
2.36	0.67	0.00	0.00
0.00	0.00	39.84	37.37
$S_9 = 147.92$	$M_9 = 415.56$	$P_9 = 430.70$	$M_8 = 998.78$

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
**non sommati*

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 2.403
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 1.819
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 91.24$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.43$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 339.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.80$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.189$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 19.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.56

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 $K_1 = 0.352$. La spinta risulta applicata al 34.6% dell'altezza.

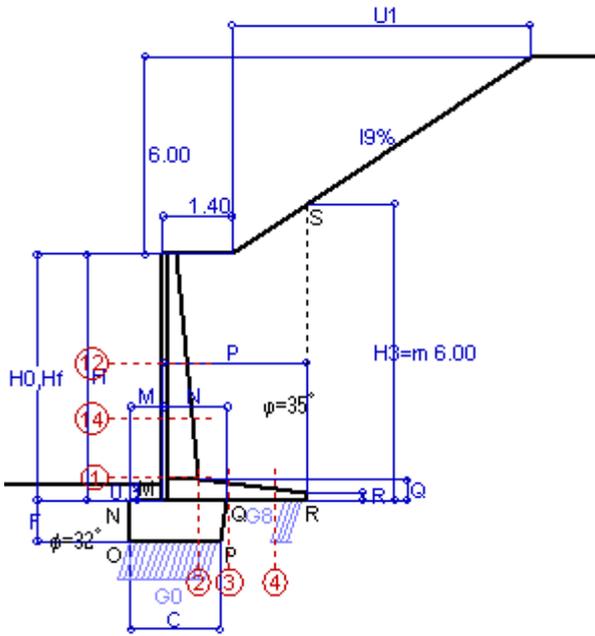
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	130.3	54.1	77.3	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	134	4.08	38	0.088
2	84.7	0.0	117.5	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	119	5.31	41	0.000
3	64.5	0.0	111.3	125.0	34.1	28.8	20.05	5.34	121	5.86	41	0.000
4	-11.5	0.0	0.0	125.0	22.6	17.3	7.41	5.34	125	4.34	41	0.000
12	15.0	14.8	13.5	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	53	1.43	38	0.000
14	50.2	30.2	36.7	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	83	2.59	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 QUASI PERMANENTE

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366



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
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 19.0$ 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	$R_0 = 0.62$
$U_1 = 9.00$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$l_g = 66.70$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S cuneo a cavallo di R-S	$K_1 = 0.481$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.332$

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
140.19	399.55	86.22	306.07
0.00	0.00	39.78	59.83
0.00	0.00	259.53	576.56
2.28	0.65	0.00	0.00
0.00	0.00	39.84	37.37
$S_9 = 142.46$	$M_9 = 400.20$	$P_9 = 425.36$	$M_8 = 979.83$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 2.448
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 1.866
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 91.53$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.43$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 333.83$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.80$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.185$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 18.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

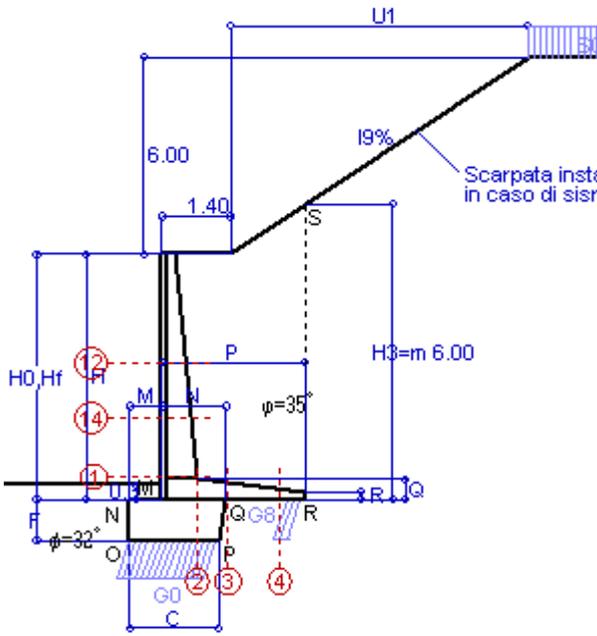
Freccia in cima al pannello mm 3.55

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 $K_1 = 0.348$. La spinta risulta applicata al 34.8% 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	129.5	53.7	76.5	118.4	72.1	64.8	14.51	4.59	133	4.05	38	0.087
2	84.2	0.0	116.8	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	118	5.28	41	0.000
3	62.2	0.0	109.0	125.0	34.1	28.8	20.05	5.34	117	5.66	41	0.000
4	-11.8	0.0	0.0	125.0	22.7	17.4	7.44	5.34	128	4.43	41	0.000
12	15.0	14.8	13.5	115.4	48.4	41.6	6.28	4.59	53	1.43	38	0.000
14	50.2	30.2	36.7	117.1	59.6	50.9	11.37	4.59	83	2.59	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

MURI DI SOTTOSCARPA



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.59^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.027$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.014$

Dati

- $H_m = 5.00$ m
- $C = 1.80$ m
- $F = 0.85$ m
- $M = 0.65$ m
- $N = 1.30$ m
- $P = 2.90$ m
- $Q = 0.41$ m
- $U_1 = 9.0$ m
- $R = 0.15$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u50NM

- Altezza della terra contro il pannello
- Sovraccarico sul rilevato (20%)
- Angolo d'attrito della terra
- Coefficiente d'attrito della fondazione
- Accelerazione massima locale
- Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
- Pendenza del rilevato vicino al muro
- Pendenza del rilevato lontano dal muro

- $a_g/g = 0.06$
- $H_0 = 5.00$ m
- $H = 5.00$ m
- $S_0 = 4.0$ kN/m²
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0.625$
- $a_{max}/g = 0.072$
- $\beta_m = 0.38$
- $I_g = 66.7\%$
- $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) $K_1 = 0.542$
- agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 33.25^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.288$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.20$
- (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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 su R-S: terra x 1 + sovr x 1	155.1	442.1	101.7	361.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.1	2.1	39.2	59.0
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	7.1	26.1	256.0	568.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.1	0.5	39.3	36.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-19.1*	-7.3*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	166.4	471.3	436.2	1 025.5

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 mezzera 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: $G_8 = 77.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.36$ m
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 358.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.80$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.199$ MPa
- OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 18.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (436.2 * 0.625 + 19.1) / 1.0 = 291.6 > E_d = 166.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 174$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 145$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.00

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 $K_1 = 0.409$. La spinta risulta applicata al 35.2% 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 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	154.2	154.2	59.5	67.7	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.88	14.51	4.59	7.85	368.4	222.5	
2	111.8	111.8	0.0	98.7	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5	
3	90.2	90.2	0.0	92.6	34.1	28.8	125.0	125.0	-	5.84	20.05	5.34	9.85	207.6	190.3	
4	-7.4	-7.4	0.0	6.1	21.3	16.0	125.0	125.0	-	3.23	6.80	5.34	0.00	-38.9	98.5	
12	16.8	19.7	15.7	12.1	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.33	6.28	4.59	3.96	102.9	67.7	
14	60.2	68.7	33.8	34.3	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.67	11.37	4.59	3.96	224.8	73.3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

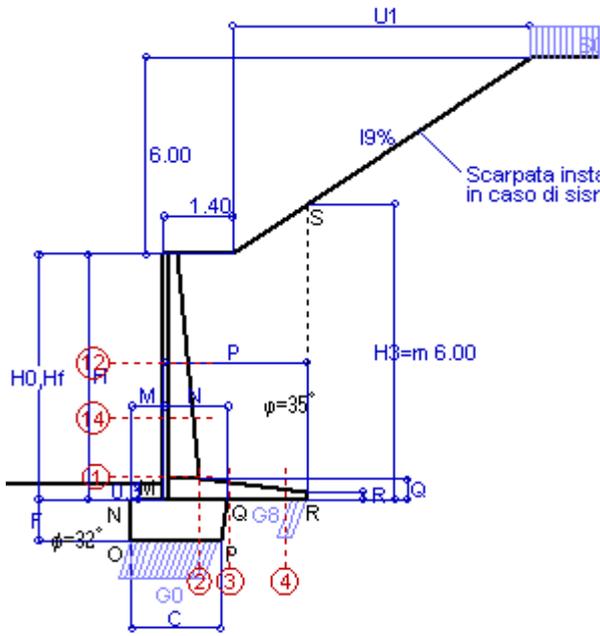
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

Nuova S.S.125 / 133bis Arzachena-Palau (SS) Cod. CA 366

MURI DI SOTTOSCARPA



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2.40^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.041$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.021$

Dati

$H_m = 5.00$ m
 $C = 1.80$ m
 $F = 0.85$ m
 $M = 0.65$ m
 $N = 1.30$ m
 $P = 2.90$ m
 $Q = 0.41$ m
 $U_1 = 9.0$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u50NM

Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra
 Coefficiente d'attrito della fondazione
 Accelerazione massima locale
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa
 Pendenza del rilevato vicino al muro
 Pendenza del rilevato lontano dal muro

$a_g/g = 0.06$
 $H_0 = 5.00$ m
 $H = 5.00$ m
 $S_0 = 4.0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0.625$
 $a_{max}/g = 0.072$
 $\beta_m = 0.57$
 $l_g = 66.7\%$
 $l_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (cuneo a cavallo di R-S) $K_1 = 0.572$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 33.77^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.305$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 3.18$
 (Dati: $\phi = 32.00^\circ$ $\epsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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 su R-S: terra x 1 + sovr x 1	162.6	463.4	108.7	385.9
Peso struttura (parete+platea) x 1	1.6	3.2	39.0	58.6
Peso terra x 1 e sovracc. x 1.00	10.6	39.0	254.2	564.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.1	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.6	0.7	39.0	36.6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-18.9*	-7.3*	0.0*	0.0*
TOTALI (GEO e STR)	178.6	506.9	440.9	1 045.8

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 mezzera 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: $G_8 = 68.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.32$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 372.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.80$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0.207$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 19.9^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = (1045.8 + 7.3) / 1.0 = 1053.1 > Ed = 506.9$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $Rd = (748) / 1.0 = 748.0 > Ed = 357$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 177$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 156$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.53

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 35.6% 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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $ctg\Theta$	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	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	168.8	168.8	62.6	73.0	72.1	64.8	118.4	18.4	45°, 1.0	5.90	14.51	4.59	7.85	369.0	220.8	
2	129.9	129.9	0.0	105.4	41.0	35.7	125.0	125.0	45°, 1.0	6.47	21.49	5.34	14.26	278.2	253.5	
3	108.0	108.0	0.0	99.3	34.1	28.8	125.0	125.0	-	5.84	20.05	5.34	9.85	207.6	190.3	
4	-5.4	-5.4	0.0	4.6	20.4	15.1	125.0	125.0	-	3.20	6.42	5.34	0.00	-37.3	93.3	
12	18.1	21.4	16.4	13.6	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.33	6.28	4.59	3.96	102.9	67.6	
14	66.7	76.0	35.9	38.1	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	4.59	3.96	225.1	72.2	

(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 $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Prefabbricato tipo u50NM

MURI DI SOTTOSCARPA

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	Granito arenizzato			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	3.5		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.85		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:				
N	Componente verticale (G0)	kN/m	445.6	358.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	19.21°	18.66°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	155.3	121.2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.80	1.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:				
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5585	0.5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.90	0.90
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1.15	1.15
Termini della formula di Brinch-Hansen				
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	239.61	243.69
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23.18	23.18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0.42	0.44
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	58.64	60.23
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35.49	35.49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18	1.18
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.40	0.41
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	0.991
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	140.26	145.89
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30.21	30.21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1.00$		1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0.29	0.30
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	0.984
Verifica della capacità portante				
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.439	0.450
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	563.8	674.7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	445.6	358.7
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 4,50	10,56	1.273
12 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 4,50	10,48	1.255
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,00; 4,50	10,56	1.524
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,00; 4,50	10,56	1.525

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

Qy carico sulla striscia espresso in [kN]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	51,43	0,00	0,00	9,46 - 0,65	75.255	29.256	0	0,0	
2	70,41	0,00	0,00	0,65	64.207	29.256	0	0,0	
3	78,61	0,00	0,00	0,65	56.891	29.256	0	0,0	
4	83,39	0,00	0,00	0,65	50.842	29.256	0	0,0	
5	86,09	0,00	0,00	0,65	45.509	29.256	0	0,0	
6	87,30	0,00	0,00	0,65	40.646	29.256	0	0,0	
7	87,34	0,00	0,00	0,65	36.119	29.256	0	0,0	
8	86,41	0,00	0,00	0,65	31.842	29.256	0	0,0	
9	84,66	0,00	0,00	0,65	27.755	29.256	0	0,0	
10	82,09	0,00	0,00	0,65	23.818	26.560	6	1,5	
11	78,36	0,00	0,00	0,65	19.997	26.560	6	4,1	
12	76,03	0,00	0,00	0,65	16.267	26.560	6	6,2	
13	72,35	0,00	0,00	0,65	12.607	26.560	6	7,9	
14	77,71	0,00	0,00	0,65	8.999	26.560	6	9,1	
15	62,37	0,00	0,00	0,65	5.427	26.560	6	9,9	
16	28,01	0,00	0,00	0,65	1.876	26.560	6	10,3	
17	21,72	0,00	0,00	0,65	-1.668	26.560	6	10,3	
18	21,24	0,00	0,00	0,65	-5.218	26.560	6	9,9	
19	20,24	0,00	0,00	0,65	-8.789	26.560	6	9,1	
20	18,73	0,00	0,00	0,65	-12.394	26.560	6	7,9	
21	16,67	0,00	0,00	0,65	-16.050	26.560	6	6,3	
22	14,05	0,00	0,00	0,65	-19.775	26.560	6	4,2	
23	10,83	0,00	0,00	0,65	-23.590	26.560	6	1,7	
24	6,95	0,00	0,00	0,65	-27.520	26.560	6	0,0	
25	2,35	0,00	0,00	-6,86 - 0,65	-30.876	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	50,70	16,72	0,00	9,88 - 0,64	75.242	29.256	0	0,0	
2	72,51	6,10	0,00	0,64	64.267	29.256	0	0,0	
3	80,92	0,00	0,00	0,64	56.983	29.256	0	0,0	
4	85,61	0,00	0,00	0,64	50.960	29.256	0	0,0	
5	88,27	0,00	0,00	0,64	45.650	29.256	0	0,0	
6	89,48	0,00	0,00	0,64	40.809	29.256	0	0,0	
7	89,55	0,00	0,00	0,64	36.301	29.256	0	0,0	
8	88,69	0,00	0,00	0,64	32.043	29.256	0	0,0	
9	87,04	0,00	0,00	0,64	27.976	29.256	0	0,0	
10	84,63	0,00	0,00	0,64	24.058	26.560	6	0,6	
11	81,47	0,00	0,00	0,64	20.256	26.560	6	3,2	
12	78,25	0,00	0,00	0,64	16.546	26.560	6	5,3	
13	74,69	0,00	0,00	0,64	12.906	26.560	6	6,9	
14	71,37	0,00	0,00	0,64	9.319	26.560	6	8,2	
15	76,49	0,00	0,00	0,64	5.768	26.560	6	9,0	
16	53,58	0,00	0,00	0,64	2.240	26.560	6	9,4	
17	21,96	0,00	0,00	0,64	-1.280	26.560	6	9,5	
18	19,96	0,00	0,00	0,64	-4.805	26.560	6	9,2	
19	19,06	0,00	0,00	0,64	-8.348	26.560	6	8,4	
20	17,65	0,00	0,00	0,64	-11.924	26.560	6	7,3	
21	15,73	0,00	0,00	0,64	-15.548	26.560	6	5,8	
22	13,26	0,00	0,00	0,64	-19.237	26.560	6	3,8	
23	10,22	0,00	0,00	0,64	-23.011	26.560	6	1,3	
24	6,56	0,00	0,00	0,64	-26.895	26.560	6	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
25	2,21	0,00	0,00	-6,20 - 0,64	-30.165	26.560	6	0,0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	51,43	1,86	0,00	9,46 - 0,65	75.255	35.000	0	0,0	
2	70,41	0,00	0,00	0,65	64.207	35.000	0	0,0	
3	78,61	0,00	0,00	0,65	56.891	35.000	0	0,0	
4	83,39	0,00	0,00	0,65	50.842	35.000	0	0,0	
5	86,09	0,00	0,00	0,65	45.509	35.000	0	0,0	
6	87,30	0,00	0,00	0,65	40.646	35.000	0	0,0	
7	87,34	0,00	0,00	0,65	36.119	35.000	0	0,0	
8	86,41	0,00	0,00	0,65	31.842	35.000	0	0,0	
9	84,66	0,00	0,00	0,65	27.755	35.000	0	0,0	
10	82,09	0,00	0,00	0,65	23.818	32.000	7	1,5	
11	78,36	0,00	0,00	0,65	19.997	32.000	7	4,1	
12	76,03	0,00	0,00	0,65	16.267	32.000	7	6,2	
13	72,35	0,00	0,00	0,65	12.607	32.000	7	7,9	
14	77,71	0,00	0,00	0,65	8.999	32.000	7	9,1	
15	62,37	0,00	0,00	0,65	5.427	32.000	7	9,9	
16	28,01	0,00	0,00	0,65	1.876	32.000	7	10,3	
17	21,72	0,00	0,00	0,65	-1.668	32.000	7	10,3	
18	21,24	0,00	0,00	0,65	-5.218	32.000	7	9,9	
19	20,24	0,00	0,00	0,65	-8.789	32.000	7	9,1	
20	18,73	0,00	0,00	0,65	-12.394	32.000	7	7,9	
21	16,67	0,00	0,00	0,65	-16.050	32.000	7	6,3	
22	14,05	0,00	0,00	0,65	-19.775	32.000	7	4,2	
23	10,83	0,00	0,00	0,65	-23.590	32.000	7	1,7	
24	6,95	0,00	0,00	0,65	-27.520	32.000	7	0,0	
25	2,35	0,00	0,00	-6,86 - 0,65	-30.876	32.000	7	0,0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	51,43	1,86	0,00	9,46 - 0,65	75.255	35.000	0	0,0	
2	70,41	0,00	0,00	0,65	64.207	35.000	0	0,0	
3	78,61	0,00	0,00	0,65	56.891	35.000	0	0,0	
4	83,39	0,00	0,00	0,65	50.842	35.000	0	0,0	
5	86,09	0,00	0,00	0,65	45.509	35.000	0	0,0	
6	87,30	0,00	0,00	0,65	40.646	35.000	0	0,0	
7	87,34	0,00	0,00	0,65	36.119	35.000	0	0,0	
8	86,41	0,00	0,00	0,65	31.842	35.000	0	0,0	
9	84,66	0,00	0,00	0,65	27.755	35.000	0	0,0	
10	82,09	0,00	0,00	0,65	23.818	32.000	7	1,5	
11	78,36	0,00	0,00	0,65	19.997	32.000	7	4,1	
12	76,03	0,00	0,00	0,65	16.267	32.000	7	6,2	
13	72,35	0,00	0,00	0,65	12.607	32.000	7	7,9	
14	77,71	0,00	0,00	0,65	8.999	32.000	7	9,1	
15	62,37	0,00	0,00	0,65	5.427	32.000	7	9,9	
16	28,01	0,00	0,00	0,65	1.876	32.000	7	10,3	
17	21,72	0,00	0,00	0,65	-1.668	32.000	7	10,3	
18	21,24	0,00	0,00	0,65	-5.218	32.000	7	9,9	
19	20,24	0,00	0,00	0,65	-8.789	32.000	7	9,1	
20	18,73	0,00	0,00	0,65	-12.394	32.000	7	7,9	
21	16,67	0,00	0,00	0,65	-16.050	32.000	7	6,3	
22	14,05	0,00	0,00	0,65	-19.775	32.000	7	4,2	
23	10,83	0,00	0,00	0,65	-23.590	32.000	7	1,7	
24	6,95	0,00	0,00	0,65	-27.520	32.000	7	0,0	
25	2,35	0,00	0,00	-6,86 - 0,65	-30.876	32.000	7	0,0	

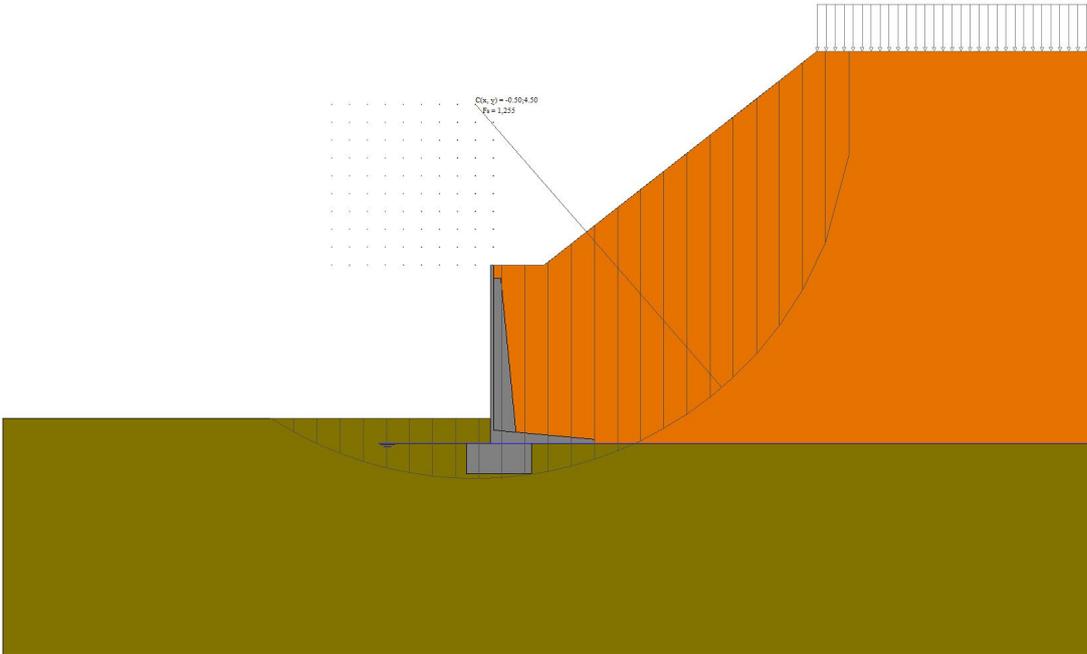


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 12)