

S.S. n.130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+000 a 15+600

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA316
CA351

PROGETTAZIONE: ATI VIA - LOTTI - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

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

RESPONSABILE SIA:

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

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Francesco Corrias

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



MANDANTI:



OPERE D'ARTE MINORI

OPERE DI SOSTEGNO

Relazione tecnica e di calcolo



CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

CA316351 D 19

NOME FILE

CA316351_P00OS00STRRE01_A

CODICE ELAB.

P00OS00STRRE01

REVISIONE

SCALA:

A

-

D

C

B

A

REV.

EMISSIONE

DESCRIZIONE

MAR.2020

DATA

-

REDATTO

G.PIAZZA

VERIFICATO

F. NICCHIARELLI

APPROVATO

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

INDICE

1	DISEGNI DI RIFERIMENTO	2
2	NORME DI RIFERIMENTO	3
3	DATI GENERALI DI PROGETTO.....	4
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	5
5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SCHEDE 1).....	6
	5.1 Organizzazione del calcolo	6
	5.2 Calcolo delle azioni sulla struttura	6
	5.3 Spinta della terra.....	6
	5.4 Spinta della falda freatica.....	8
	5.5 Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche.....	8
	5.6 Verifica allo scorrimento.....	9
	5.7 Stato limite di ribaltamento	9
	5.8 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno.....	9
	5.9 Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU	10
	5.10 Verifica del collegamento tra platea e fondazione	12
6	VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SCHEDE 2, 3 E 4)	12
	6.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi.....	13
	6.2 Copriferri	13
	6.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure.....	14
	6.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5).....	15
7	VERIFICA SISMICA (SCHEDE 5 E 6).....	15
	7.1 Criteri generali di progetto.....	15
	7.2 Dati di progetto dell'azione sismica	16
	7.3 Calcolo dell'azione sismica	16
	7.4 Calcolo delle forze d'inerzia	17
	7.5 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua	17
	7.6 Spinta sulla parete prefabbricata.....	19
	7.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico.....	20
8	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (SCHEDE 7)	21
9	SEZIONI DI CALCOLO.....	21
10	CODICI DI CALCOLO.....	23
	10.1 Tipo di analisi svolta.....	23

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

10.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	23
10.3 Affidabilità del codice di calcolo.....	23
11 ALLEGATI DI CALCOLO	25
1 DISEGNI DI RIFERIMENTO	

P	0	0	OS	0	0	STR	CP	0	1	A	Carpenterie muri e dettaglio	varie
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	1	A	Inquadramento planimetrico - Muro E_MSO01	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	2	A	Inquadramento planimetrico - Muri E_MSO02, E_MSO03, E_MSO04 e E_MSO05	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	1	A	Sezioni longitudinali - Muri E_MSO03	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	3	A	Inquadramento planimetrico - Muri E_MSO06, E_MSO07, E_MSO08, E_MSO09 e E_MSO10	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	2	A	Sezioni longitudinali - Muri E_MSO04, E_MSO06 e E_MSO08	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	3	A	Sezioni longitudinali - Muri E_MSO09 e E_MSO10	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	4	A	Inquadramento planimetrico - Muri E_MSO11, E_MSO12, E_MSO13, E_MSO14, E_MSO15, E_MSO16 e E_MSO17	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	4	A	Sezioni longitudinali - Muri E_MSO12, E_MSO13, E_MSO16 e E_MSO17	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	5	A	Inquadramento planimetrico - Muri E_MSO18, E_MSO19, E_MSO20, E_MSO21 e E_MSO22	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	5	A	Sezioni longitudinali - Muri E_MSO20, E_MSO21 e E_MSO22	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	6	A	Inquadramento planimetrico - Muri A_MSO01 e A_MSO02	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	7	A	Inquadramento planimetrico - Muri A_MSO03, A_MSO04, A_MSO05 e A_MSO06	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	6	A	Sezioni longitudinali - Muri A_MSO03, A_MSO04, A_MSO05 e A_MSO06	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	8	A	Inquadramento planimetrico - Muri A_MSO07, A_MSO08, A_MSO09, A_MSO10 e A_MSO11	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	7	A	Sezioni longitudinali - Muri A_MSO08, A_MSO09, A_MSO10 e A_MSO11	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	0	9	A	Inquadramento planimetrico - Muri A_MSO12 e A_MSO13	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	0	A	Inquadramento planimetrico - Muro A_MSO14	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	1	A	Inquadramento planimetrico - Muri A_MSO15, A_MSO16, A_MSO17, A_MSO18 e A_MSO19	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	8	A	Sezioni longitudinali - Muri A_MSO15 e A_MSO16	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	0	9	A	Sezioni longitudinali - Muri A_MSO17 e A_MSO18	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	2	A	Inquadramento planimetrico - Muri A_MSO20, A_MSO21, A_MSO22, A_MSO23, A_MSO24 e A_MSO25	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	1	0	A	Sezioni longitudinali -Muri A_MSO20, A_MSO21, A_MSO22 e A_MSO23	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	3	A	Inquadramento planimetrico - Muri A_MSO26, A_MSO27 e A_MSO28	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	4	A	Inquadramento planimetrico - Muro D_MSO01	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	5	A	Inquadramento planimetrico - Muro D_MSO02	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	6	A	Inquadramento planimetrico - Muri D_MSO03, D_MSO04 e D_MSO05	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	1	1	A	Sezioni longitudinali - Muri D_MSO03, D_MSO04 e D_MSO05	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	7	A	Inquadramento planimetrico - Muri D_MSO06, D_MSO07, D_MSO08, D_MSO09 e D_MSO10	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	1	2	A	Sezioni longitudinali - Muri D_MSO06, D_MSO07, D_MSO08 e D_MSO09	1:200
P	0	0	OS	0	0	STR	PL	1	8	A	Inquadramento planimetrico - Muri D_MSO11, D_MSO12, D_MSO13, D_MSO14, D_MSO15 e D_MSO16	1:500
P	0	0	OS	0	0	STR	SL	1	3	A	Sezioni longitudinali - Muri D_MSO12, D_MSO13 e D_MSO15	1:200

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu		
da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	Relazione tecnica e di calcolo muri	

3 DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I):		Vn = anni 100			
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, con facciata esposta alla salsedine marina, ma non in contatto diretto con l'acqua di mare. Superfici a contatto diretto con acqua non comprese nella classe XC2					
Tabella 1 - Materiali e loro resistenze					
Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)			Prefabbricati	Platea	Fondazione
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}		N/mm ²	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$		N/mm ²	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / 1,5$		N/mm ²	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$		N/mm ²	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} * 0,7 / 1,5$		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):					
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.4	1.4	-	1.2
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 1.1.4					

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite otto verifiche, espone nelle otto schede elencate nel seguito:

Scheda 1: Verifica SLU: GEO e STR, con Approccio 2 (A1+M1+R3);

Scheda 1-Urto (Urto sul guard-rail o sulla barriera integrata): Verifica SLU: GEO e STR, con Approccio 2 (A1+M1+R3), coefficienti SLU unitari;

Scheda 1-Vento (Forza del vento agente sulla barriera fonoassorbente proveniente dalla piattaforma stradale): Verifica SLU: GEO e STR, con Approccio 2 (A1+M1+R3), coefficienti SLU;

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

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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

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

Scheda 5: Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti e coeff $\beta = 0.38$, 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 $\beta = 0.57$, per le verifiche GEO al ribaltamento;

Scheda 7: Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica; I dati assunti nel calcolo e quelli esposti nei disegni delle sezioni coincidono perché attinti dal medesimo database.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici:

Rilevato stradale

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

Terreno di fondazione

Peso di volume – γ (kN/mc)	19,0
Angolo di attrito – ϕ' (°)	32
Coesione drenata – c' (kPa)	0

Il terreno di fondazione dei muri è rappresentato dalle unità della Ghiaia G e della Sabbia Limosa SL. Ai fini del dimensionamento delle opere è stata considerata un'unica stratigrafia nella quale in via cautelativa si sono assunti i parametri sopra indicati. Il valore dell'angolo d'attrito pari a 32° è stato ulteriormente ridotto fino a 28° per le verifiche a scorrimento, poichè tale valore rappresenta un valore minimo nella caratterizzazione geotecnica dei terreni in esame.

Nel caso in esame la falda non è stata considerata in quanto non influente ai fini delle verifiche eseguite.

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SCHEDE 1)

5.1 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.

5.2 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.

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

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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**,

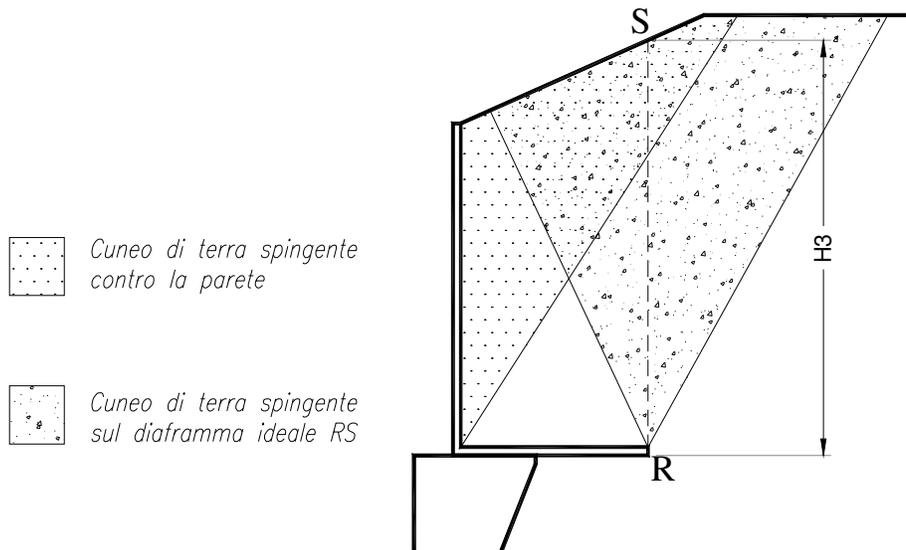
- per terrapieno orizzontale:

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

- per terrapieno inclinato dell'angolo β :

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

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

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	Relazione tecnica e di calcolo muri	

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.

5.4 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace. Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

5.5 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 stati calcolati 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 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

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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.

5.6 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.

5.7 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 .

5.8 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.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	Relazione tecnica e di calcolo muri	

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.

5.9 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:

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

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

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

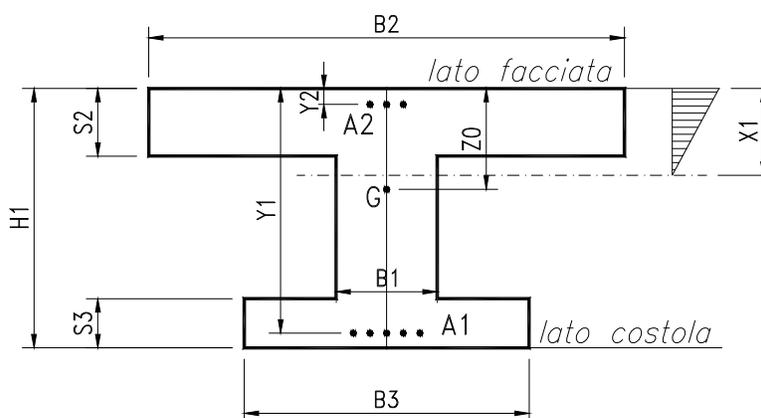
S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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;

α = Inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave;

$ctg\theta$ = 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.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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.

5.10 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.

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.

6 VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SCHEDE 2, 3 E 4)

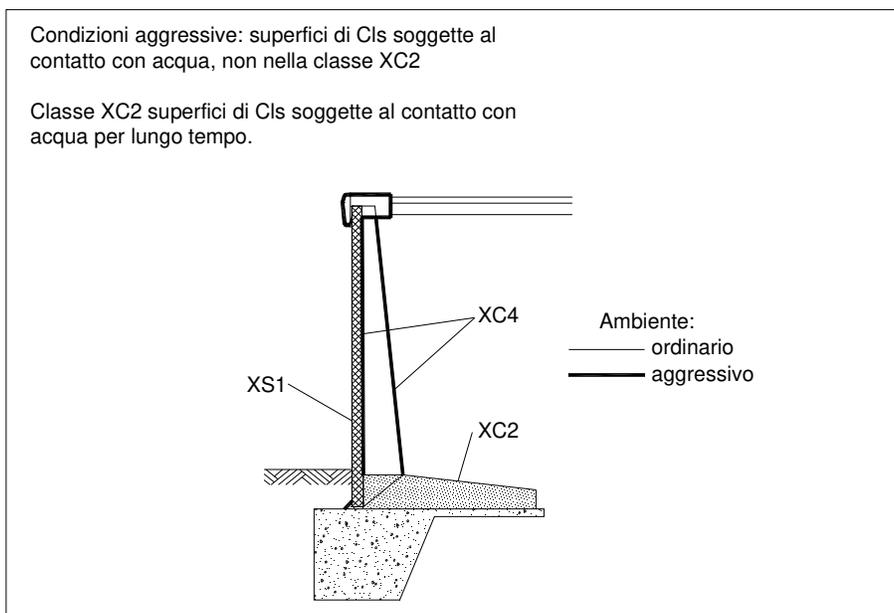
Nella **seconda scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alle spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità 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.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

6.1 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 sorge sulla costa, o in prossimità del mare, con facciata esposta alla salsedine marina, ma non in contatto diretto con l'acqua di mare, con superfici di elevazione in contatto diretto con l'acqua ma non comprese nella classe di esposizione ambientale XC2, consideriamo esposte ad un ambiente aggressivo tutte le facciate in elevazione degli elementi prefabbricati.

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

XS1 = Superfici esposte alla salsedine marina, ma non in contatto diretto con l'acqua di mare.

XC2 = Platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe XC2 e la classe 2b del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

XC4 = Intradosso e costola della parete prefabbricata: tutte superfici che si trovano in ambiente ciclicamente bagnato e asciutto. Superficie a contatto con l'acqua non ricadenti nella classe XC2.

6.2 Copriferrì

Il valore della tolleranza Δ_{Cdev} relativo alla misura del copriferrì non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	Relazione tecnica e di calcolo muri	

Sulla facciata interna della parete è ± 5 mm; sulla parete esterna e costola (fianchi, 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.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure							
Vita dell'opera: 100 anni				PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA
Condizioni aggressive: opera che sorge sulla costa, o in prossimità del mare, con facciata esposta alla salsedine marina, ma non in contatto diretto con l'acqua di mare. Superfici a contatto diretto con acqua non comprese nella classe XC2				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	XS1	XC2
Spessore del copriferro:							
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)				30	35	15	20
Maggior spessore per durata				10	10	10	10
C _{min} + vita nominale (mm) =				40	45	25	30
Tolleranza di lavorazione				0	0	5	10
TOTALE da norma mm =				40	45	40	40
Spessore indicato nei disegni mm				40±0	45±0	35+5/-0	40±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

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.

6.3 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 Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.VI (ferrovie) del citato decreto.

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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.

6.4 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): $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41$ Mpa

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

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

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa): $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81$ Mpa

Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa): $\sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21$ Mpa

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara: $\sigma_s < 80 * 450$ Mpa = 360 Mpa

7 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

7.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati Tensiter hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative tipiche dei muri Tensiter:

- a. La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfianchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;
- b. La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto, cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

- 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.

7.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di		Decimomannu (CA)
Periodo di vita nominale V_N della costruzione		anni 100
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 200
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{v_r}=10\%$)		anni 1898
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)		$a_g/g = 0.073$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)		$F_0 = 3.00$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)		C
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$, coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)		
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)		$S_s = 1.500$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)		T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)		
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)		$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa		$A_{max}/g = 0.110$
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		$\psi_{2\phi} = 0.2$
Conseguenti coefficienti per il calcolo delle inerzie e rotazione sismica:		
Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g =$	0.0416
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h =$	0.0208
Angolo di rotazione sismica	$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) =$	2.43°

In via cautelativa si è fatto riferimento alla sola categoria di sottosuolo C.

7.3 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.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	Relazione tecnica e di calcolo muri	

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 7 valida per la verifica al ribaltamento e la scheda 6 valida per tutte le altre verifiche. In entrambe le schede sono espone le verifiche STR e il coefficiente β_m scelto con riferimento alle condizioni di vincolo effettivamente previste.

7.4 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 espone nella tabella *Spinte, pesi e momenti*

7.5 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 Θ risultante dalla formula:

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

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 Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la prima formula di Mononobe-Okabe:

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

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito ϕ è inferiore a $\beta + \Theta$:

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

Dove:

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

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;

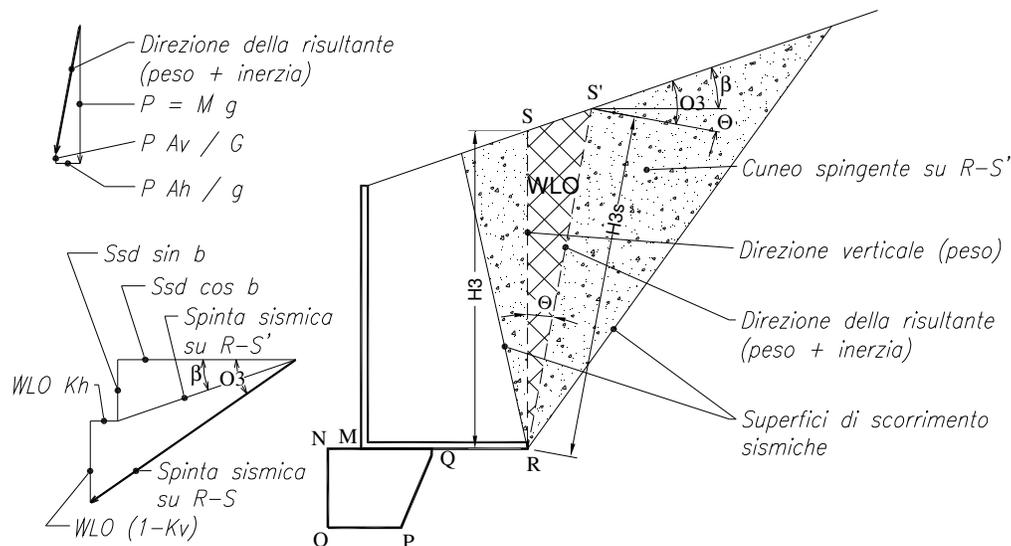
δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2\phi / 3$;

Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque, il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.1.1.6.2.1 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 Θ .

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza, incrementando l'inclinazione del rilevato β dell'angolo Θ . L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\square + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla direzione delle forze di massa è sempre parallela alla superficie del rilevato
- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazioni successive il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni del rilevato dell'angolo Θ . La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione O_3 della spinta rispetto alla normale al piano R-S'. Dunque, l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $O_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il peso specifico del terreno e per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente calcolata avremo le due componenti, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza d'inerzia di quanto è compreso fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno, avremo il coefficiente di spinta su R-S.

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.

7.6 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 β è minore dell'angolo d'attrito ϕ , per determinare il coefficiente di spinta sulla parete in assenza di sisma impiegheremo la formula di **Coulomb**.

Nelle stesse condizioni, se l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta minore dell'angolo d'attrito ϕ calcoleremo il coefficiente di spinta in presenza di sisma con la **1a formula di Mononobe-Okabe**.

Se infine l'inclinazione del rilevato β incrementata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito ϕ il profilo del rilevato è instabile. Ciò premesso, in questo caso calcoleremo il coefficiente di spinta in

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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 purché l'inclinazione del tronco più lontano dalla parete $\beta + \Theta$ 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 strisce di altezza piccola (in genere m 0.5). Per ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle due reazioni sulle superfici di scorrimento determina l'entità e la direzione della spinta sulla parete. La spinta fino a ogni striscia determina la distribuzione dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscarpa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore a sfavore della sicurezza estremamente diffuso. Negli altri casi, cioè se l'inclinazione b del tronco più lontano dal muro aumentata dell'angolo Θ risulta maggiore dell'angolo d'attrito ϕ , usiamo la **2a formula di Mononobe-Okabe** nella quale l'inclinazione del rilevato è assunta pari alla massima fra tutte le inclinazioni dei tronchi.

Tuttavia, a giudizio del progettista, il valore fornito dalla 2a Formula di Mononobe-Okabe può sostituire quello generato dalla procedura "Cuneo contro la parete" se il valore fornito da questa procedura è più gravoso di quello dato dalla 2a formula di Mononobe-Okabe. Il procedimento è conforme alla norma perché sostituisce il calcolo della spinta di un profilo di altezza finita con quello di un profilo di uguale inclinazione ma altezza infinita. Dal momento che la norma stabilisce la procedura di calcolo di questo caso più gravoso, potremmo applicarla anche al nostro profilo.

Questa scelta può, ad esempio verificarsi nel calcolo dei muri di sottoscarpa, se l'altezza della scarpata è importante e l'angolo d'inclinazione del terreno $\beta + \Theta$ è maggiore dell'angolo d'attrito ϕ . Tuttavia, questa sostituzione non è consigliabile a giudizio dell'inventore delle strutture Tensiter.

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

7.7 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 $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

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

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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. $\phi < 90^\circ$ se la parete strapiomba;

δ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. È stato assunto $\delta = 0$ a favore della stabilità;

Θ = Angolo di rotazione sismica.

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

8 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (SCHEDA 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza N_c , N_q , N_{ϕ} sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (coesione, angolo d'attrito, peso specifico, inclinazione del terreno a valle);
- dei dati geometrici della fondazione (dimensioni, profondità di posa, inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (componente verticale e orizzontale, larghezza dell'impronta nastriforme).

Esso è sviluppato nella scheda 8 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per le sollecitazioni calcolate a SLU e esposte nelle schede 1 e 2 e per il calcolo sismico scheda 6. Essi sono sviluppati in tre colonne successive.

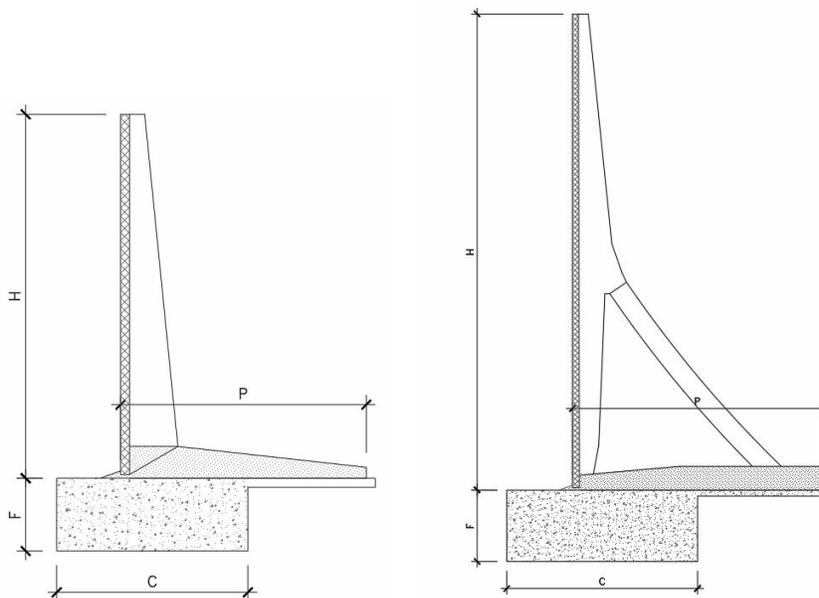
La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite del complesso fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante ridotta con il coefficiente parziale γ_R ($\gamma_R = 1.4$ a SLU dalla tabella 6.5.I e $\gamma_R = 1.2$ nel caso sismico dalla tabella 7.11.III).

9 SEZIONI DI CALCOLO

Le analisi svolte e presentate in allegato sono state condotte per muri con altezze del paramento frontale comprese fra 1.50 m a a 10.50 m. Le sezioni di calcolo sono state implementate ogni 0.50 m di incremento di altezza.

Nello specifico, per altezze del paramento frontale comprese fra 1.50 m e 7.0 è prevista la tipologia senza sperone, per altezze superiori è prevista la seconda tipologia riportata nell'immagine seguente.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	



Tipologici muri

Nella seguente tabella si riepilogano le misure delle sezioni oggetto di analisi:

Appellativo	Hmuro	C	F	P
-	m	m	m	m
MST 15	1.50	1.50	0.50	2.35
MST 20	2.00	1.70	0.60	2.35
MST 25	2.50	1.70	0.60	2.35
MST 30	3.00	1.90	0.70	2.35
MST 35	3.50	1.90	0.70	2.50
MST 40	4.00	2.10	0.80	2.70
MST 45	4.50	2.10	0.80	2.90
MST 50	5.00	2.30	0.90	3.10
MST 55	5.50	2.30	0.90	3.25
MST 60	6.00	2.50	1.00	3.40
MST 65	6.50	2.50	1.00	3.65
MST 70	7.00	2.70	1.10	3.90
MST 75	7.50	2.90	1.10	4.00
MST 80	8.00	3.20	1.20	4.20
MST 85	8.50	3.40	1.20	4.45
MST 90	9.00	3.70	1.30	4.65
MST 95	9.50	3.90	1.30	4.90
MST 100	10.00	4.20	1.40	5.10
MST 105	10.50	4.40	1.40	5.35

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

10 CODICI DI CALCOLO

10.1 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.

10.2 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 1.0.4 ", realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

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 Tensiter nella prima dichiarazione di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

10.3 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 Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere. Molte migliaia di sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la grande affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter 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 Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (... DM 14/2/92 tensioni ammissibili,

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

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.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316 CA351	<i>Relazione tecnica e di calcolo muri</i>	

11 ALLEGATI DI CALCOLO

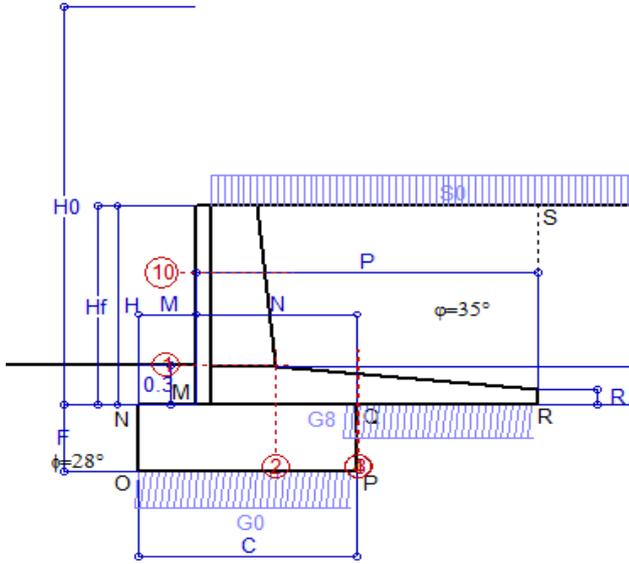
Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

$H_m = 1,50$ m	Prof. u30NM (H=1.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1,50$ m
$F = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,12$ 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	$H = 1,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	7,1	7,1	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	12,2	15,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	31,8
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	132,3	218,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0,7	0,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	24,4	18,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 20,0	M₉ = 22,5	P₉ = 185,4	M₈ = 268,1

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:	$G_8 = 82,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 1,32$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 102,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,068$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 6,2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (185,4 * 0,532) / 1,1 = 89,6 > E_d = 20$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (268,1) / 1,15 = 233,2 > E_d = 22,5$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (185,5) / 1,15 = 161,3 > E_d = 12,7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 48$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 30$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0,10

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 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	7,8	7,8	21,2	12,3	54,0	47,2	114,4	14,4	45°, 1,0	4,19	9,17	7,54	6,52	168,2	145,8	
2	5,1	5,1	0,0	7,3	29,0	23,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,28	12,63	3,83	12,88	111,1	153,3	
3	4,2	4,2	0,0	-2,3	23,7	18,6	125,0	125,0	-	3,88	11,45	3,83	5,90	78,9	-128,8	
4	4,1	4,1	0,0	3,7	23,7	18,7	125,0	125,0	-	3,29	7,90	3,83	0,00	57,3	115,2	
10	1,5	2,4	13,5	5,0	46,9	41,4	113,2	13,2	73°, 1,0	4,02	9,40	7,54	3,96	150,2	67,7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

Norma: Italia D.M 17/1/2018

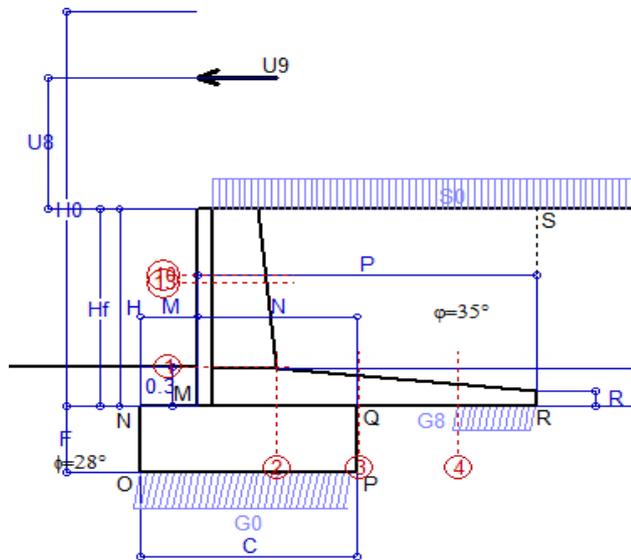
Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"

Dati

$H_m = 1,50$ m	Prof. u30NM (H=1.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1,50$ m
$F = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_V = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 1,50$ m
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	5,5	5,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	8,1	10,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	22,1	24,5
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	94,6	156,3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	34,3	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0,5	0,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	18,8	14,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 25,6	M₉ = 50,0	P₉ = 135,4	M₈ = 194,9

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:	$G_8 = 26,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,55$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 108,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,073$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (135,4 * 0,532) / 1,1 = 65,4 > Ed = 25,6$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (194,9) / 1,15 = 169,5 > Ed = 50$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (134,2) / 1,15 = 116,7 > Ed = 37,4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 52$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 38$ kN

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

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm $0,52$
 $K_0 = 0,244$

Sezione	Azioni 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	35,6	35,6	15,9	16,3	54,0	47,2	114,4	14,4	45°, 1,0	4,16	9,17	7,54	6,52	167,6	147,9
2	23,1	23,1	0,0	33,0	29,0	23,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,28	12,63	3,83	12,88	111,1	153,3
3	15,0	15,0	0,0	22,9	23,7	18,6	125,0	125,0	-	3,88	11,45	3,83	5,90	78,9	128,8
4	0,1	0,1	0,0	0,1	17,1	12,1	125,0	125,0	-	2,75	5,73	3,83	0,00	30,6	76,7
10	22,5	24,9	10,2	12,3	46,9	41,4	113,2	13,2	73°, 1,0	4,01	9,40	7,54	3,96	149,8	69,0
13	23,6	26,1	10,7	12,4	47,5	40,0	113,4	13,4	73°, 1,0	3,93	9,16	7,54	3,96	141,6	66,6

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

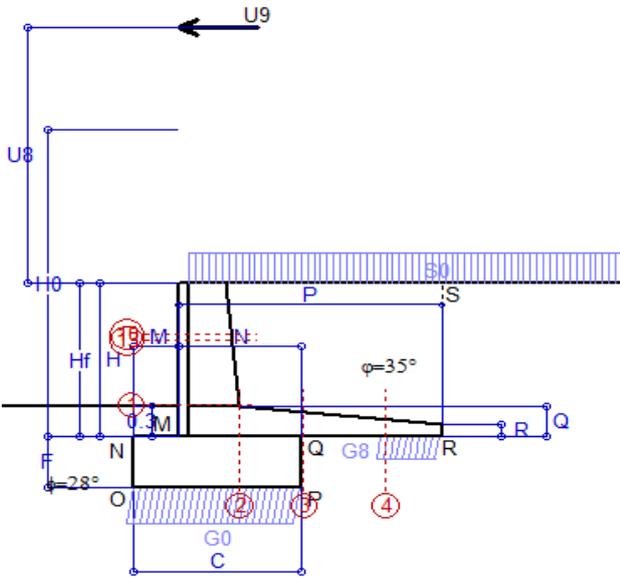
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 1,50$ m	Prof. u30NM (H=1.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1,50$ m
$F = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_V = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9.375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 1,50$ m
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	7,1	7,1	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	12,2	15,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	31,8
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	132,3	218,0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	50,6	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0,7	0,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	24,4	18,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 31,3	M₉ = 73,1	P₉ = 185,4	M₈ = 268,1

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:	$G_8 = 34,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,54$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 151,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,101$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 9,6^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (185.4 * 0.532) / 1.1 = 89,6$	$> Ed = 31.3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (268.1) / 1.15 = 233,2$	$> Ed = 73.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (185.5) / 1.15 = 161,3$	$> Ed = 57.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 75$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 52$ 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) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm 0,87
 $K_0 = 0,244$

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 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	58,6	58,6	21,2	15,2	54,0	47,2	114,4	14,4	45°, 1,0	4,19	9,17	7,54	6,52	168,2	145,8	
2	38,1	38,1	0,0	54,4	29,0	23,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,28	12,63	3,83	12,88	111,1	153,3	
3	23,9	23,9	0,0	33,3	23,7	18,6	125,0	125,0	-	3,88	11,45	3,83	5,90	78,9	128,8	
4	0,8	0,8	0,0	2,2	16,7	11,7	125,0	125,0	-	2,70	5,60	3,83	0,00	29,3	74,5	
10	43,7	46,4	13,5	8,5	46,9	41,4	113,2	13,2	73°, 1,0	4,02	9,40	7,54	3,96	150,2	67,7	
13	45,0	47,7	14,2	8,5	47,5	40,0	113,4	13,4	73°, 1,0	3,94	9,16	7,54	3,96	141,9	65,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470

Dati

$H_m = 1,50$ m	Pref. u30NM (H=1.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1,50$ m
$F = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5,49	5,49	0,00	0,00
8,13	10,16	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	24,47
0,00	0,00	94,57	156,34
0,55	0,09	0,00	0,00
0,00	0,00	18,75	14,06
$S_9 = 14,17$	$M_9 = 15,74$	$P_9 = 135,38$	$M_8 = 194,87$

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 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 12,380
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 5,081
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 57,23$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 1,18$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 78,14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,052$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 6,0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,05

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	5,5	15,9	9,3	114,4	54,0	47,2	9,17	7,54	9	0,41	38	0,000
2	3,6	0,0	8,7	125,0	29,0	23,9	12,63	3,83	13	0,54	40	0,000
3	0,3	0,0	0,0	125,0	23,7	18,6	11,45	3,83	1	0,06	40	0,000
4	0,1	0,0	0,0	125,0	23,1	18,1	7,73	3,83	1	0,04	40	0,000
10	1,1	10,2	3,4	113,2	46,9	41,4	10,78	7,54	1	0,12	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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470

Dati

$H_m = 1,50$ m	Pref. u30NM (H=1.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1,50$ m
$F = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 1,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5,49	5,49	0,00	0,00
6,10	7,62	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	24,47
0,00	0,00	82,82	137,83
0,55	0,09	0,00	0,00
0,00	0,00	18,75	14,06
$S_9 = 12,13$	$M_9 = 13,20$	$P_9 = 123,63$	$M_8 = 176,37$

- 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 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	13,360
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	5,417
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 48,66$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 1,01$ m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 74,97$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 1,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0,050 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	5,6°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,04

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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	4,6	15,2	7,8	114,4	54,0	47,2	9,17	7,54	7	0,34	38	0,000
2	3,0	0,0	10,2	125,0	29,0	23,9	12,63	3,83	11	0,44	40	0,000
3	-3,1	0,0	0,0	125,0	23,7	18,7	11,45	3,83	41	1,24	40	0,000
4	-3,5	0,0	0,0	125,0	22,6	17,5	7,53	3,83	51	1,53	40	0,000
10	0,9	9,9	2,7	113,2	46,9	41,4	10,78	7,54	0	0,10	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470

Dati

$H_m = 1,50$ m	Pref. u30NM (H=1.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1,50$ m
$F = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$	$H_3 = 1,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5,49	5,49	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	24,47
0,00	0,00	47,57	82,31
0,55	0,09	0,00	0,00
0,00	0,00	18,75	14,06
$S_9 = 6,04$	$M_9 = 5,58$	$P_9 = 88,38$	$M_8 = 120,85$

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' = 21,660
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 7,783
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 29,50$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,61$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 58,88$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,039$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 3,9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,01

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di 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	1,7	13,2	3,1	114,4	54,0	47,2	9,17	7,54	1	0,14	38	0,000
2	1,1	0,0	9,6	125,0	29,0	23,9	12,63	3,83	4	0,16	40	0,000
3	-7,4	0,0	0,6	125,0	23,7	18,7	11,45	3,83	100	3,02	40	0,000
4	-8,2	0,0	0,0	125,0	21,8	16,8	7,29	3,83	124	3,82	40	0,000
10	0,3	9,0	0,6	113,2	46,9	41,4	10,78	7,54	0	0,06	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

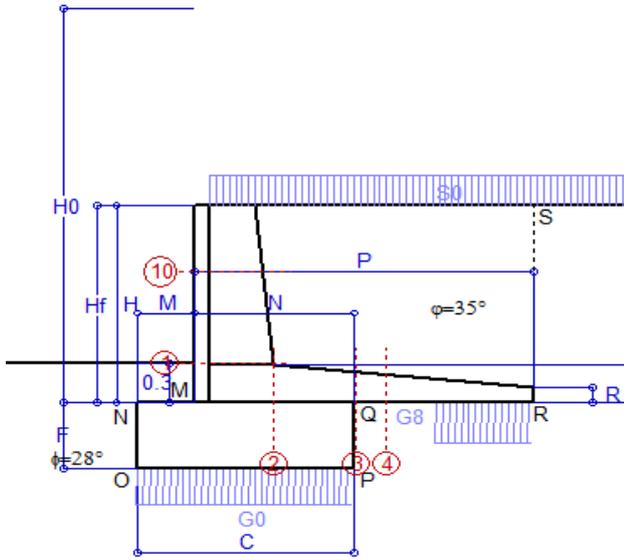
Dati

$H_m = 1,50$ m
 $C = 1,50$ m
 $F = 0,50$ m
 $M = 0,40$ m
 $N = 1,10$ m
 $P = 2,35$ m
 $Q = 0,29$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,12$ m

Acceleraz orizz. al suolo Pref. u30NM (H=1.50 m)

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,00$ m
 $H = 1,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $i_g = 0,0\%$
 $i_b = 0,0\%$



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0,277$
 $H = 1,50$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_3 = 0,269$
 $K_p = 2,70$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	5,5	5,5	0,8	2,3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	1,6	2,1	0,3	0,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,9	1,1	21,6	24,0
Peso terra e sovraccarico x 1	2,0	2,5	55,8	95,1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0,6	0,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,8	0,2	18,4	13,8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5 <i>*non sommati</i>	-8,2*	-2,2*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	11,5	11,5	96,8	135,8

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: $G_8 = 32,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,68$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 64,1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,50$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,043$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 1,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (96,8 \cdot 0,532 + 8,2) / 1,0 = 59,7 > E_d = 11,5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:

Lato valle (punto M) $G_6 = 29$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 17$ 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 $0,04$
 $K_0 = 0,269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{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 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	3,1	3,1	13,9	4,9	54,0	47,2	114,4	14,4	45°, 1,0	4,15	9,17	7,54	6,52	167,4	149,8	
2	2,0	2,0	0,0	9,8	29,0	23,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,28	12,63	3,83	12,88	111,1	153,3	
3	-6,0	-6,0	0,0	4,9	23,7	18,7	125,0	125,0	-	3,38	11,45	3,83	5,90	-36,2	115,4	
4	-7,1	-7,1	0,0	4,3	21,6	16,5	125,0	125,0	-	3,00	7,21	3,83	0,00	-31,6	102,1	
10	0,7	1,0	9,3	1,7	46,9	41,4	113,2	13,2	73°, 1,0	4,01	9,40	7,54	3,96	149,8	70,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

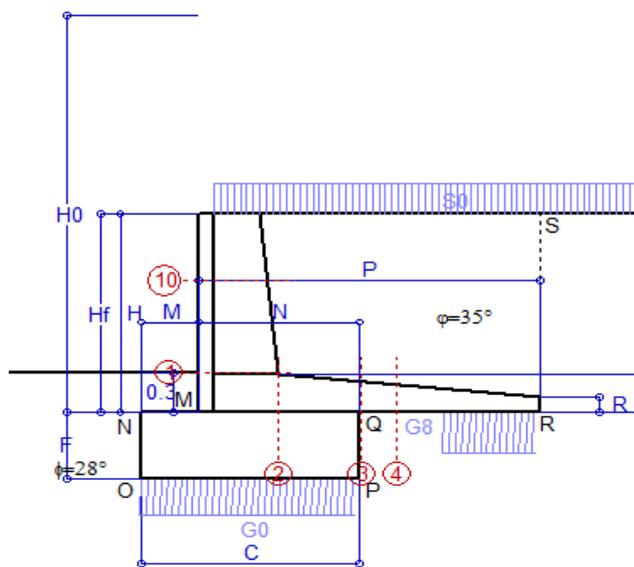
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 1,50$ m
 $C = 1,50$ m
 $F = 0,50$ m
 $M = 0,40$ m
 $N = 1,10$ m
 $P = 2,35$ m
 $Q = 0,29$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Pref. u30NM (H=1.50 m)
 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

$a_g/g = 0,073$

$H_0 = 3,00$ m
 $H = 1,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0,285$
 $H = 1,50$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 $K_3 = 0,283$
 $K_p = 2,66$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI RIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	5,6	5,6	1,3	3,5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	1,7	2,1	0,4	1,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,4	1,6	21,4	23,7
Peso terra e sovraccarico x 1	3,0	3,8	55,2	94,1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0,6	0,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,2	0,3	18,2	13,6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5	-8,1*	-2,2*	0,0*	0,0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	13,5	13,5	96,4	135,9

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: $G_8 = 31,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,66$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 64,5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,50$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,043$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 3,2^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (135,9 + 2,2) / 1,0 = 138,1 > E_d = 13,5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (91) / 1,0 = 91,0 > E_d = 7,3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 29$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 18$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm $0,04$
 $K_0 = 0,283$

Sezione	Azioni esterne (1)		Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti	
	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	3,5	3,5	14,0	5,3	54,0	47,2	114,4	14,4	45°, 1,0	4,15	9,17	7,54	6,52	167,4	149,6
2	2,3	2,3	0,0	9,6	29,0	23,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,28	12,63	3,83	12,88	111,1	153,3
3	-5,4	-5,4	0,0	5,7	23,7	18,7	125,0	125,0	-	3,38	11,45	3,83	5,90	-36,2	115,4
4	-6,7	-6,7	0,0	4,2	21,3	16,3	125,0	125,0	-	2,99	7,13	3,83	0,00	-31,2	100,5
10	0,9	1,2	9,3	1,9	46,9	41,4	113,2	13,2	73°, 1,0	4,01	9,40	7,54	3,96	149,8	70,5

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Prefabbricato tipo u30NM (H=1.50 m)

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
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	0,50	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)		Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma	
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	102,6	151,4	64,1
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	6,17°	9,58°	1,94°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	11,1	25,5	2,2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1,50	1,50	1,50
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0,75	0,75	0,75
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0,80	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	321,50	279,24	368,16
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,80	0,69	0,93
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,79	0,68	0,93
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	305,46	247,26	378,88
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,71	0,57	0,90
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,627	0,527	0,747
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	671,8	564,1	933,8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	102,6	151,4	64,1
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

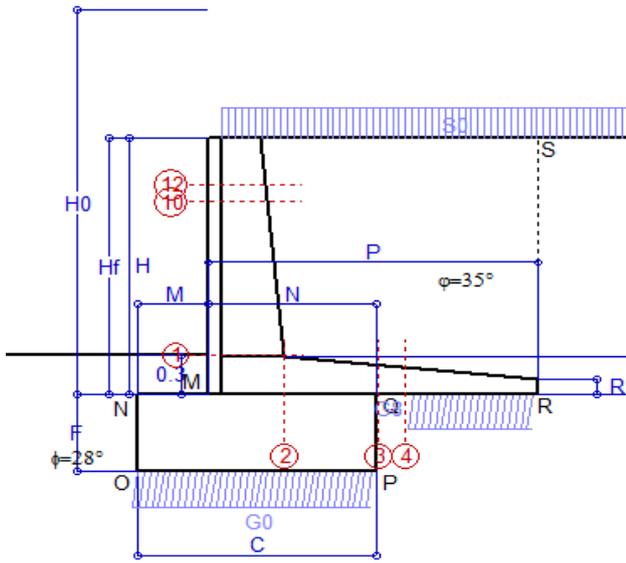
Condizione di carico "Esercizio"

Dati

$H_m = 2,00$ m	Prof. u30NM (H=2.00 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,00$ m
$F = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,12$ 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	12,7	16,1	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16,3	26,0	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	34,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	159,8	277,3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,0	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	33,2	28,2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 30,0	M₉ = 42,3	P₉ = 221,7	M₈ = 340,2

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:	$G_8 = 74,2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,88$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 147,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,70$ 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			$\beta = 7,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (221,7 * 0,532) / 1,1 = 107,1 > E_d = 30$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (340,2) / 1,15 = 295,8 > E_d = 42,3$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (217,8) / 1,15 = 189,4 > E_d = 24,7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 71$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 43$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 0,35

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	17,3	17,3	24,3	18,9	54,0	47,2	114,6	14,6	45°, 1,0	4,20	9,17	7,54	6,52	168,6	144,2	
2	11,3	11,3	0,0	22,5	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,43	12,63	3,83	13,44	107,7	153,3	
3	-0,4	-0,4	0,0	4,0	22,8	16,7	125,0	125,0	-	3,89	10,86	3,83	5,90	-40,2	103,4	
4	-2,4	-2,4	0,0	1,7	20,9	14,8	125,0	125,0	-	3,17	6,97	3,83	0,00	-33,3	91,5	
10	1,5	2,2	10,1	4,9	41,9	36,4	112,9	12,9	73°, 1,0	3,67	8,23	7,54	3,96	116,6	59,5	
12	0,8	1,3	8,7	3,5	40,6	31,1	112,6	12,6	73°, 1,0	3,51	8,23	7,54	3,96	100,3	51,1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"

Dati

$H_m = 2,00$ m	Prof. u30NM (H=2.00 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,00$ m
$F = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 2,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	9,8	12,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	10,8	17,3	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	22,1	26,7
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	115,7	201,2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	41,1	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	25,5	21,7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 32,8	M₉ = 71,0	P₉ = 163,3	M₈ = 249,6

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:	$G_8 = 23,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,36$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 139,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,082$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11,4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (163,3 * 0,532) / 1,1 = 78,9 > Ed = 32,8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (249,6) / 1,15 = 217,0 > Ed = 71$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (159) / 1,15 = 138,3 > Ed = 51,6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 67$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 47$ 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 1,24
 $K_0 = 0,244$

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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	49,4	49,4	18,1	19,5	54,0	47,2	114,6	14,6	45°, 1,0	4,07	9,17	4,02	6,52	167,4	146,7	
2	32,1	32,1	0,0	45,9	29,0	23,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,28	12,63	3,83	12,88	111,1	153,3	
3	19,2	19,2	0,0	29,3	22,8	17,7	125,0	125,0	-	3,76	10,86	3,83	5,90	71,5	122,2	
4	-0,6	-0,6	0,0	0,6	15,8	10,7	125,0	125,0	-	2,57	5,28	3,83	0,00	-22,7	66,3	
10	22,4	24,5	7,6	11,5	41,9	36,4	112,9	12,9	73°, 1,0	3,50	8,23	4,02	3,96	115,3	60,7	
12	20,1	21,8	6,6	10,1	40,6	31,1	112,6	12,6	73°, 1,0	3,31	8,23	4,02	3,96	98,7	52,0	
13	34,3	37,3	12,5	14,6	47,5	40,0	113,9	13,9	73°, 1,0	3,73	8,78	4,02	3,96	135,5	65,7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

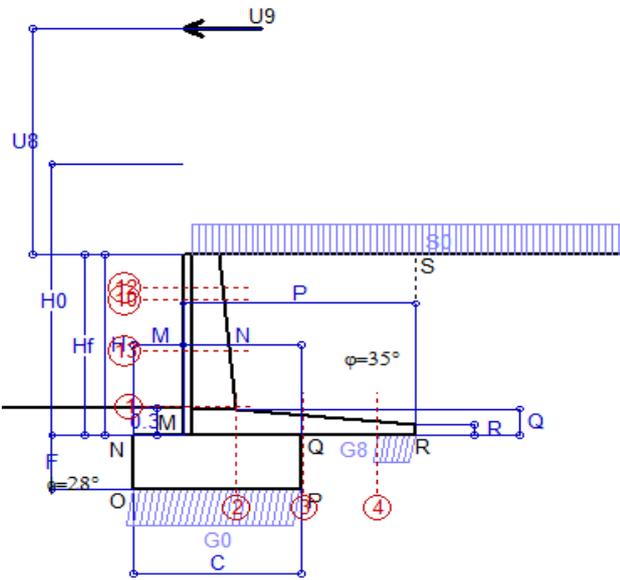
Scheda 1: Approccio 2, (A1+M1+R3)

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"

Dati

$H_m = 2,00$ m	Prof. u30NM (H=2.00 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,00$ m
$F = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9.375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 2,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	12,7	16,1	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16,3	26,0	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	34,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	159,8	277,3
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	57,4	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,0	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	33,2	28,2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 41,2	M₉ = 99,7	P₉ = 221,7	M₈ = 340,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 30,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,36$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 191,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,112$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10,5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (221.7 * 0.532) / 1.1 = 107,1 > Ed = 41.2$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (340.2) / 1.15 = 295,8 > Ed = 99.7$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (217.8) / 1.15 = 189,4 > Ed = 75.3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 94$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 63$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 1,89

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 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	75,1	75,1	24,3	20,3	54,0	47,2	114,6	14,6	45°, 1,0	4,00	9,17	7,54	6,52	169,2	144,2	
2	48,8	48,8	0,0	68,7	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,43	12,63	3,83	13,44	107,7	153,3	
3	28,2	28,2	0,0	40,7	22,8	16,7	125,0	125,0	-	3,98	10,86	3,83	5,90	69,7	117,6	
4	-0,3	-0,3	0,0	0,4	15,6	9,6	125,0	125,0	-	2,48	5,22	3,83	0,00	-22,9	59,0	
10	43,7	46,0	10,1	6,9	41,9	36,4	112,9	12,9	73°, 1,0	3,50	8,23	7,54	3,96	117,1	59,5	
12	41,1	43,0	8,7	4,0	40,6	31,1	112,6	12,6	73°, 1,0	3,35	8,23	7,54	3,96	100,9	51,1	
13	57,1	60,6	16,8	12,4	47,5	40,0	113,9	13,9	73°, 1,0	3,72	8,87	7,54	3,96	138,5	64,1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

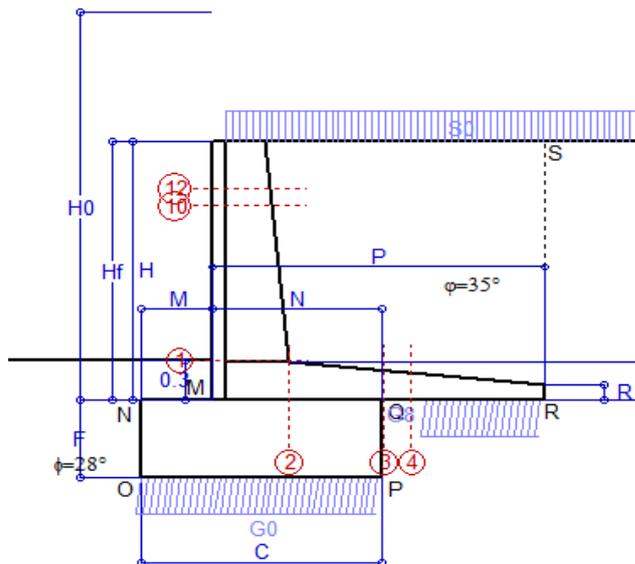
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 2,00$ m	Pref. u30NM (H=2.00 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,00$ m
$F = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
9,76	12,36	0,00	0,00
10,84	17,34	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	26,68
0,00	0,00	115,72	201,22
0,79	0,16	0,00	0,00
0,00	0,00	25,50	21,68
$S_9 = 21,39$	$M_9 = 29,86$	$P_9 = 163,28$	$M_8 = 249,57$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 8,358
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 4,059
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 53,81$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,83$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 109,47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,064$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 7,5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,20

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	12,3	18,1	15,6	114,6	54,0	47,2	9,17	7,54	24	0,84	38	0,000
2	8,0	0,0	20,6	125,0	29,0	22,9	12,63	3,83	29	1,28	50	0,000
3	-1,7	0,0	3,1	125,0	22,8	16,7	10,86	3,83	23	0,82	50	0,000
4	-3,3	0,0	0,0	125,0	20,8	14,8	6,95	3,83	52	1,85	50	0,000
10	1,1	7,6	3,4	112,9	41,9	36,4	8,23	7,54	2	0,14	38	0,000
12	0,6	6,6	2,4	112,6	40,6	31,1	8,23	7,54	1	0,10	38	0,000

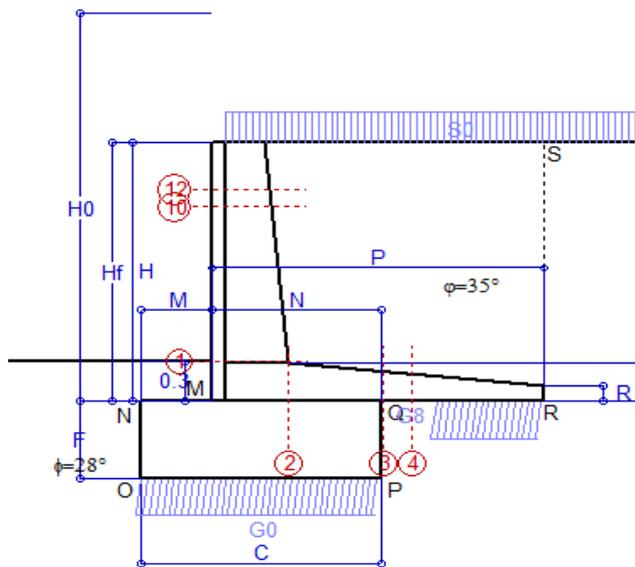
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



- 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

$H_m = 2,00$ m	Pref. u30NM (H=2.00 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,00$ m
$F = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

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
9,76	12,36	0,00	0,00
8,13	13,01	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	26,68
0,00	0,00	103,97	181,54
0,79	0,16	0,00	0,00
0,00	0,00	25,50	21,68
$S_9 = 18,68$	$M_9 = 25,52$	$P_9 = 151,53$	$M_8 = 229,89$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M'	=	9,007
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	4,314
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	48,84 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0,76 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	102,68 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$ 1,70 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,060 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	7,0°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,17

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 compar-tecipazione	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+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	10,3	17,1	13,3	114,6	54,0	47,2	9,17	7,54	20	0,72	38	0,000
2	6,7	0,0	19,6	125,0	29,0	22,9	12,63	3,83	25	1,08	50	0,000
3	-3,7	0,0	3,2	125,0	22,8	16,7	10,86	3,83	51	1,77	50	0,000
4	-5,2	0,0	0,0	125,0	20,8	14,7	6,94	3,83	83	2,95	50	0,000
10	0,9	7,3	2,7	112,9	41,9	36,4	8,23	7,54	1	0,11	38	0,000
12	0,5	6,3	1,9	112,6	40,6	31,1	8,23	7,54	0	0,08	38	0,000

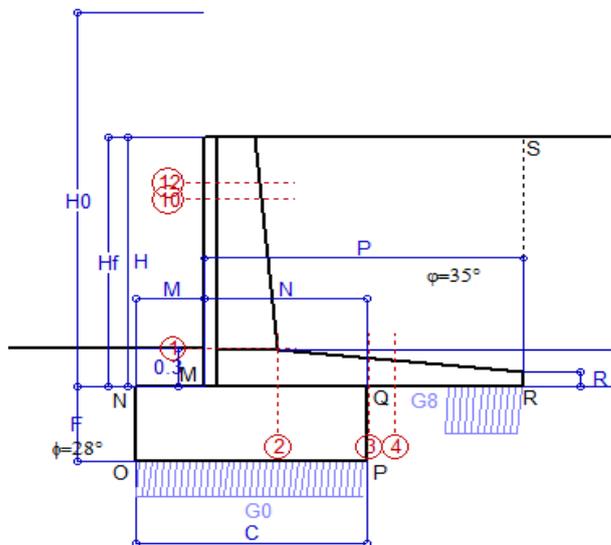
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



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

$H_m =$	2,00 m	Prof. u30NM (H=2.00 m)	$H_0 =$	3,00 m
$C =$	1,70 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2,00 m
$F =$	0,60 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	35°
$M =$	0,50 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	0,0 kN/m2
$N =$	1,20 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18,0 kN/m3
$P =$	2,35 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25,0 kN/m3
$Q =$	0,29 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0,53

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
9,76	12,36	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	26,68
0,00	0,00	68,72	122,50
0,79	0,16	0,00	0,00
0,00	0,00	25,50	21,68
$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
10,55	12,52	116,28	170,85

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 13,651
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 5,862
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 35,07 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . $Q_8 =$ 0,54 m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 81,20 kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 =$ 1,68 m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t =$ 0,048 MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta =$ 5,2°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,07

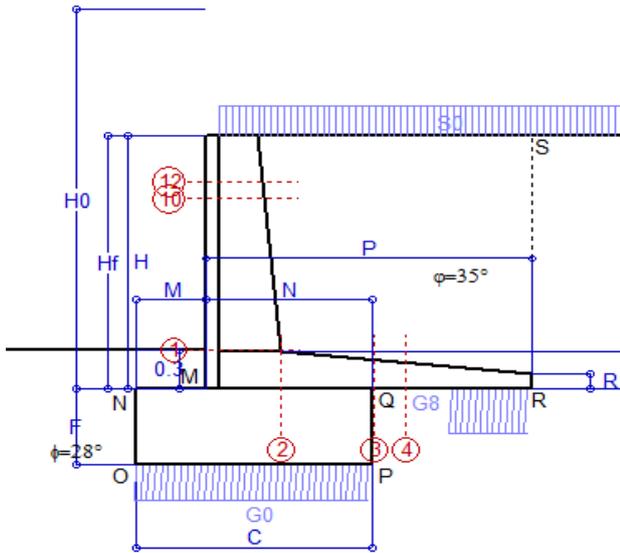
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Mononobe-Okabe: 2a form.) $K_0 =$ 0,244

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	4,4	14,2	6,5	114,6	54,0	47,2	9,17	7,54	7	0,32	38	0,000
2	2,8	0,0	14,8	125,0	29,0	22,9	12,63	3,83	11	0,46	50	0,000
3	-7,7	0,0	1,9	125,0	22,8	16,7	10,86	3,83	105	3,68	50	0,000
4	-8,7	0,0	0,0	125,0	20,9	14,8	6,94	3,83	138	4,89	50	0,000
10	1,9	6,4	0,6	112,9	41,9	36,4	8,23	7,54	0	0,05	38	0,000
12	0,1	5,7	0,3	112,6	40,6	31,1	8,23	7,54	0	0,04	38	0,000

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

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 2,00$ m
 $C = 1,70$ m
 $F = 0,60$ m
 $M = 0,50$ m
 $N = 1,20$ m
 $P = 2,35$ m
 $Q = 0,29$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,12$ m

Acceleraz orizz. al suolo Pref. u30NM (H=2.00 m)

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,00$ m
 $H = 2,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0,277$
 $H = 2,00$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0,269$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_p = 2,70$
 $\delta = 0^\circ$

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	9,9	12,5	1,5	4,3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2,2	3,5	0,3	1,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,9	1,2	21,6	26,1
Peso terra e sovraccarico x 1	2,9	4,8	76,5	135,4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0,9	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,1	0,3	25,0	21,2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5 <i>*non sommati</i>	-10,4*	-3,1*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	17,8	22,5	124,9	187,9

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: $G_8 = 37,3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,58$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 87,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,70$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,052$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 3,4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (124,9 * 0,532 + 10,4) / 1,0 = 76,8 > E_d = 17,8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 40$ 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 $0,13$
 $K_0 = 0,269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	$M_{Ed,u}$ (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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	7,0	7,0	15,4	8,5	54,0	47,2	114,6	14,6	45°, 1,0	4,16	9,17	7,54	6,52	167,6	148,4		
2	4,5	4,5	0,0	15,0	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,43	12,63	3,83	13,44	107,7	153,3		
3	-6,1	-6,1	0,0	7,7	22,8	16,7	125,0	125,0	-	3,89	10,86	3,83	5,90	-40,2	103,4		
4	-7,6	-7,6	0,0	5,4	20,5	14,5	125,0	125,0	-	3,13	6,85	3,83	0,00	-32,6	89,3		
10	0,6	0,8	6,7	1,6	41,9	36,4	112,9	12,9	73°, 1,0	3,66	8,23	7,54	3,96	116,3	62,0		
12	0,4	0,5	5,9	1,1	40,6	31,1	112,6	12,6	73°, 1,0	3,50	8,23	7,54	3,96	100,1	53,2		

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

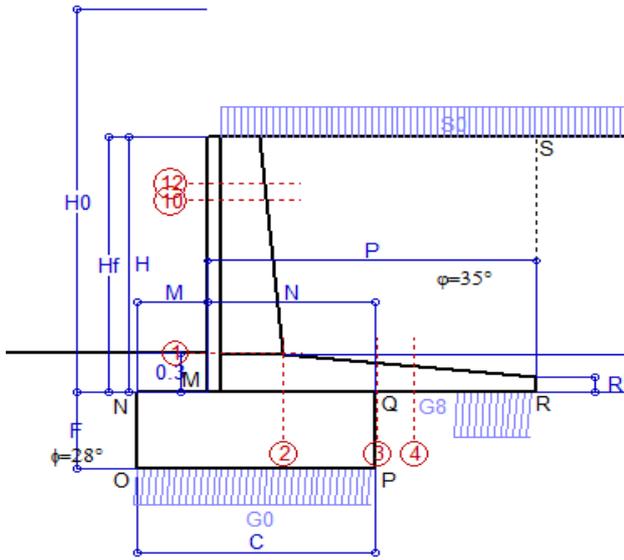
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 2,00$ m
 $C = 1,70$ m
 $F = 0,60$ m
 $M = 0,50$ m
 $N = 1,20$ m
 $P = 2,35$ m
 $Q = 0,29$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo
Pref. u30NM (H=2.00 m)

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,00$ m
 $H = 2,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0,285$
 $H = 2,00$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 $K_3 = 0,283$
 $K_p = 2,66$

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	10,0	12,7	2,3	6,4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2,2	3,6	0,5	1,4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,4	1,8	21,4	25,8
Peso terra e sovraccarico x 1	4,3	7,2	75,7	133,9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0,9	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,6	0,5	24,7	21,0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5	-10,2*	-3,1*	0,0*	0,0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	20,4	25,9	124,5	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 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: $G_8 = 35,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,56$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 88,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,052$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 4,7^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (188,6 + 3,1) / 1,0 = 191,7 > E_d = 25,9$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (117,7) / 1,0 = 117,7 > E_d = 14,4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 40$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 24$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) Freccia in cima al pannello mm $0,15$
 $K_0 = 0,283$

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	7,6	7,6	15,6	9,1	54,0	47,2	114,6	14,6	45°, 1,0	4,16	9,17	7,54	6,52	167,6	148,2	
2	4,9	4,9	0,0	14,7	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,43	12,63	3,83	13,44	107,7	153,3	
3	-5,1	-5,1	0,0	8,7	22,8	16,7	125,0	125,0	-	3,89	10,86	3,83	5,90	-40,2	103,4	
4	-7,0	-7,0	0,0	5,1	20,2	14,2	125,0	125,0	-	3,09	6,75	3,83	0,00	-32,0	87,4	
10	0,7	0,9	6,7	1,7	41,9	36,4	112,9	12,9	73°, 1,0	3,66	8,23	7,54	3,96	116,3	62,0	
12	0,4	0,6	5,9	1,2	40,6	31,1	112,6	12,6	73°, 1,0	3,50	8,23	7,54	3,96	100,1	53,1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 (H=2.00 m)

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
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 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	147,5	191,1	87,6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	7,70°	10,53°	3,39°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	19,9	35,5	5,2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1,70	1,70	1,70
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0,85	0,85	0,85
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0,90	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	339,73	301,02	392,38
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0,75	0,66	0,88
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,74	0,65	0,88
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	315,59	263,22	396,50
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0,65	0,54	0,83
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,655	0,564	0,789
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	795,7	685,1	1117,6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	147,5	191,1	87,6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

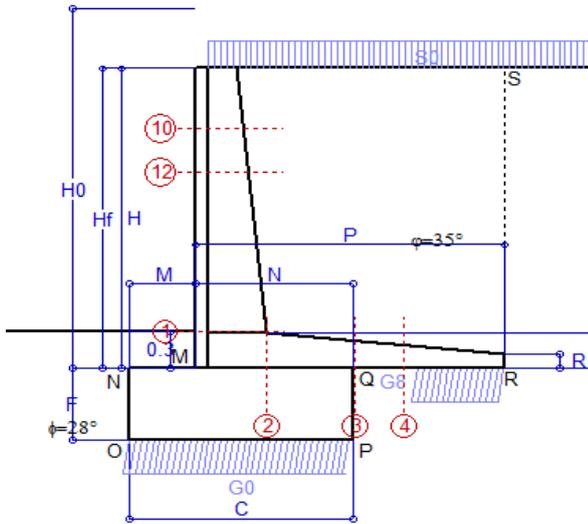
Condizione di carico "Esercizio"

Dati

$H_m = 2,50$ m	Prof. u30NM (H=2.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,50$ m
$F = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,12$ 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	$H = 2,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$



Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	19,8	28,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	20,3	37,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	34,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	187,3	323,4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,0	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	33,2	28,2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 41,2	M₉ = 66,2	P₉ = 249,2	M₈ = 386,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 68,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,66$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 180,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,106$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 9,4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (249.2 * 0.532) / 1.1 = 120,4$	$> Ed = 41.2$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (386.2) / 1.15 = 335,9$	$> Ed = 66.2$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (250.1) / 1.15 = 217,4$	$> Ed = 41.9$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 90$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 57$ kN	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm $0,89$
 $K_0 = 0,244$

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	31,6	31,6	28,3	26,2	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1.0	4,02	9,17	7,54	6,52	169,7	142,6	
2	20,6	20,6	0,0	30,4	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1.0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3	
3	3,8	3,8	0,0	21,7	22,8	16,7	125,0	125,0	-	4,09	10,86	4,52	5,90	70,4	117,6	
4	-4,3	-4,3	0,0	3,4	19,2	13,1	125,0	125,0	-	3,09	6,41	4,52	0,00	-32,8	80,7	
10	1,4	2,0	7,2	4,7	36,9	31,4	112,7	12,7	73°, 1.0	3,36	8,23	7,54	3,96	101,7	51,3	
12	4,4	5,5	11,2	8,6	40,6	31,1	113,2	13,2	73°, 1.0	3,35	8,23	7,54	3,96	101,1	50,1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"

Dati

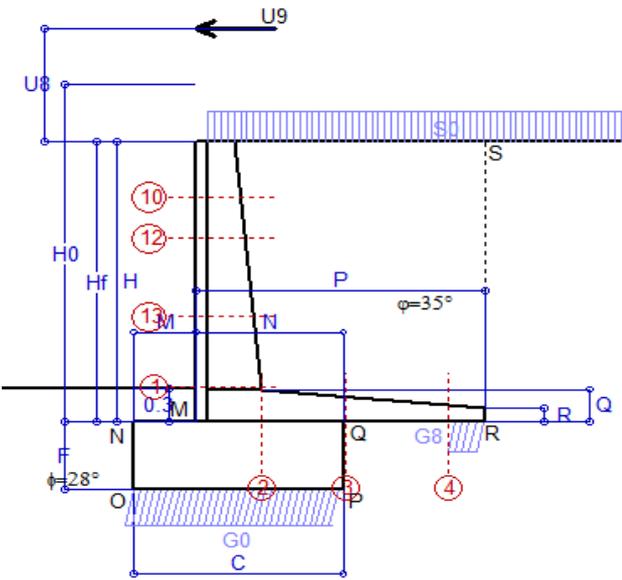
$H_m = 2,50$ m	Pref. u30NM (H=2.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,50$ m
$F = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 2,50$ m
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	15,2	21,8	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	13,5	25,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	22,1	26,7
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	136,9	236,6
Forze concentrate (U ₉ +V ₉) x 1	11,4	46,8	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	25,5	21,7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 41,0	M₉ = 93,9	P₉ = 184,4	M₈ = 285,0



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:	$G_8 = 19,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,24$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 164,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,097$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12,5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (184,4 * 0,532) / 1,1 = 89,1 > Ed = 41$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (285) / 1,15 = 247,8 > Ed = 93,9$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (183,9) / 1,15 = 159,9 > Ed = 69,6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 81$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 59$ 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	2,46
$K_0 =$	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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	66,7	66,7	21,0	23,3	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	3,99	9,17	7,54	6,52	168,8	145,5	
2	44,0	44,0	0,0	60,7	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3	
3	29,5	29,5	0,0	38,0	22,8	16,7	125,0	125,0	-	4,09	10,86	4,52	5,90	70,4	117,6	
4	-0,6	-0,6	0,0	0,7	14,8	8,7	125,0	125,0	-	2,59	4,94	4,52	0,00	-22,9	56,6	
10	22,4	24,2	5,4	10,4	36,9	31,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,35	8,23	7,54	3,96	101,5	52,4	
12	29,7	31,8	8,3	11,3	40,6	31,1	113,2	13,2	73°, 1,0	3,34	8,23	7,54	3,96	100,9	51,3	
13	47,7	51,6	14,9	17,3	47,5	40,0	114,1	14,1	73°, 1,0	3,65	8,46	7,54	3,96	132,4	64,8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

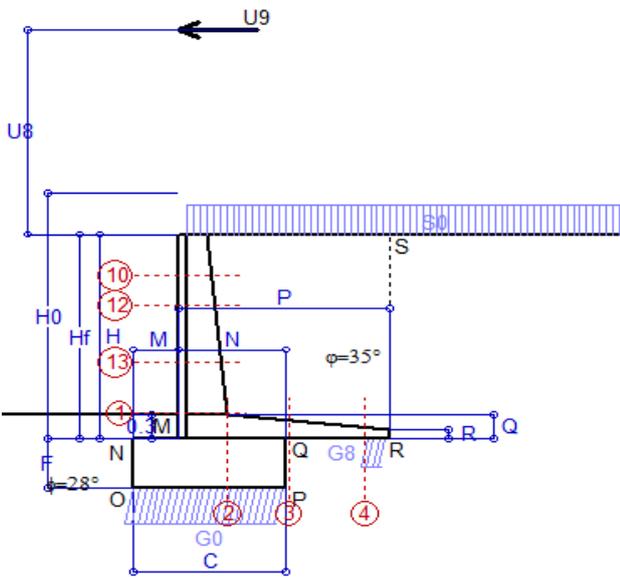
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 2,50$ m	Prof. u30NM (H=2.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,50$ m
$F = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9.375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 2,50$ m
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	19,8	28,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	20,3	37,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	34,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	187,3	323,4
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	63,0	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,0	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	33,2	28,2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 52,4	M₉ = 129,2	P₉ = 249,2	M₈ = 386,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 25,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,25$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 223,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,131$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (249,2 * 0,532) / 1,1 = 120,4 > Ed = 52,4$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (386,2) / 1,15 = 335,9 > Ed = 129,2$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (250,1) / 1,15 = 217,4 > Ed = 98,2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 112$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 79$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm $3,74$

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

$K_0 = 0,244$

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	96,5	96,5	28,3	26,1	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	4,02	9,17	7,54	6,52	169,7	142,6
2	62,7	62,7	0,0	88,2	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3
3	41,3	41,3	0,0	52,0	22,8	16,7	125,0	125,0	-	4,09	10,86	4,52	5,90	70,4	117,6
4	-0,6	-0,6	0,0	0,7	14,7	8,6	125,0	125,0	-	2,58	4,90	4,52	0,00	-22,7	56,2
10	43,6	45,6	7,2	4,8	36,9	31,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,36	8,23	7,54	3,96	101,7	51,3
12	51,8	54,2	11,2	6,8	40,6	31,1	113,2	13,2	73°, 1,0	3,35	8,23	7,54	3,96	101,1	50,1
13	73,0	77,7	20,1	16,9	47,5	40,0	114,1	14,1	73°, 1,0	3,67	8,46	7,54	3,96	132,9	63,0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

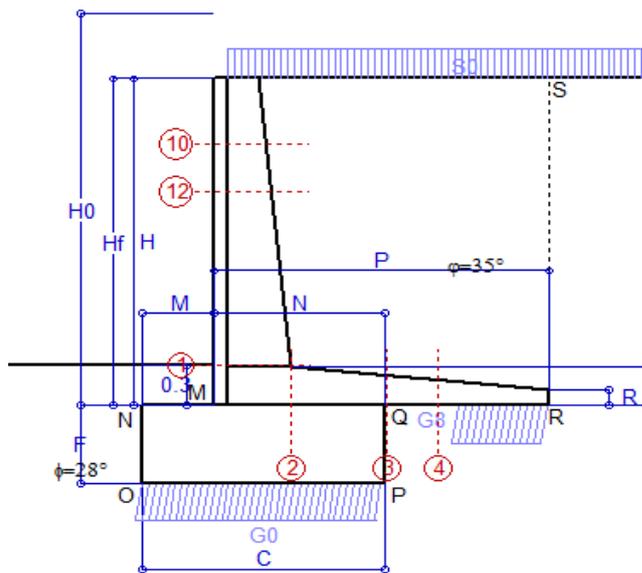
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 2,50$ m	Pref. u30NM (H=2.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,50$ m
$F = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15,24	21,85	0,00	0,00
13,55	25,07	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	26,68
0,00	0,00	136,87	236,65
0,79	0,16	0,00	0,00
0,00	0,00	25,50	21,68
$S_9 = 29,58$	$M_9 = 47,07$	$P_9 = 184,43$	$M_8 = 285,00$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 6,054
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3,315
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 51,17$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,63$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 133,26$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,078$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9,1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,53

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	22,4	21,0	23,1	114,7	54,0	47,2	9,17	7,54	48	1,49	38	0,000
2	14,6	0,0	29,2	125,0	29,0	22,9	12,63	4,52	54	2,35	50	0,000
3	1,5	0,0	17,0	125,0	22,8	16,7	10,86	4,52	9	0,44	50	0,000
4	-4,2	0,0	0,0	125,0	19,3	13,2	6,43	4,52	64	2,59	50	0,000
10	1,0	5,4	3,4	112,7	36,9	31,4	8,23	7,54	3	0,16	38	0,000
12	3,1	8,3	6,8	113,2	40,6	31,1	8,23	7,54	10	0,44	38	0,000

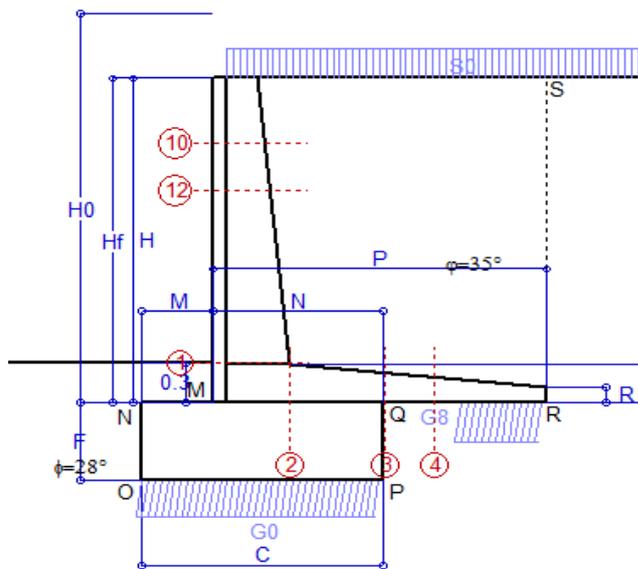
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 2,50$ m	Pref. u30NM (H=2.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,50$ m
$F = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15,24	21,85	0,00	0,00
10,16	18,80	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	26,68
0,00	0,00	125,12	216,97
0,79	0,16	0,00	0,00
0,00	0,00	25,50	21,68
$S_9 = 26,20$	$M_9 = 40,81$	$P_9 = 172,68$	$M_8 = 265,32$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 6,502
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3,505
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 48,31$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,60$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 124,37$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,073$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 8,6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,45

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	19,1	19,7	20,1	114,7	54,0	47,2	9,17	7,54	41	1,28	38	0,000
2	12,4	0,0	27,0	125,0	29,0	22,9	12,63	4,52	46	2,00	50	0,000
3	-0,7	0,0	14,5	125,0	22,8	16,7	10,86	4,52	8	0,31	50	0,000
4	-5,6	0,0	0,0	125,0	19,4	13,3	6,49	4,52	83	3,37	50	0,000
10	0,8	5,1	2,7	112,7	36,9	31,4	8,23	7,54	2	0,13	38	0,000
12	2,5	7,8	5,5	113,2	40,6	31,1	8,23	7,54	8	0,36	38	0,000

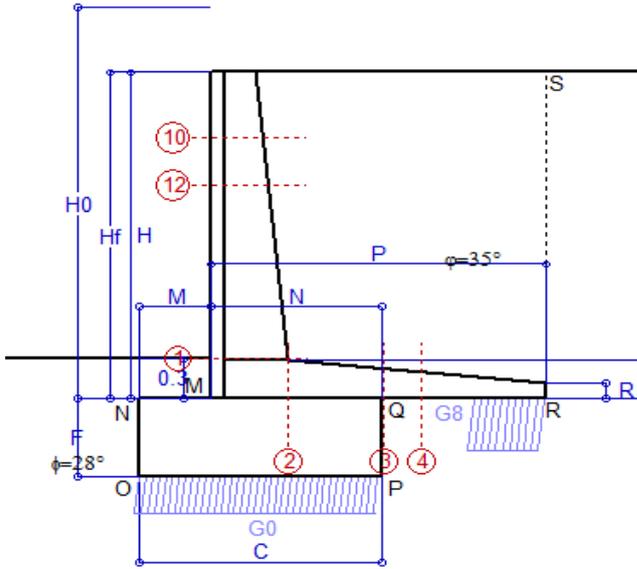
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 2,50$ m	Pref. u30NM (H=2.50 m)	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2,50$ m
$F = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,20$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15,24	21,85	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	26,68
0,00	0,00	89,87	157,92
0,79	0,16	0,00	0,00
0,00	0,00	25,50	21,68
$S_9 = 16,04$	$M_9 = 22,01$	$P_9 = 137,43$	$M_8 = 206,28$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'O' perché < del valore rispetto a 'M' = 9,373
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 4,557
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 40,13$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,50$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 97,30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,057$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 6,7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

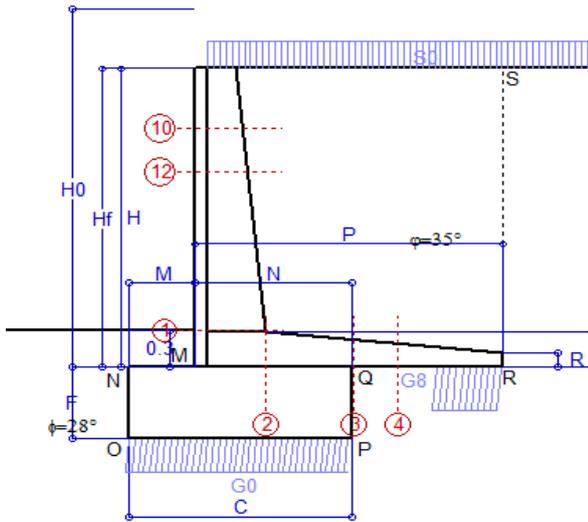
Freccia in cima al pannello mm 0,20

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	9,2	15,9	11,2	114,7	54,0	47,2	9,17	7,54	18	0,64	38	0,000
2	6,0	0,0	20,2	125,0	29,0	22,9	12,63	4,52	22	0,96	50	0,000
3	-6,9	0,0	6,6	125,0	22,8	16,7	10,86	4,52	83	3,06	50	0,000
4	-9,2	0,0	0,0	125,0	20,2	14,1	6,73	4,52	132	5,15	50	0,000
10	0,2	4,1	0,6	112,7	36,9	31,4	8,23	7,54	0	0,04	38	0,000
12	0,7	6,2	1,9	113,2	40,6	31,1	8,23	7,54	1	0,12	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

- $H_m = 2,50$ m
- $C = 1,70$ m
- $F = 0,60$ m
- $M = 0,50$ m
- $N = 1,20$ m
- $P = 2,35$ m
- $Q = 0,29$ m
- $U_1 = 0,0$ m
- $R = 0,12$ m

Acceleraz orizz. al suolo

- Prof. u30NM (H=2.50 m)**
- 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

- $a_g/g = 0,073$
- $H_0 = 3,00$ m
- $H = 2,50$ m
- $S_0 = 4,0$ kN/m²
- $\varphi = 35^\circ$
- $R_0 = 0,532$
- $a_{max}/g = 0,110$
- $\beta_m = 0,38$
- $i_g = 0,0\%$
- $i_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

- Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0,277$
- Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 2,50$ m
- $O_3 = 8,68^\circ$
- Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
- Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
- (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	15,4	22,1	2,4	6,7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2,7	5,1	0,4	1,2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,9	1,2	21,6	26,1
Peso terra e sovraccarico x 1	3,8	7,3	97,2	170,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0,9	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,1	0,3	25,0	21,2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-10,4*	-3,1*	0,0*	0,0*
<i>*non sommati</i>	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_9 =$
TOTALI (GEO e STR)	24,8	36,1	146,5	225,3

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: $G_8 = 40,0$ kN
- Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 106,5$ kN
- Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,50$ m
- Larghezza dell'impronta d'appoggic. $C_8 = 1,70$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,063$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 5,6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (146,5 * 0,532 + 10,4) / 1,0 = 88,3 > Ed = 24,8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 51$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 31$ 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) $K_0 = 0,269$

Sezi one	azioni esterne (1)		Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti		
	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	13,4	13,4	17,5	13,0	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	3,97	9,17	7,54	6,52	168,4	147,1
2	8,7	8,7	0,0	18,7	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3
3	-3,6	-3,6	0,0	13,7	22,8	16,7	125,0	125,0	-	3,97	10,86	4,52	5,90	-43,5	103,1
4	-7,4	-7,4	0,0	5,7	19,5	13,4	125,0	125,0	-	3,13	6,51	4,52	0,00	-33,5	82,6
10	0,4	0,6	4,4	1,5	36,9	31,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,35	8,23	7,54	3,96	101,5	53,5
12	1,4	1,8	6,8	3,1	40,6	31,1	113,2	13,2	73°, 1,0	3,34	8,23	7,54	3,96	100,8	52,4

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

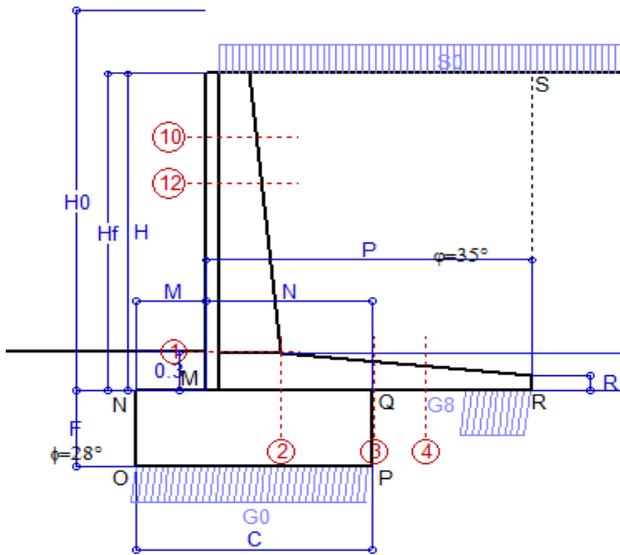
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 2,50$ m
 $C = 1,70$ m
 $F = 0,60$ m
 $M = 0,50$ m
 $N = 1,20$ m
 $P = 2,35$ m
 $Q = 0,29$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Pref. u30NM (H=2.50 m)

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,00$ m
 $H = 2,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 2,50 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	15,6	22,4	3,5	10,1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	2,8	5,1	0,6	1,8
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,4	1,8	21,4	25,8
Peso terra e sovraccarico x 1	5,6	11,0	96,2	168,2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0,9	0,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,6	0,5	24,7	21,0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5	-10,2*	-3,1*	0,0*	0,0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	27,9	40,9	146,4	226,9

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: $G_8 = 38,2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,47$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 108,2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,064$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 6,9^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (226,9 + 3,1) / 1,0 = 230,0 > E_d = 40,9$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (145,1) / 1,0 = 145,1 > E_d = 25$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 51$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 33$ 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 $0,39$
 $K_0 = 0,283$

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	14,3	14,3	17,8	13,8	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	3,98	9,17	7,54	6,52	168,4	146,8	
2	9,3	9,3	0,0	18,4	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3	
3	-2,2	-2,2	0,0	15,0	22,8	16,7	125,0	125,0	-	3,97	10,86	4,52	5,90	-43,5	103,1	
4	-6,8	-6,8	0,0	5,4	19,2	13,1	125,0	125,0	-	3,09	6,40	4,52	0,00	-32,8	80,6	
10	0,5	0,7	4,5	1,6	36,9	31,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,35	8,23	7,54	3,96	101,5	53,5	
12	1,6	2,0	6,8	3,3	40,6	31,1	113,2	13,2	73°, 1,0	3,34	8,23	7,54	3,96	100,8	52,3	

(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

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Prefabbricato tipo u30NM (H=2.50 m)

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
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 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	180,3	223,3	106,5
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	9,38°	11,88°	5,61°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	29,8	47,0	10,5
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1,70	1,70	1,70
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0,85	0,85	0,85
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	0,90	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	316,54	283,23	360,63
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0,70	0,62	0,81
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,68	0,61	0,80
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	283,84	240,23	349,36
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0,58	0,49	0,73
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,600	0,523	0,710
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	729,0	635,6	1005,8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	180,3	223,3	106,5
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

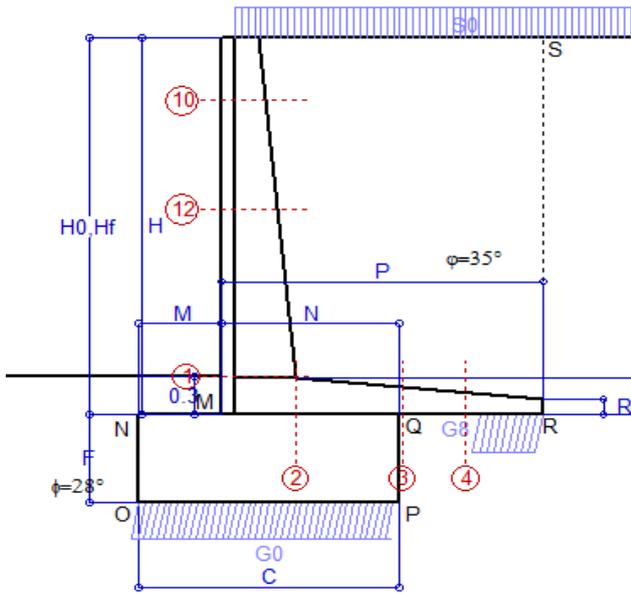
Condizione di carico "Esercizio"

Dati

$H_m = 3,00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,12$ 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 1.3	28,5	48,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24,4	53,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	37,5
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	214,8	390,9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,4	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	43,2	41,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 54,3	M₉ = 102,5	P₉ = 286,7	M₈ = 469,5

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:	$G_8 = 57,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,46$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 228,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,120$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 10,7^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (286,7 * 0,532) / 1,1 = 138,6$	$> Ed = 54,3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (469,5) / 1,15 = 408,3$	$> Ed = 102,5$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (282,4) / 1,15 = 245,5$	$> Ed = 65,1$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 113$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 73$ 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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	51,6	51,6	33,1	34,0	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	4,04	9,17	7,54	6,52	170,3	141,1	
2	33,5	33,5	0,0	47,2	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3	
3	10,4	10,4	0,0	33,0	21,9	15,8	125,0	125,0	-	4,00	10,26	4,52	5,90	64,0	111,0	
4	-3,8	-3,8	0,0	3,6	17,3	11,2	125,0	125,0	-	2,85	5,80	4,52	0,00	-28,8	69,4	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	31,9	26,4	112,6	12,6	73°, 1,0	2,89	5,69	7,54	3,96	62,7	43,2	
12	11,6	13,6	14,5	14,5	40,6	33,7	113,5	13,5	73°, 1,0	3,44	8,23	7,54	3,96	109,4	53,4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

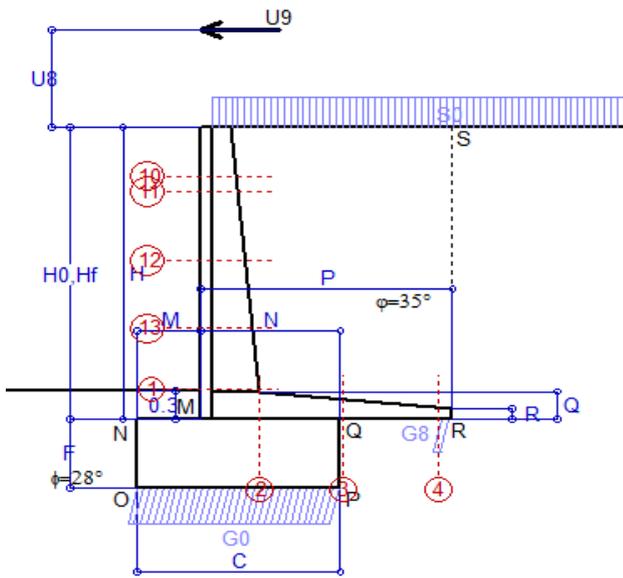
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 3,00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3,00$ m
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	22,0	37,3	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	16,3	35,8	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	22,1	28,9
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	158,0	287,9
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	53,7	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	33,2	31,6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 50,7	M₉ = 127,0	P₉ = 213,3	M₈ = 348,3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 10,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,11$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 202,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,107$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (213,3 * 0,532) / 1,1 = 103,1 > Ed = 50,7$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (348,3) / 1,15 = 302,9 > Ed = 127$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (208,7) / 1,15 = 181,5 > Ed = 92$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 98$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 71$ kN

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

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

Freccia in cima al pannello mm 4,91

$K_0 = 0,244$

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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	88,2	88,2	24,5	27,5	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	4,00	9,17	7,54	6,52	169,2	144,3	
2	59,9	59,9	0,0	79,4	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3	
3	38,5	38,5	0,0	44,4	21,9	15,8	125,0	125,0	-	4,00	10,26	4,52	5,90	64,0	111,0	
4	-0,2	-0,2	0,0	0,3	13,3	7,2	125,0	125,0	-	2,46	4,45	4,52	0,00	-19,6	50,1	
10	22,4	23,9	3,3	9,0	31,9	26,4	112,6	12,6	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,7	44,0	
11	25,3	26,9	4,5	9,0	33,5	26,0	112,7	12,7	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	61,9	43,1	
12	41,9	44,8	10,6	14,0	40,6	33,7	113,5	13,5	73°, 1,0	3,42	8,23	7,54	3,96	109,1	54,9	
13	64,6	69,4	17,9	20,4	47,5	40,0	114,3	14,3	73°, 1,0	3,59	8,06	7,54	3,96	126,8	63,9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

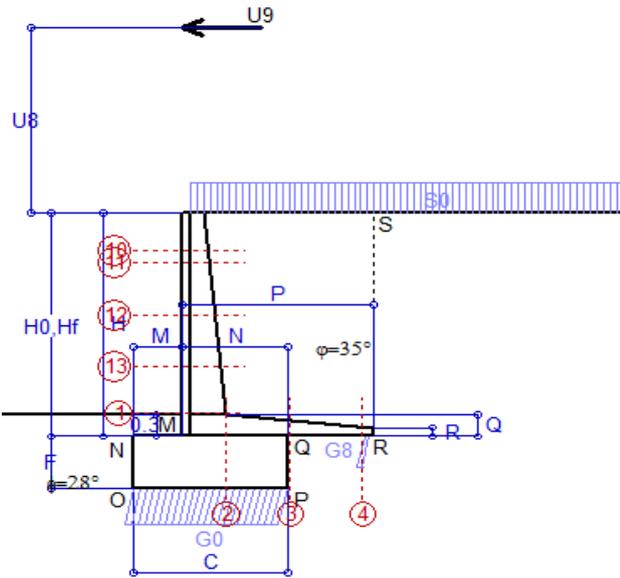
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 3,00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3,00$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3,00$ m
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	28,5	48,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24,4	53,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	28,7	37,5
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	214,8	390,9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	69,7	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,4	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	43,2	41,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 65,6	M₉ = 172,2	P₉ = 286,7	M₈ = 469,5

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:	$G_8 = 14,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,11$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 272,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,144$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12,9^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (286,7 * 0,532) / 1,1 = 138,6$	$> Ed = 65,6$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (469,5) / 1,15 = 408,3$	$> Ed = 172,2$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (282,4) / 1,15 = 245,5$	$> Ed = 127$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 135$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 95$ 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) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm $7,36$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni r	
	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	123,5	123,5	33,1	32,3	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	4,04	9,17	7,54	6,52	170,3	141,1		
2	82,8	82,8	0,0	111,7	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3		
3	52,3	52,3	0,0	60,0	21,9	15,8	125,0	125,0	-	4,00	10,26	4,52	5,90	64,0	111,0		
4	-0,2	-0,2	0,0	0,3	13,3	7,2	125,0	125,0	-	2,46	4,44	4,52	0,00	-19,5	50,0		
10	43,6	45,2	4,6	2,0	31,9	26,4	112,6	12,6	73°, 1,0	2,89	5,69	7,54	3,96	62,7	43,2		
11	46,8	48,6	6,2	2,3	33,5	26,0	112,7	12,7	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,0	42,2		
12	66,0	69,5	14,5	11,7	40,6	33,7	113,5	13,5	73°, 1,0	3,44	8,23	7,54	3,96	109,4	53,4		
13	93,7	99,8	24,2	21,8	47,5	40,0	114,3	14,3	73°, 1,0	3,62	8,06	7,54	3,96	127,4	61,8		

(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

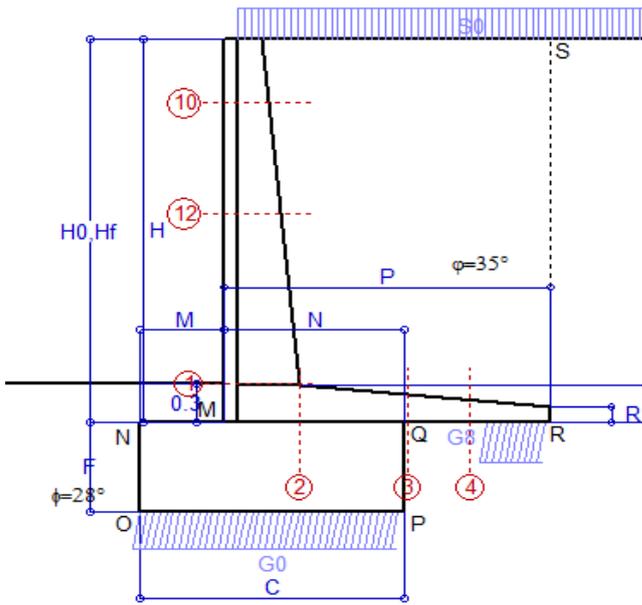
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21,95	37,32	0,00	0,00
16,26	35,77	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	28,88
0,00	0,00	158,02	287,88
1,08	0,25	0,00	0,00
0,00	0,00	33,25	31,59
$S_9 = 39,29$	$M_9 = 73,34$	$P_9 = 213,33$	$M_8 = 348,35$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4,504
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,887
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 44,02$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,46$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 169,30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,089$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10,4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,32

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	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+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	36,8	24,5	31,8	114,7	54,0	47,2	9,17	7,54	82	2,39	38	0,000
2	23,9	0,0	44,3	125,0	29,0	22,9	12,63	4,52	88	3,85	50	0,000
3	6,3	0,0	28,0	125,0	21,9	15,8	10,26	4,52	41	2,02	50	0,000
4	-3,5	0,0	0,0	125,0	17,5	11,4	5,85	4,52	59	2,64	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	112,6	31,9	26,4	5,69	7,54	5	0,21	38	0,000
12	8,1	10,6	12,4	113,5	40,6	33,7	8,23	7,54	27	0,97	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

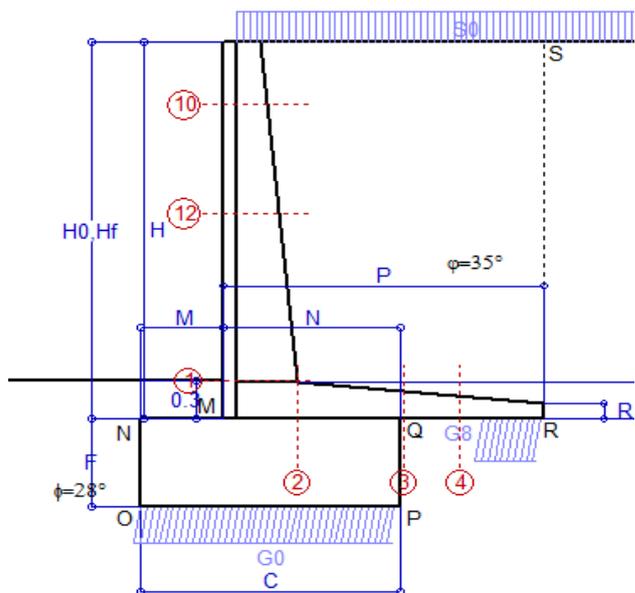
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



- 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
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,00$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21,95	37,32	0,00	0,00
12,19	26,83	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	28,88
0,00	0,00	146,27	267,02
1,08	0,25	0,00	0,00
0,00	0,00	33,25	31,59
$S_9 = 35,22$	$M_9 = 64,39$	$P_9 = 201,58$	$M_8 = 327,49$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4,843
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3,043
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 43,29$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,45$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 158,28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,90$ 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 1,11

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 compar-tecipazione	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+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	31,8	22,9	28,2	114,7	54,0	47,2	9,17	7,54	70	2,07	38	0,000
2	20,6	0,0	38,6	125,0	29,0	22,9	12,63	4,52	76	3,33	50	0,000
3	3,5	0,0	23,5	125,0	21,9	15,8	10,26	4,52	22	1,11	50	0,000
4	-4,5	0,0	0,0	125,0	17,8	11,7	5,95	4,52	74	3,27	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	112,6	31,9	26,4	5,69	7,54	4	0,17	38	0,000
12	6,7	9,8	10,5	113,5	40,6	33,7	8,23	7,54	22	0,81	38	0,000

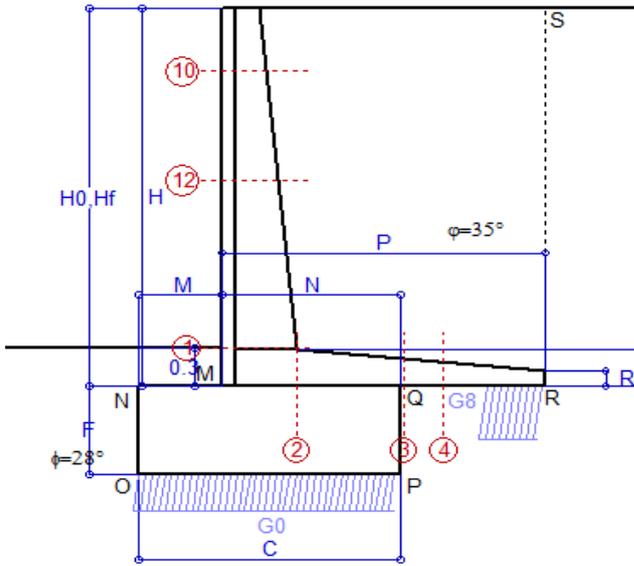
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21,95	37,32	0,00	0,00
0,00	0,00	22,05	28,88
0,00	0,00	111,02	204,45
1,08	0,25	0,00	0,00
0,00	0,00	33,25	31,59
$S_9 = 23,03$	$M_9 = 37,57$	$P_9 = 166,33$	$M_8 = 264,92$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 6,993
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3,840
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 41,01$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,42$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 125,32$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,066$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 7,9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,53

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

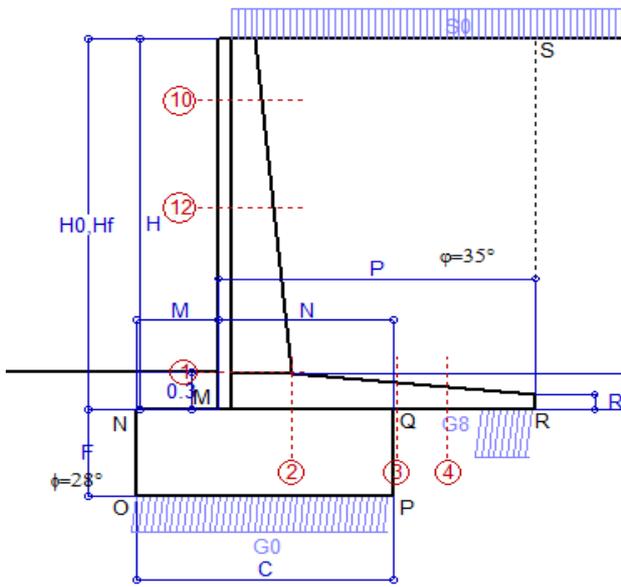
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	16,7	18,2	17,2	114,7	54,0	47,2	9,17	7,54	35	1,12	38	0,000
2	10,9	0,0	28,6	125,0	29,0	22,9	12,63	4,52	40	1,75	50	0,000
3	-4,9	0,0	10,2	125,0	21,9	15,8	10,26	4,52	61	2,34	50	0,000
4	-8,1	0,0	0,0	125,0	19,0	12,9	6,34	4,52	124	5,12	50	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,6	31,9	26,4	5,69	7,54	0	0,04	38	0,000
12	2,5	7,3	4,7	113,5	40,6	33,7	8,23	7,54	7	0,32	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 3,00$ m
 $C = 1,90$ m
 $F = 0,70$ m
 $M = 0,60$ m
 $N = 1,30$ m
 $P = 2,35$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,00$ m
 $H = 3,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

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 $H = 3,00$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	22,2	37,7	3,4	10,0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3,3	7,2	0,5	1,5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,9	1,3	21,6	28,3
Peso terra e sovraccarico x 1	4,6	10,8	117,9	216,5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,2	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,4	0,5	32,6	30,9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5 <i>*non sommati</i>	-12,8*	-4,3*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	33,6	57,7	175,9	287,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 38,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,40$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 137,2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,072$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 6,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (175,9 * 0,532 + 12,8) / 1,0 = 106,4 > E_d = 33,6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 65$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 40$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (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_{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 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	23,2	23,2	20,3	18,1	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	3,98	9,17	7,54	6,52	168,7	145,8		
2	15,1	15,1	0,0	25,5	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3		
3	-0,4	-0,4	0,0	17,6	21,9	15,8	125,0	125,0	-	3,96	10,26	4,52	5,90	-42,1	97,3		
4	-6,0	-6,0	0,0	5,2	18,1	12,0	125,0	125,0	-	2,95	6,06	4,52	0,00	-30,5	74,4		
10	0,4	0,5	2,4	1,3	31,9	26,4	112,6	12,6	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,6	45,0		
12	4,1	4,9	8,2	6,1	40,6	33,7	113,5	13,5	73°, 1,0	3,41	8,23	7,54	3,96	108,9	56,0		

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

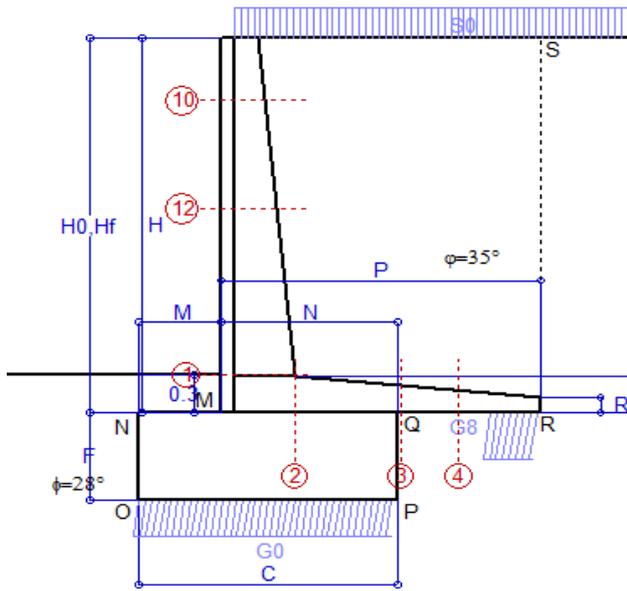
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Ed}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 3,00$ m
 $C = 1,90$ m
 $F = 0,70$ m
 $M = 0,60$ m
 $N = 1,30$ m
 $P = 2,35$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,00$ m
 $H = 3,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0,285$
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 3,00$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	22,5	38,2	5,1	15,0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3,3	7,3	0,8	2,2
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,4	1,9	21,4	28,0
Peso terra e sovraccarico x 1	7,0	16,1	116,6	214,2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,3	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,1	0,7	32,2	30,6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5	-12,6*	-4,2*	0,0*	0,0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	37,5	64,6	176,0	290,0

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: $G_8 = 36,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,38$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 139,7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,074$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8,0^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (290 + 4.2) / 1.0 = 294,2 > E_d = 64.6$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (173.1) / 1.0 = 173,1 > E_d = 39.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 65$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 42$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0,283$

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	24,6	24,6	20,8	19,2	54,0	47,2	114,7	14,7	45°, 1,0	3,99	9,17	7,54	6,52	168,8	145,4	
2	16,0	16,0	0,0	25,1	29,0	22,9	125,0	125,0	45°, 1,0	4,49	12,63	4,52	13,44	108,1	153,3	
3	1,6	1,6	0,0	19,2	21,9	15,8	125,0	125,0	-	4,00	10,26	4,52	5,90	64,0	111,0	
4	-5,3	-5,3	0,0	4,8	17,8	11,7	125,0	125,0	-	2,90	5,94	4,52	0,00	-29,7	72,0	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	31,9	26,4	112,6	12,6	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,6	44,9	
12	4,4	5,3	8,4	6,5	40,6	33,7	113,5	13,5	73°, 1,0	3,41	8,23	7,54	3,96	108,9	55,9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
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 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	228,9	272,8	137,2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	10,73°	12,88°	6,74°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	43,4	62,4	16,2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1,90	1,90	1,90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0,95	0,95	0,95
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,00	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	331,35	300,04	382,75
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0,66	0,59	0,78
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,64	0,58	0,77
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	290,40	250,24	364,93
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0,53	0,46	0,69
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,622	0,550	0,748
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	843,8	746,8	1183,8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	228,9	272,8	137,2
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

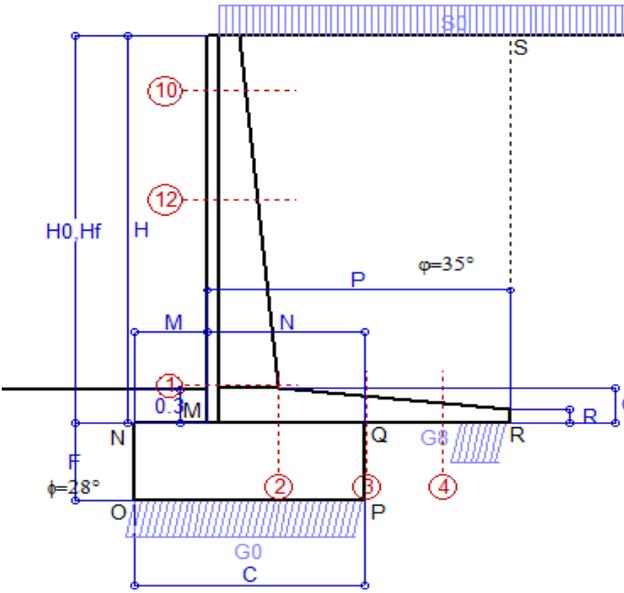
$H_m = 3,50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3,50$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,50$ m
$F = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,12$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_0 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	38,8	72,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	28,5	69,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	33,7	45,3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	255,5	484,9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,4	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	43,2	41,1
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 68,7$	$M_9 = 142,5$	$P_9 = 332,4$	$M_8 = 571,3$



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:	$G_8 = 62,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,40$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 269,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,142$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 11,7^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (332,4 * 0,532) / 1,1 = 160,7$	$> Ed = 68,7$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (571,3) / 1,15 = 496,8$	$> Ed = 142,5$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (356,7) / 1,15 = 310,2$	$> Ed = 95,1$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 136$ 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 $2,98$
 $K_0 = 0,244$

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	76,9	76,9	41,5	42,9	58,6	51,7	115,2	15,2	45°, 1,0	4,29	9,64	7,54	5,95	196,7	138,3	
2	50,0	50,0	0,0	63,5	32,0	25,9	125,0	125,0	-	4,82	13,92	4,52	11,89	133,4	160,7	
3	22,6	22,6	0,0	48,9	24,5	18,4	125,0	125,0	-	4,25	11,78	4,52	6,57	82,4	129,0	
4	-5,8	-5,8	0,0	5,8	17,8	11,7	125,0	125,0	-	2,91	5,96	4,52	0,00	-29,8	72,3	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	31,8	26,3	112,6	12,6	73°, 1,0	2,89	5,69	7,54	3,96	62,6	43,0	
12	13,9	16,3	16,0	16,0	41,6	34,8	113,6	13,6	73°, 1,0	3,47	8,23	7,54	3,96	112,9	54,9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 sul scurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"

Dati

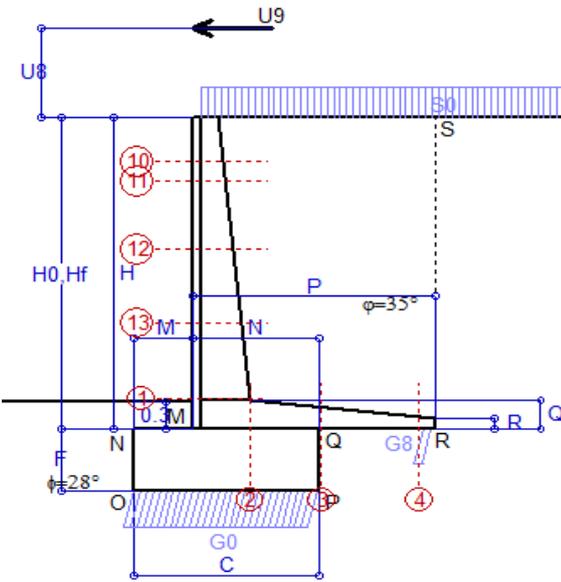
$H_m = 3,50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3,50$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,50$ m
$F = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3,50$ m
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	29,9	55,8	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	19,0	46,5	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	25,9	34,9
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	188,9	358,8
Forze concentrate (U ₉ +V ₉) x 1	11,4	59,4	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	33,2	31,6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 61,3	M₉ = 161,9	P₉ = 248,0	M₈ = 425,2



Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 14,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,12$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 233,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,123$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (248 * 0.532) / 1.1 = 119,9 > Ed = 61.3$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (425.2) / 1.15 = 369,8 > Ed = 161.9$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (264.8) / 1.15 = 230,2 > Ed = 119.5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 116$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 85$ 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	6,06
$K_0 =$	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 altezza totale	d altezza utile	B ₅ lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	113,1	113,1	30,8	33,8	58,6	51,7	115,2	15,2	45°, 1,0	4,24	9,64	7,54	5,95	195,2	142,2	
2	78,6	78,6	0,0	91,2	32,0	25,9	125,0	125,0	-	4,82	13,92	4,52	11,89	133,4	160,7	
3	54,2	54,2	0,0	53,0	24,5	18,4	125,0	125,0	-	4,25	11,78	4,52	6,57	82,4	129,0	
4	-0,4	-0,4	0,0	0,7	13,8	7,7	125,0	125,0	-	2,51	4,62	4,52	0,00	-20,7	52,3	
10	22,4	23,9	3,3	8,9	31,8	26,3	112,6	12,6	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,5	43,9	
11	26,5	28,2	5,0	9,3	34,0	26,5	112,8	12,8	73°, 1,0	2,89	5,69	7,54	3,96	62,9	43,9	
12	45,2	48,4	11,8	15,0	41,6	34,8	113,6	13,6	73°, 1,0	3,46	8,23	7,54	3,96	112,5	56,5	
13	74,4	80,1	20,7	23,1	49,9	42,4	114,5	14,5	73°, 1,0	3,75	8,59	7,54	3,96	142,6	67,2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

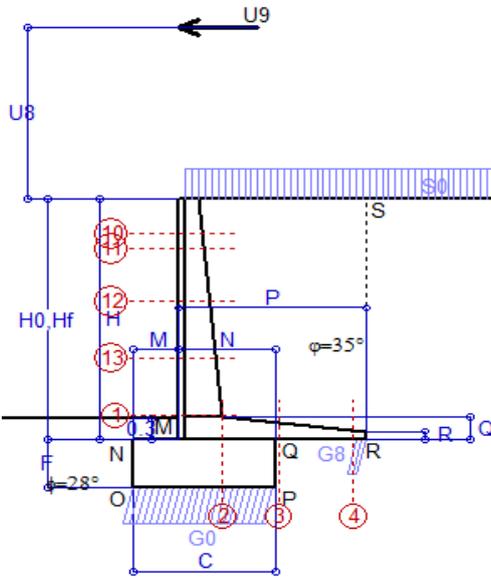
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 3,50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3,50$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,50$ m
$F = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 3,50$ m
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	38,8	72,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	28,5	69,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	33,7	45,3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	255,5	484,9
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	75,4	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,4	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	43,2	41,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 79,9	M₉ = 217,9	P₉ = 332,4	M₈ = 571,3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 19,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,13$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 312,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,165$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,5^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (332,4 * 0,532) / 1,1 = 160,7$	$> Ed = 79,9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (571,3) / 1,15 = 496,8$	$> Ed = 217,9$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (356,7) / 1,15 = 310,2$	$> Ed = 162,6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 157$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 113$ 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	155,4	155,4	41,5	41,3	58,6	51,7	115,2	15,2	45°, 1,0	4,29	9,64	7,54	5,95	196,7	138,3	
2	106,6	106,6	0,0	125,9	32,0	25,9	125,0	125,0	-	4,82	13,92	4,52	11,89	133,4	160,7	
3	72,9	72,9	0,0	71,3	24,5	18,4	125,0	125,0	-	4,25	11,78	4,52	6,57	82,4	129,0	
4	-0,6	-0,6	0,0	0,9	13,8	7,7	125,0	125,0	-	2,51	4,62	4,52	0,00	-20,7	52,4	
10	43,6	45,2	4,6	1,9	31,8	26,3	112,6	12,6	73°, 1,0	2,89	5,69	7,54	3,96	62,6	43,0	
11	48,1	50,0	6,8	3,0	34,0	26,5	112,8	12,8	73°, 1,0	2,89	5,69	7,54	3,96	63,0	42,9	
12	70,0	73,9	16,0	13,3	41,6	34,8	113,6	13,6	73°, 1,0	3,47	8,23	7,54	3,96	112,9	54,9	
13	106,1	113,2	28,0	25,8	49,9	42,4	114,5	14,5	73°, 1,0	3,78	8,59	7,54	3,96	143,4	64,8	

(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

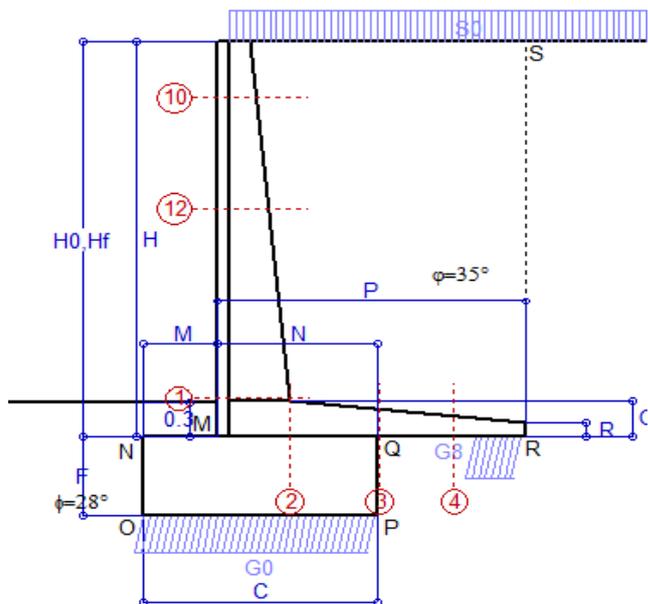
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 3,50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3,50$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,50$ m
$F = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
29,88	55,77	0,00	0,00
18,97	46,47	0,00	0,00
0,00	0,00	25,90	34,85
0,00	0,00	188,85	358,78
1,08	0,25	0,00	0,00
0,00	0,00	33,25	31,59
$S_9 = 49,92$	$M_9 = 102,50$	$P_9 = 248,00$	$M_8 = 425,22$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,891
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,641
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 48,21$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,40$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 199,79$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,105$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11,4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,92

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 partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	55,1	30,8	41,2	115,2	58,6	51,7	9,64	7,54	107	3,01	38	0,000
2	35,8	0,0	61,1	125,0	32,0	25,9	13,92	4,52	106	4,54	50	0,000
3	14,7	0,0	44,7	125,0	24,5	18,4	11,78	4,52	72	3,46	50	0,000
4	-5,1	0,0	0,0	125,0	18,0	11,9	6,03	4,52	82	3,60	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	112,6	31,8	26,3	5,69	7,54	5	0,21	38	0,000
12	9,8	11,8	13,9	113,6	41,6	34,8	8,23	7,54	32	1,11	38	0,000

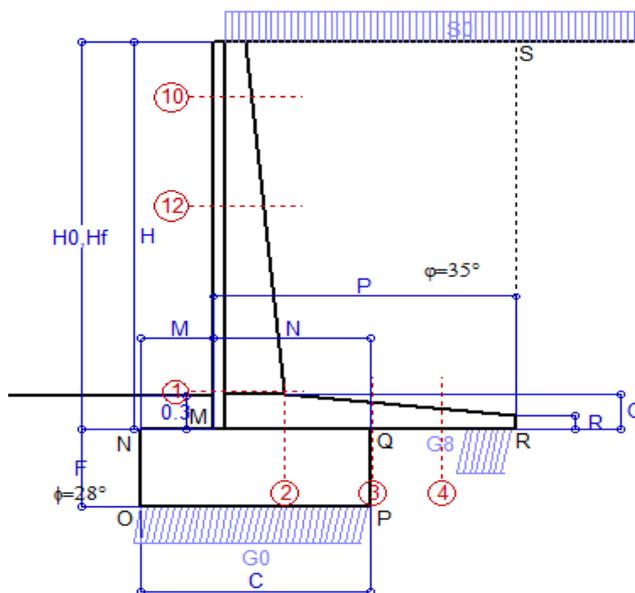
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



- 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

$H_m = 3,50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3,50$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,50$ m
$F = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
29,88	55,77	0,00	0,00
14,23	34,86	0,00	0,00
0,00	0,00	25,90	34,85
0,00	0,00	176,35	335,66
1,08	0,25	0,00	0,00
0,00	0,00	33,25	31,59
$S_9 = 45,18$	$M_9 = 90,88$	$P_9 = 235,50$	$M_8 = 402,10$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4,170
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,771
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 48,24$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,40$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 187,26$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,099$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10,9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,64

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	48,1	28,9	36,9	115,2	58,6	51,7	9,64	7,54	93	2,64	38	0,000
2	31,3	0,0	53,4	125,0	32,0	25,9	13,92	4,52	93	3,97	50	0,000
3	10,4	0,0	38,7	125,0	24,5	18,4	11,78	4,52	51	2,44	50	0,000
4	-6,2	0,0	0,0	125,0	18,4	12,3	6,16	4,52	98	4,18	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	112,6	31,8	26,3	5,69	7,54	4	0,17	38	0,000
12	8,1	10,9	11,8	113,6	41,6	34,8	8,23	7,54	26	0,93	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

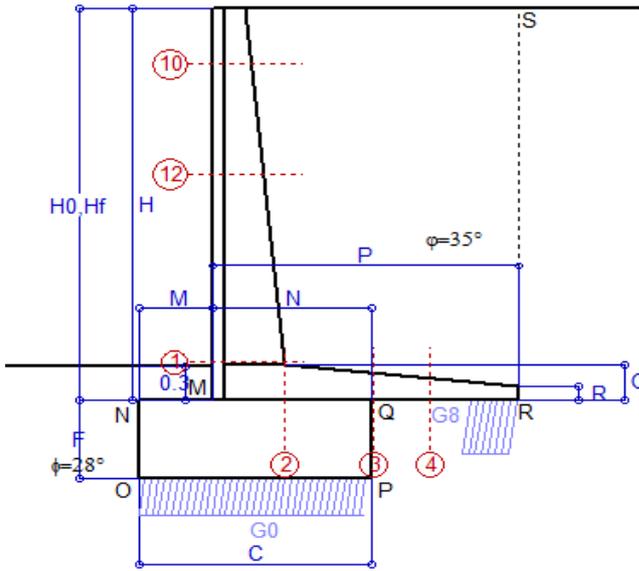
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 3,50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3,50$ m
$C = 1,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,50$ m
$F = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,50$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
29,88	55,77	0,00	0,00
0,00	0,00	25,90	34,85
0,00	0,00	138,85	266,28
1,08	0,25	0,00	0,00
0,00	0,00	33,25	31,59
$S_9 = 30,95$	$M_9 = 56,02$	$P_9 = 198,00$	$M_8 = 332,72$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 5,803
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3,401
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 46,08$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,39$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 151,92$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,082$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 8,9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,83

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

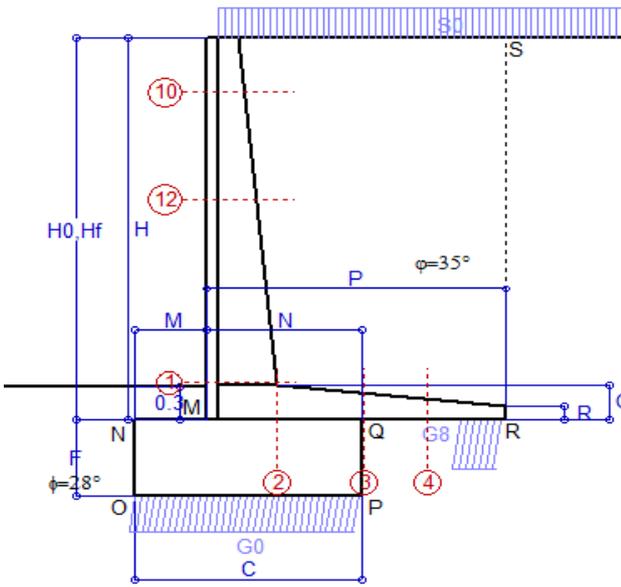
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	27,2	23,3	24,0	115,2	58,6	51,7	9,64	7,54	50	1,52	38	0,000
2	17,7	0,0	33,1	125,0	32,0	25,9	13,92	4,52	53	2,24	50	0,000
3	-0,4	0,0	23,4	125,0	24,5	18,4	11,78	4,52	4	0,14	50	0,000
4	-9,5	0,0	0,0	125,0	19,5	13,4	6,53	4,52	141	5,67	50	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,6	31,8	26,3	5,69	7,54	0	0,04	38	0,000
12	3,2	8,2	5,6	113,6	41,6	34,8	8,23	7,54	9	0,39	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 3,50$ m
 $C = 1,90$ m
 $F = 0,70$ m
 $M = 0,60$ m
 $N = 1,30$ m
 $P = 2,50$ m
 $Q = 0,32$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u35NM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,50$ m
 $H = 3,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3,50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	30,2	56,4	4,6	14,3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3,8	9,4	0,6	1,8
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,1	1,6	25,4	34,1
Peso terra e sovraccarico x 1	5,8	15,0	145,7	278,8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,2	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,4	0,5	32,6	30,9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5 <i>*non sommati</i>	-12,8*	-4,3*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	43,5	83,1	208,8	360,0

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: $G_8 = 44,5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,37$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 164,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,087$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8,4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (208,8 * 0,532 + 12,8) / 1,0 = 123,9 > E_d = 43,5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 81$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 51$ 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 $1,32$
 $K_0 = 0,269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{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 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	36,6	36,6	26,0	24,1	58,6	51,7	115,2	15,2	45°, 1,0	4,22	9,64	7,54	5,95	194,6	143,7	
2	23,8	23,8	0,0	30,3	32,0	25,9	125,0	125,0	-	4,82	13,92	4,52	11,89	133,4	160,7	
3	5,0	5,0	0,0	27,4	24,5	18,4	125,0	125,0	-	4,25	11,78	4,52	6,57	82,4	129,0	
4	-7,6	-7,6	0,0	6,9	18,8	12,7	125,0	125,0	-	3,04	6,29	4,52	0,00	-32,0	78,4	
10	0,4	0,5	2,4	1,3	31,8	26,3	112,6	12,6	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,4	44,8	
12	5,1	6,1	9,2	7,0	41,6	34,8	113,6	13,6	73°, 1,0	3,45	8,23	7,54	3,96	112,3	57,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

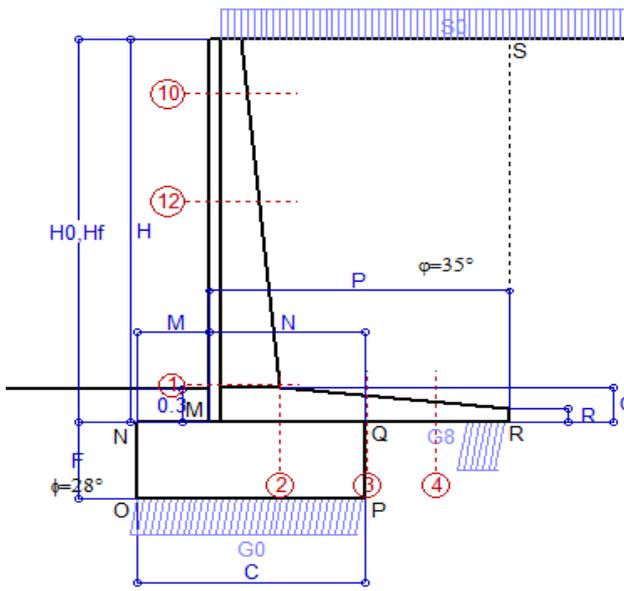
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 3,50$ m
 $C = 1,90$ m
 $F = 0,70$ m
 $M = 0,60$ m
 $N = 1,30$ m
 $P = 2,50$ m
 $Q = 0,32$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,12$ m

Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u35NM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 3,50$ m
 $H = 3,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0,285$
 $H = 3,50$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0,283$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2,66$

(Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	30,6	57,1	6,9	21,4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	3,9	9,5	0,9	2,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,6	2,4	25,1	33,8
Peso terra e sovraccarico x 1	8,7	22,4	144,2	275,9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,2	0,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,1	0,7	32,2	30,6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0,5	-12,6*	-4,2*	0,0*	0,0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	48,2	92,5	209,3	364,4

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: $G_8 = 41,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,35$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 167,7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1,90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,088$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 9,6^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (364,4 + 4,2) / 1,0 = 368,6 > E_d = 92,5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (227,5) / 1,0 = 227,5 > E_d = 60,2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 81$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 54$ 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) $K_0 = 0,283$

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	38,8	38,8	26,7	25,5	58,6	51,7	115,2	15,2	45°, 1,0	4,22	9,64	7,54	5,95	194,7	143,2	
2	25,2	25,2	0,0	32,1	32,0	25,9	125,0	125,0	-	4,82	13,92	4,52	11,89	133,4	160,7	
3	8,0	8,0	0,0	29,2	24,5	18,4	125,0	125,0	-	4,25	11,78	4,52	6,57	82,4	129,0	
4	-6,6	-6,6	0,0	6,3	18,3	12,2	125,0	125,0	-	2,98	6,14	4,52	0,00	-31,0	75,6	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	31,8	26,3	112,6	12,6	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,4	44,8	
12	5,4	6,5	9,4	7,4	41,6	34,8	113,6	13,6	73°, 1,0	3,45	8,23	7,54	3,96	112,3	57,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 u35NM

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				
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$	0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00		
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	Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	269,8	312,8	164,4
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	11,68°	13,52°	8,36°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	55,8	75,2	24,1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1,90	1,90	1,90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0,95	0,95	0,95
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,00	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	317,44	290,93	358,28
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,63	0,58	0,73
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,61	0,56	0,72
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	272,31	238,93	330,51
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,50	0,44	0,62
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,590	0,530	0,689
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	800,4	719,1	1090,6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	269,8	312,8	164,4
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

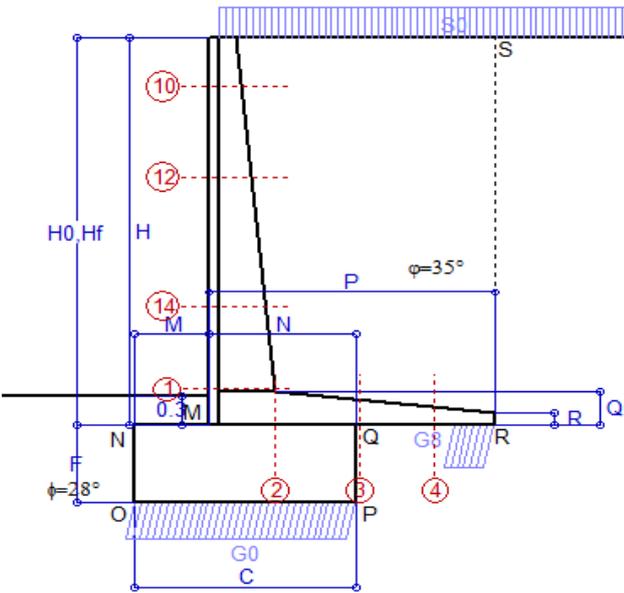
$H_m = 4,00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4,00$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,00$ m
$F = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m 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	$R_0 = 0,532$
$R = 0,12$ 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	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	50,7	108,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32,5	91,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	39,6	59,4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	305,2	641,4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,8	0,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	54,6	57,3
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 85,1$	$M_9 = 199,8$	$P_9 = 399,4$	$M_8 = 758,1$



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:	$G_8 = 69,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,38$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 329,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,157$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12,0^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (399,4 * 0,532) / 1,1 = 193,1$	$> Ed = 85,1$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (758,1) / 1,15 = 659,2$	$> Ed = 199,8$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (459,4) / 1,15 = 399,5$	$> Ed = 132,7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 167$ 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 (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	109,1	109,1	50,8	52,6	63,1	55,8	116,6	16,6	45°, 1,0	4,78	11,66	7,54	7,20	256,0	182,2	
2	70,9	70,9	0,0	82,7	35,0	28,7	125,0	125,0	45°, 1,0	5,42	16,74	4,52	14,01	175,4	200,3	
3	33,0	33,0	0,0	60,5	26,5	20,4	125,0	125,0	-	4,65	14,01	4,52	6,98	105,0	145,4	
4	-7,8	-7,8	0,0	7,9	18,3	12,2	125,0	125,0	-	2,97	6,12	4,52	0,00	-30,8	75,1	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	31,6	26,1	112,7	12,7	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,2	42,7	
12	13,0	15,2	15,4	15,3	41,0	34,1	114,0	14,0	73°, 1,0	3,44	8,23	7,54	3,96	110,7	53,9	
14	59,4	66,9	35,9	36,0	54,3	45,6	115,8	15,8	73°, 1,0	4,16	10,25	7,54	3,96	183,3	68,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

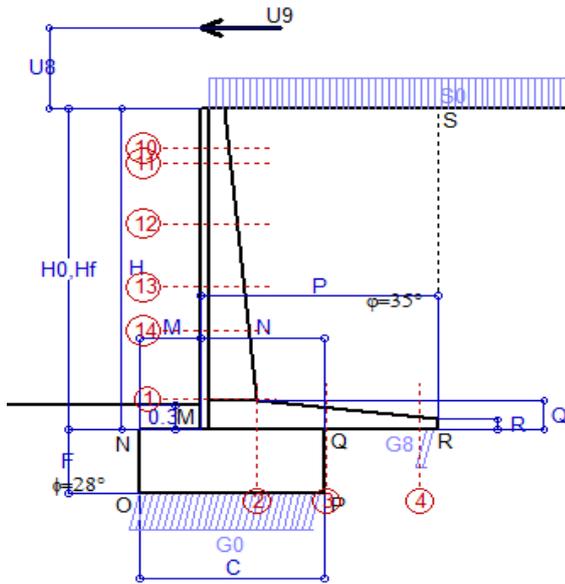
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul scurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 4,00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4,00$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,00$ m
$F = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4,00$ m
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	39,0	83,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	21,7	60,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	30,4	45,7
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	226,5	476,3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	66,3	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,4	0,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	42,0	44,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 73,5	M₉ = 210,6	P₉ = 298,9	M₈ = 566,1

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:	$G_8 = 20,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 278,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,133$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (298,9 * 0,532) / 1,1 = 144,5 > Ed = 73,5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (566,1) / 1,15 = 492,3 > Ed = 210,6$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (342,2) / 1,15 = 297,5 > Ed = 152,5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 139$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 98$ 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 $7,33$

$K_0 = 0,244$

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 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	143,2	143,2	37,8	40,6	63,1	55,8	116,6	16,6	45°, 1,0	4,72	11,66	7,54	7,20	254,0	186,9	
2	97,9	97,9	0,0	106,5	35,0	28,7	125,0	125,0	45°, 1,0	5,42	16,74	4,52	14,01	175,4	200,3	
3	66,1	66,1	0,0	60,3	26,5	20,4	125,0	125,0	-	4,65	14,01	4,52	6,98	105,0	145,4	
4	-0,9	-0,9	0,0	1,4	14,4	8,3	125,0	125,0	-	2,56	4,82	4,52	0,00	-22,1	55,0	
10	22,4	23,9	3,3	8,8	31,6	26,1	112,7	12,7	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,1	43,5	
11	26,0	27,6	4,8	9,1	33,5	26,0	112,9	12,9	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,1	43,2	
12	43,8	46,9	11,3	14,5	41,0	34,1	114,0	14,0	73°, 1,0	3,43	8,23	7,54	3,96	110,4	55,5	
13	71,2	76,6	19,8	22,0	48,9	41,4	115,1	15,1	73°, 1,0	3,99	10,43	7,54	3,96	167,2	65,8	
14	96,1	103,5	26,6	28,1	54,3	45,6	115,8	15,8	73°, 1,0	4,12	10,25	7,54	3,96	182,2	71,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

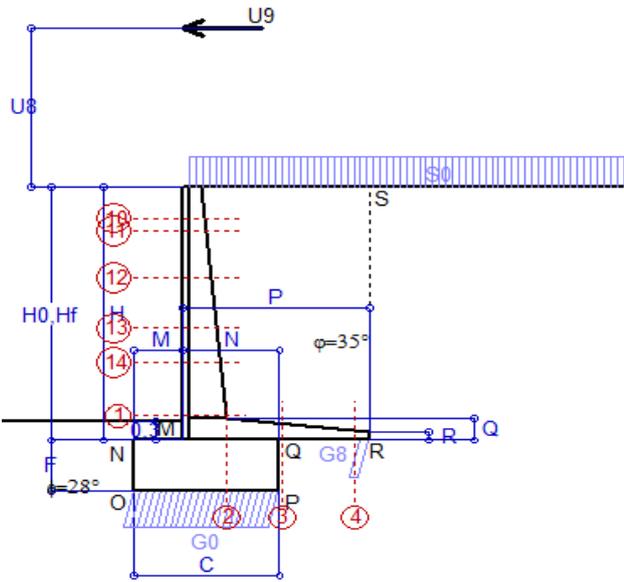
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 4,00$ m	Prefabbricato tipo u40NM	$H_0 = 4,00$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,00$ m
$F = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ 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	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4,00$ m
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	50,7	108,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	32,5	91,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	39,6	59,4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	305,2	641,4
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	82,1	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,8	0,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	54,6	57,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 96,3	M₉ = 281,9	P₉ = 399,4	M₈ = 758,1

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:	$G_8 = 27,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 372,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,177$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,6^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (399,4 * 0,532) / 1,1 = 193,1$	$> Ed = 96,3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (758,1) / 1,15 = 659,2$	$> Ed = 281,9$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (459,4) / 1,15 = 399,5$	$> Ed = 205,8$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 188$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 130$ 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 r	
	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	194,2	194,2	50,8	50,9	63,1	55,8	116,6	16,6	45°, 1,0	4,78	11,66	7,54	7,20	256,0	182,2		
2	131,4	131,4	0,0	145,0	35,0	28,7	125,0	125,0	45°, 1,0	5,42	16,74	4,52	14,01	175,4	200,3		
3	88,1	88,1	0,0	80,6	26,5	20,4	125,0	125,0	-	4,65	14,01	4,52	6,98	105,0	145,4		
4	-1,2	-1,2	0,0	1,8	14,4	8,3	125,0	125,0	-	2,56	4,83	4,52	0,00	-22,2	55,2		
10	43,6	45,2	4,6	1,8	31,6	26,1	112,7	12,7	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,2	42,7		
11	47,6	49,4	6,5	2,5	33,5	26,0	112,9	12,9	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	62,2	42,3		
12	68,3	72,0	15,4	12,5	41,0	34,1	114,0	14,0	73°, 1,0	3,44	8,23	7,54	3,96	110,7	53,9		
13	102,0	108,8	26,8	24,3	48,9	41,4	115,1	15,1	73°, 1,0	4,02	10,43	7,54	3,96	168,0	63,5		
14	133,5	143,0	35,9	33,2	54,3	45,6	115,8	15,8	73°, 1,0	4,16	10,25	7,54	3,96	183,3	68,5		

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

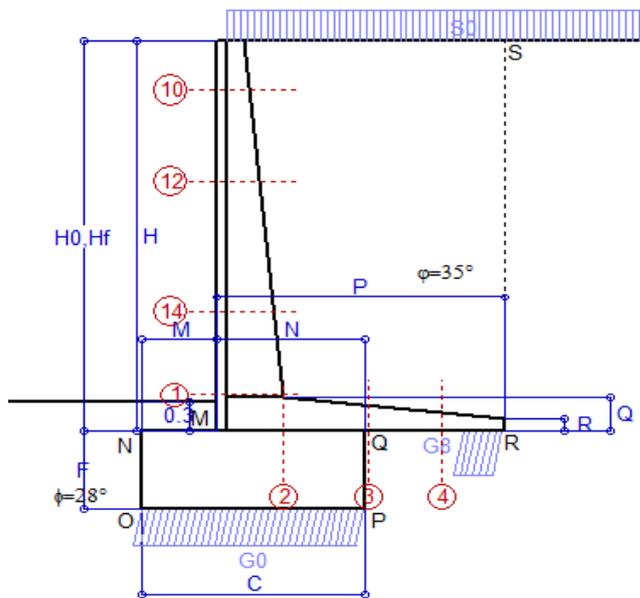
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,00$ m
$F = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39,02	83,25	0,00	0,00
21,68	60,70	0,00	0,00
0,00	0,00	30,43	45,66
0,00	0,00	226,49	476,34
1,41	0,38	0,00	0,00
0,00	0,00	42,00	44,10
$S_9 = 62,11$	$M_9 = 144,33$	$P_9 = 298,92$	$M_8 = 566,11$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,587
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,559
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 54,19$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,38$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 244,73$ 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 $\beta = 11,7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2,66

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	78,6	37,8	51,7	116,6	63,1	55,8	11,66	7,54	117	3,44	38	0,061
2	51,1	0,0	81,0	125,0	35,0	28,7	16,74	4,52	114	5,08	50	0,000
3	21,8	0,0	57,3	125,0	26,5	20,4	14,01	4,52	82	4,08	50	0,000
4	-6,7	0,0	0,0	125,0	18,5	12,4	6,20	4,52	106	4,49	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	112,7	31,6	26,1	5,69	7,54	5	0,22	38	0,000
12	9,1	11,3	13,3	114,0	41,0	34,1	8,23	7,54	30	1,06	38	0,000
14	42,5	26,6	34,9	115,8	54,3	45,6	11,90	7,54	76	2,56	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

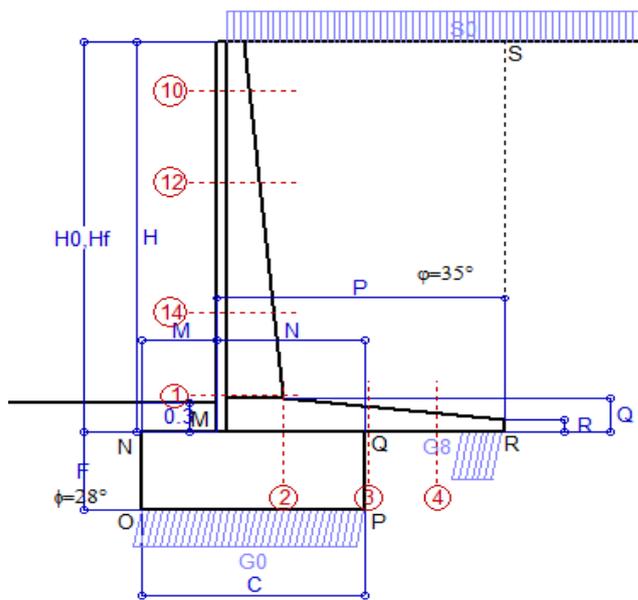
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,00$ m
$F = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39,02	83,25	0,00	0,00
16,26	45,53	0,00	0,00
0,00	0,00	30,43	45,66
0,00	0,00	212,99	448,67
1,41	0,38	0,00	0,00
0,00	0,00	42,00	44,10
$S_9 = 56,69$	$M_9 = 129,15$	$P_9 = 285,42$	$M_8 = 538,43$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,831
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,677
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 54,90$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,39$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 230,52$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,110$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11,2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2,30

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

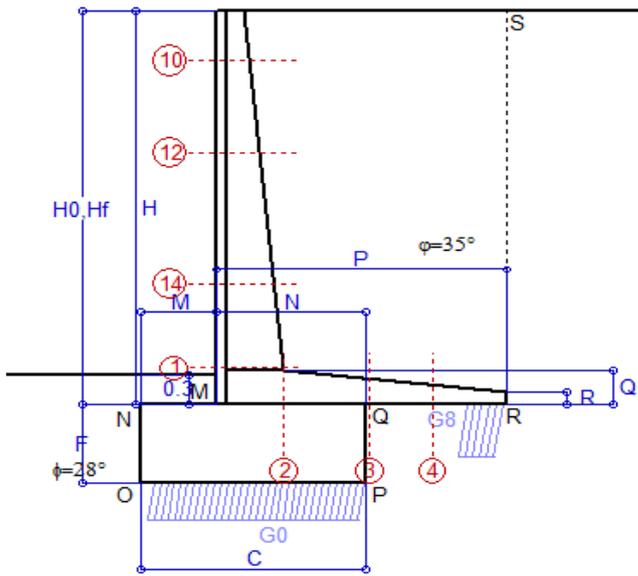
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom. flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	69,3	35,6	46,8	116,6	63,1	55,8	11,66	7,54	103	3,05	38	0,000
2	45,1	0,0	71,4	125,0	35,0	28,7	16,74	4,52	101	4,48	50	0,000
3	16,1	0,0	50,0	125,0	26,5	20,4	14,01	4,52	61	3,00	50	0,000
4	-8,0	0,0	0,0	125,0	19,0	12,9	6,35	4,52	123	5,10	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	112,7	31,6	26,1	5,69	7,54	4	0,17	38	0,000
12	7,5	10,4	11,3	114,0	41,0	34,1	8,23	7,54	25	0,89	38	0,000
14	36,8	24,9	31,0	115,8	54,3	45,6	11,59	7,54	67	2,25	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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,00$ m
$F = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,70$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
39,02	83,25	0,00	0,00
0,00	0,00	30,43	45,66
0,00	0,00	172,49	365,64
1,41	0,38	0,00	0,00
0,00	0,00	42,00	44,10
$S_9 = 40,43$	$M_9 = 83,62$	$P_9 = 244,92$	$M_8 = 455,41$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 5,175
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3,221
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 50,45$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,36$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 194,47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1,98$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,098$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9,4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,23

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

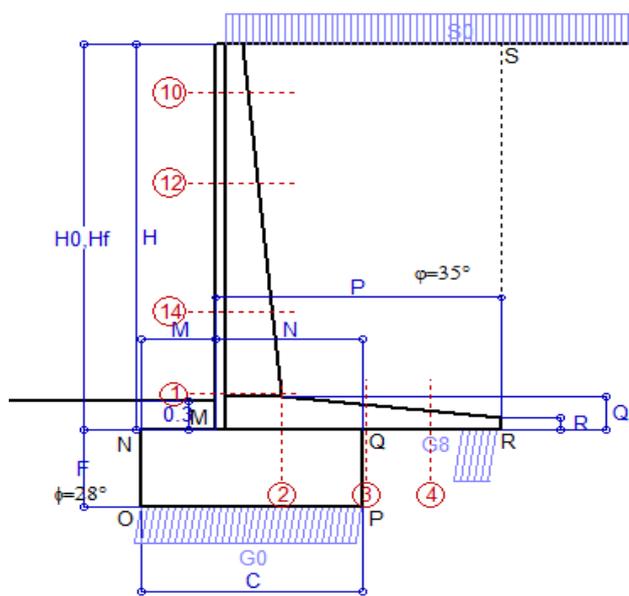
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	41,6	29,2	31,8	116,6	63,1	55,8	11,66	7,54	60	1,86	38	0,000
2	27,0	0,0	42,8	125,0	35,0	28,7	16,74	4,52	60	2,68	50	0,000
3	6,3	0,0	36,4	125,0	26,5	20,4	14,01	4,52	24	1,18	50	0,000
4	-10,3	0,0	0,0	125,0	19,7	13,6	6,59	4,52	152	6,09	50	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,7	31,6	26,1	5,69	7,54	0	0,04	38	0,000
12	2,9	7,8	5,2	114,0	41,0	34,1	8,23	7,54	8	0,36	38	0,000
14	19,9	19,9	19,4	115,8	54,3	45,6	11,21	7,54	36	1,26	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 4,00$ m
 $C = 2,10$ m
 $F = 0,80$ m
 $M = 0,70$ m
 $N = 1,40$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 4,00$ m
 $H = 4,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $I_9 = 0,0\%$
 $I_8 = 0,0\%$

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 $H = 4,00$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	39,4	84,1	6,0	20,5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4,4	12,3	0,7	2,3
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,3	2,2	29,8	44,7
Peso terra e sovraccarico x 1	7,2	21,2	179,5	379,7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,5	0,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,8	0,7	41,1	43,2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-15,5*	-5,7*	0,0*	0,0*
<i>*non sommati</i>				
TOTALI (GEO e STR)	55,6	120,9	257,1	490,3

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: $G_8 = 51,5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,37$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 205,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,098$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 8,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (257,1 * 0,532 + 15,5) / 1,0 = 152,2 > E_d = 55,6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 101$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 63$ 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 $1,89$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	54,6	54,6	32,5	30,9	63,1	55,8	116,6	16,6	45°, 1,0	4,70	11,66	7,54	7,20	253,2	188,4	
2	35,5	35,5	0,0	41,4	35,0	28,7	125,0	125,0	45°, 1,0	5,42	16,74	4,52	14,01	175,4	200,3	
3	9,4	9,4	0,0	35,0	26,5	20,4	125,0	125,0	-	4,65	14,01	4,52	6,98	105,0	145,4	
4	-9,5	-9,5	0,0	8,8	19,4	13,3	125,0	125,0	-	3,12	6,50	4,52	0,00	-33,3	82,1	
10	0,4	0,5	2,4	1,3	31,6	26,1	112,7	12,7	73°, 1,0	2,87	5,69	7,54	3,96	62,1	44,5	
12	4,7	5,6	8,8	6,6	41,0	34,1	114,0	14,0	73°, 1,0	3,42	8,23	7,54	3,96	110,2	56,6	
14	27,3	31,2	22,2	19,7	54,3	45,6	115,8	15,8	73°, 1,0	4,10	10,25	7,54	3,96	181,6	72,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

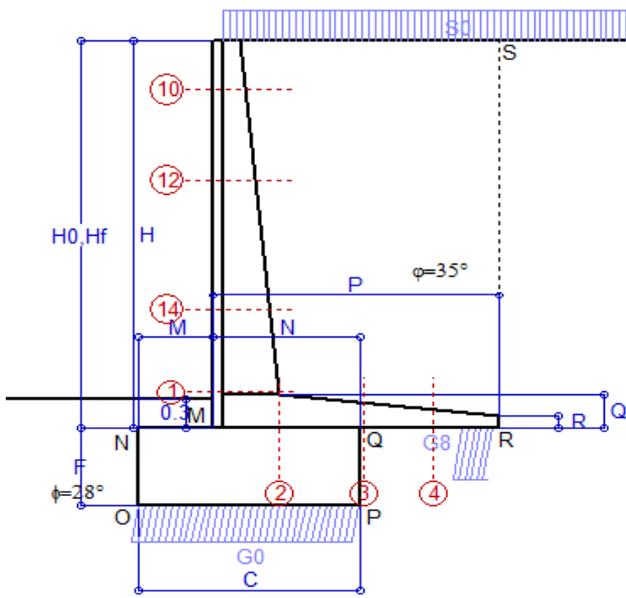
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 4,00$ m
 $C = 2,10$ m
 $F = 0,80$ m
 $M = 0,70$ m
 $N = 1,40$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 4,00$ m
 $H = 4,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0,285$
 $H = 4,00$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 $K_3 = 0,283$
 $K_p = 2,66$

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	40,0	85,3	9,0	30,7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4,4	12,4	1,0	3,4
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,9	3,2	29,5	44,2
Peso terra e sovraccarico x 1	10,8	31,8	177,5	375,6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,6	0,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,6	1,1	40,7	42,7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-15,3*	-5,6*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	61,4	134,2	257,7	496,7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 47,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,34$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 209,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,100$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10,1^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (496.7 + 5.6) / 1.0 = 502,3 > E_d = 134.2$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (302) / 1.0 = 302,0 > E_d = 87$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 102$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 67$ 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) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm $2,01$
 $K_0 = 0,283$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni r	
	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	57,8	57,8	33,3	32,7	63,1	55,8	116,6	16,6	45°, 1,0	4,70	11,66	7,54	7,20	253,3	187,7	
2	37,6	37,6	0,0	43,8	35,0	28,7	125,0	125,0	45°, 1,0	5,42	16,74	4,52	14,01	175,4	200,3	
3	13,9	13,9	0,0	37,1	26,5	20,4	125,0	125,0	-	4,65	14,01	4,52	6,98	105,0	145,4	
4	-8,2	-8,2	0,0	7,9	18,9	12,8	125,0	125,0	-	3,05	6,31	4,52	0,00	-32,1	78,8	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	31,6	26,1	112,7	12,7	73°, 1,0	2,87	5,69	7,54	3,96	62,1	44,4	
12	5,0	6,0	9,0	7,0	41,0	34,1	114,0	14,0	73°, 1,0	3,42	8,23	7,54	3,96	110,2	56,4	
14	29,0	33,1	22,7	20,8	54,3	45,6	115,8	15,8	73°, 1,0	4,10	10,25	7,54	3,96	181,7	72,2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

Prefabbricato tipo u40NM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

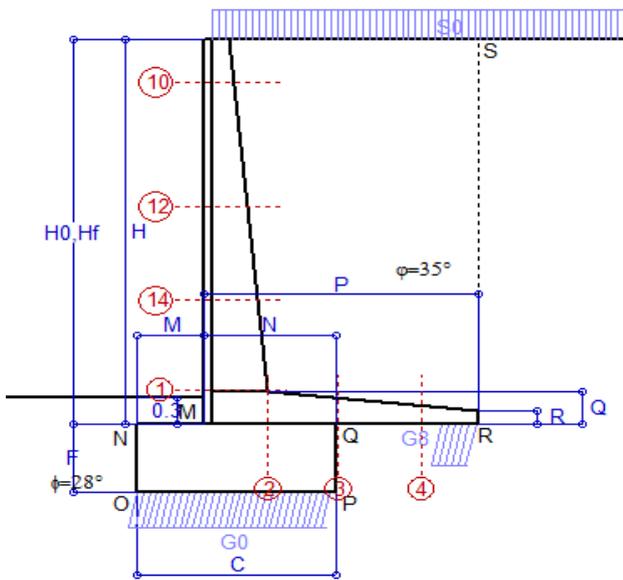
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0,80	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	329,5	372,1	205,6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12,03°	13,56°	8,87°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	70,2	89,7	32,1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,10	2,10	2,10
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,05	1,05	1,05
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,10	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	343,40	319,26	385,50
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,62	0,58	0,71
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,60	0,56	0,70
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	293,80	263,37	353,72
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,49	0,44	0,60
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,637	0,583	0,739
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	955,8	873,9	1293,6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	329,5	372,1	205,6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

$H_m = 4,50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4,50$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,50$ m
$F = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,15$ 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	$H = 4,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	64,2	147,7	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	36,6	111,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	46,8	73,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	358,6	790,6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,8	0,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	54,6	57,3
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 102,6$	$M_9 = 259,7$	$P_9 = 460,1$	$M_8 = 921,5$

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:	$G_8 = 82,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,39$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 378,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,180$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12,6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (460.1 * 0.532) / 1.1 = 222,4 > Ed = 102,6$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (921.5) / 1.15 = 801,3 > Ed = 259,7$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (580.4) / 1.15 = 504,7 > Ed = 178,6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 195$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 128$ 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	5,23
$K_0 =$	0,244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o 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	148,8	148,8	60,9	63,2	67,6	60,2	117,5	17,5	45°, 1,0	5,13	12,72	7,54	6,68	302,2	178,9	
2	96,7	96,7	0,0	109,1	38,0	31,9	125,0	125,0	45°, 1,0	6,13	19,70	5,34	12,61	227,9	200,3	
3	54,4	54,4	0,0	81,3	30,5	24,3	125,0	125,0	-	5,38	17,24	5,34	8,40	151,4	167,8	
4	-11,0	-11,0	0,0	8,3	21,3	15,0	125,0	125,0	-	3,45	6,77	5,34	0,00	-40,9	92,5	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	31,4	25,9	112,7	12,7	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	61,8	42,4	
12	26,2	30,0	22,6	22,7	46,0	39,1	114,8	14,8	73°, 1,0	3,60	8,23	7,54	3,96	127,0	60,6	
14	75,3	84,5	41,1	41,4	56,9	48,2	116,4	16,4	73°, 1,0	4,26	10,28	7,54	3,96	195,3	71,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

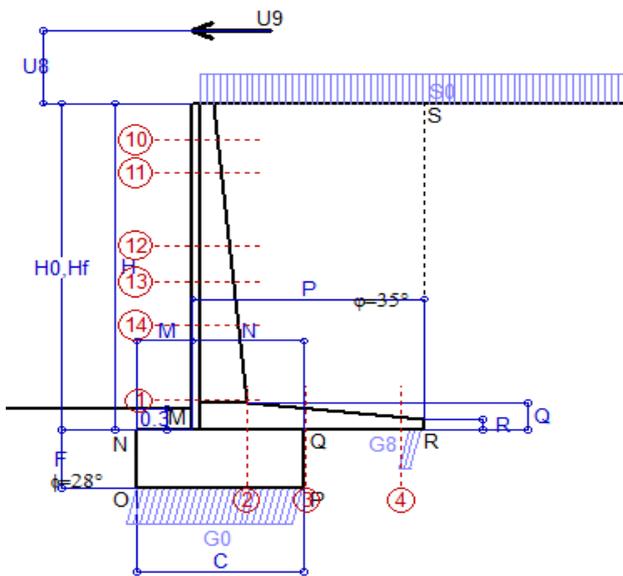
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul scurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 4,50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4,50$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,50$ m
$F = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4,50$ m
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	49,4	113,6	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	24,4	74,4	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	36,0	56,6
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	267,0	589,0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	72,0	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,4	0,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	42,0	44,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 86,6	M₉ = 260,3	P₉ = 345,0	M₈ = 689,7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 29,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 315,2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,150$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (345 * 0,532) / 1,1 = 166,8 > Ed = 86,6$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (689,7) / 1,15 = 599,7 > Ed = 260,3$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (433,5) / 1,15 = 377,0 > Ed = 191,8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 160$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 113$ kN

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

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

Freccia in cima al pannello mm	8,61
$K_0 =$	0,244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN		
1	178,8	178,8	45,3	48,3	67,6	60,2	117,5	17,5	45°, 1,0	5,06	12,72	7,54	6,68	299,5	184,4	
2	124,4	124,4	0,0	128,3	38,0	31,9	125,0	125,0	45°, 1,0	6,13	19,70	5,34	12,61	227,9	200,3	
3	88,5	88,5	0,0	78,0	30,5	24,3	125,0	125,0	-	5,38	17,24	5,34	8,40	151,4	167,8	
4	-2,0	-2,0	0,0	2,0	18,0	11,7	125,0	125,0	-	2,95	5,34	5,34	0,00	-32,2	73,3	
10	22,4	23,8	3,3	8,8	31,4	25,9	112,7	12,7	73°, 1,0	2,87	5,69	7,54	3,96	61,7	43,2	
11	31,5	33,7	6,9	11,3	35,9	30,4	113,4	13,4	73°, 1,0	2,97	5,69	7,54	3,96	70,8	50,1	
12	60,6	65,1	16,7	19,3	46,0	39,1	114,8	14,8	73°, 1,0	3,58	8,23	7,54	3,96	126,4	62,7	
13	80,9	87,1	22,6	24,6	51,0	43,5	115,6	15,6	73°, 1,0	4,02	10,16	7,54	3,96	171,6	68,6	
14	111,6	120,4	30,5	31,9	56,9	48,2	116,4	16,4	73°, 1,0	4,21	10,28	7,54	3,96	193,9	74,8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

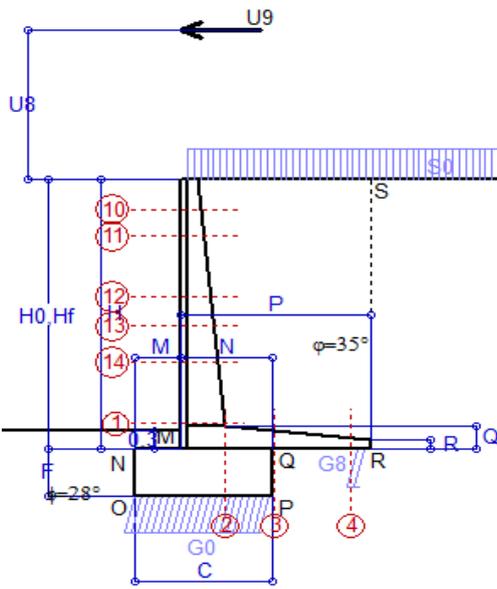
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 4,50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4,50$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,50$ m
$F = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,70$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 4,50$ m
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	64,2	147,7	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	36,6	111,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	46,8	73,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	358,6	790,6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	87,8	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1,8	0,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	54,6	57,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 113,9	M₉ = 347,5	P₉ = 460,1	M₈ = 921,5

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:	$G_8 = 40,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 419,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,200$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (460,1 * 0,532) / 1,1 = 222,4 > E_d = 113,9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (921,5) / 1,15 = 801,3 > E_d = 347,5$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (580,4) / 1,15 = 504,7 > E_d = 257,4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 215$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 150$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 12,32

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 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	240,4	240,4	60,9	61,5	67,6	60,2	117,5	17,5	45°, 1,0	5,13	12,72	7,54	6,68	302,2	178,9	
2	165,9	165,9	0,0	172,9	38,0	31,9	125,0	125,0	45°, 1,0	6,13	19,70	5,34	12,61	227,9	200,3	
3	117,6	117,6	0,0	104,0	30,5	24,3	125,0	125,0	-	5,38	17,24	5,34	8,40	151,4	167,8	
4	-2,6	-2,6	0,0	2,5	18,1	11,8	125,0	125,0	-	2,96	5,36	5,34	0,00	-32,3	73,5	
10	43,6	45,2	4,6	1,6	31,4	25,9	112,7	12,7	73°, 1,0	2,88	5,69	7,54	3,96	61,8	42,4	
11	53,8	56,3	9,4	6,9	35,9	30,4	113,4	13,4	73°, 1,0	2,97	5,69	7,54	3,96	71,0	48,9	
12	88,8	94,4	22,6	20,2	46,0	39,1	114,8	14,8	73°, 1,0	3,60	8,23	7,54	3,96	127,0	60,6	
13	114,3	122,1	30,5	28,1	51,0	43,5	115,6	15,6	73°, 1,0	4,05	10,16	7,54	3,96	172,5	66,1	
14	153,4	164,7	41,1	38,7	56,9	48,2	116,4	16,4	73°, 1,0	4,26	10,28	7,54	3,96	195,3	71,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

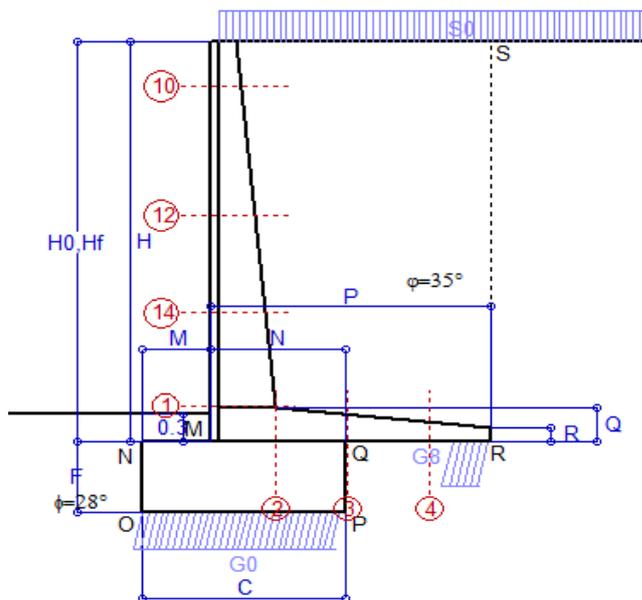
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 4,50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4,50$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,50$ m
$F = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
49,39	113,59	0,00	0,00
24,39	74,39	0,00	0,00
0,00	0,00	36,03	56,63
0,00	0,00	266,96	588,96
1,41	0,38	0,00	0,00
0,00	0,00	42,00	44,10
$S_9 = 75,18$	$M_9 = 188,35$	$P_9 = 344,99$	$M_8 = 689,69$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,362
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,440
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 63,85$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,39$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 281,14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,134$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3,46

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di 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	107,6	45,3	63,4	117,5	67,6	60,2	12,72	7,54	136	4,00	38	0,082
2	69,9	0,0	103,5	125,0	38,0	31,9	19,70	5,34	120	5,48	51	0,000
3	36,9	0,0	76,8	125,0	30,5	24,3	17,24	5,34	95	4,75	51	0,000
4	-9,3	0,0	0,0	125,0	21,5	15,2	6,88	5,34	109	4,29	51	0,000
10	1,0	3,3	3,4	112,7	31,4	25,9	5,69	7,54	5	0,22	38	0,000
12	18,5	16,7	20,6	114,8	46,0	39,1	8,23	7,54	55	1,71	38	0,000
14	54,0	30,5	40,7	116,4	56,9	48,2	10,56	7,54	103	3,11	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

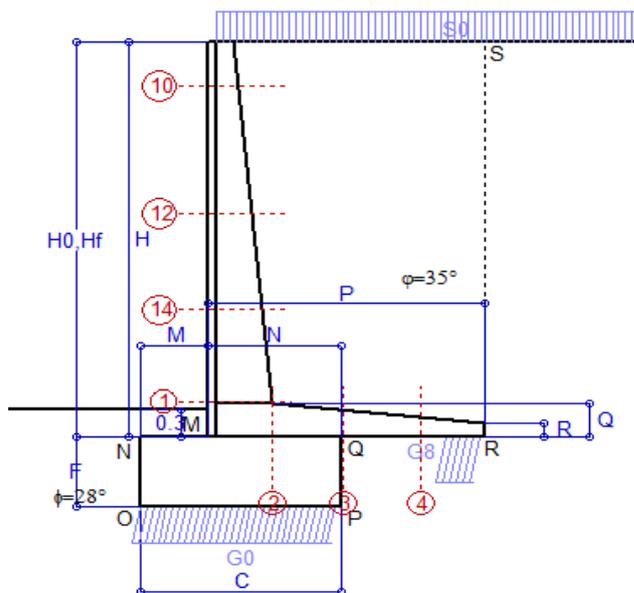
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 4,50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4,50$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,50$ m
$F = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
49,39	113,59	0,00	0,00
18,29	55,79	0,00	0,00
0,00	0,00	36,03	56,63
0,00	0,00	252,46	557,78
1,41	0,38	0,00	0,00
0,00	0,00	42,00	44,10
$S_9 = 69,09$	$M_9 = 169,76$	$P_9 = 330,49$	$M_8 = 658,52$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,579
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,543
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 64,95$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,40$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 265,53$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,126$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11,8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3,01

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di 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	95,7	42,9	57,7	117,5	67,6	60,2	12,72	7,54	121	3,56	38	0,064
2	62,2	0,0	92,1	125,0	38,0	31,9	19,70	5,34	107	4,88	51	0,000
3	28,8	0,0	68,2	125,0	30,5	24,3	17,24	5,34	75	3,72	51	0,000
4	-11,0	0,0	0,0	125,0	22,0	15,7	7,07	5,34	125	4,82	51	0,000
10	0,8	3,0	2,7	112,7	31,4	25,9	5,69	7,54	4	0,17	38	0,000
12	15,6	15,5	17,9	114,8	46,0	39,1	8,23	7,54	46	1,45	38	0,000
14	47,1	28,6	36,4	116,4	56,9	48,2	10,51	7,54	90	2,73	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

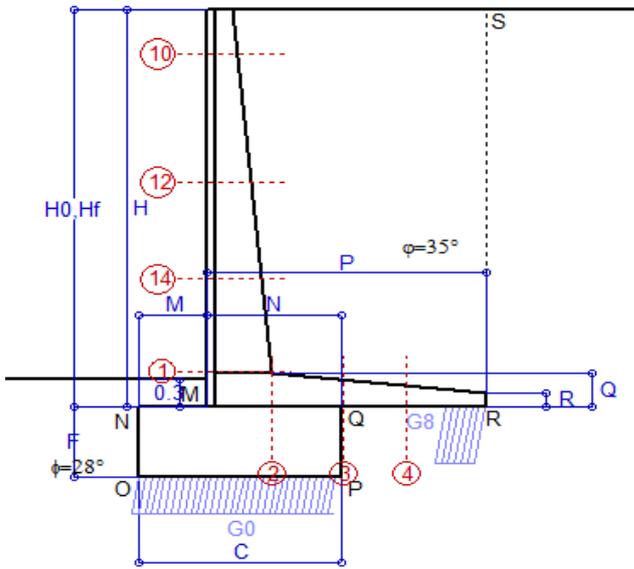
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 4,50$ m	Prefabbricato tipo u45NM	$H_0 = 4,50$ m
$C = 2,10$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4,50$ m
$F = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0,70$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,40$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 2,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
49,39	113,59	0,00	0,00
0,00	0,00	36,03	56,63
0,00	0,00	208,96	464,26
1,41	0,38	0,00	0,00
0,00	0,00	42,00	44,10
$S_9 = 50,80$	$M_9 = 113,97$	$P_9 = 286,99$	$M_8 = 564,99$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4,716
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3,004
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 68,09$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,42$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 218,89$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,10$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,104$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10,0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

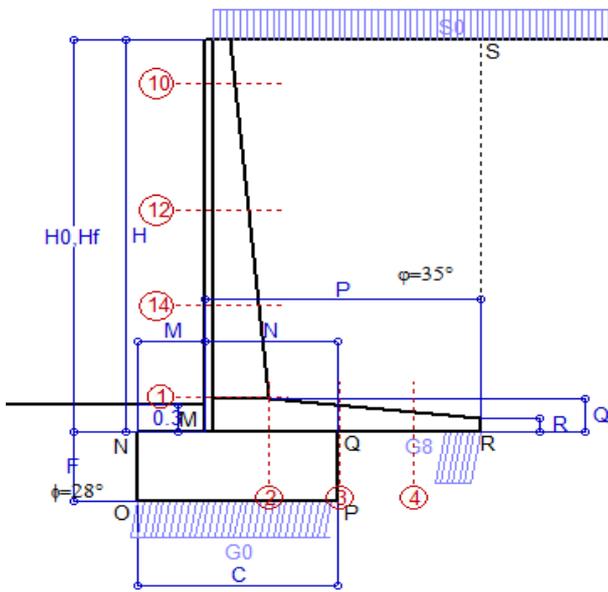
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	60,2	35,6	40,8	117,5	67,6	60,2	12,72	7,54	74	2,27	38	0,000
2	39,1	0,0	57,9	125,0	38,0	31,9	19,70	5,34	67	3,06	51	0,000
3	5,1	0,0	42,7	125,0	30,5	24,3	17,24	5,34	13	0,65	51	0,000
4	-17,3	0,0	0,0	125,0	23,6	17,3	7,78	5,34	181	6,56	51	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,7	31,4	25,9	5,69	7,54	0	0,04	38	0,000
12	7,1	12,0	9,7	114,8	46,0	39,1	8,23	7,54	19	0,69	38	0,000
14	26,5	23,1	23,5	116,4	56,9	48,2	10,41	7,54	49	1,58	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 4,50$ m
 $C = 2,10$ m
 $F = 0,80$ m
 $M = 0,70$ m
 $N = 1,40$ m
 $P = 2,90$ m
 $Q = 0,38$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,15$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u45NM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 4,50$ m
 $H = 4,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0,277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 4,50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	49,9	114,8	7,6	27,4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4,9	15,0	0,8	2,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,5	2,7	35,3	55,5
Peso terra e sovraccarico x 1	8,7	28,0	216,0	479,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,5	0,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	1,8	0,7	41,1	43,2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-15,5*	-5,7*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	68,4	161,7	300,7	607,7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 61,3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,38$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 239,5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,114$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10,0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (300,7 * 0,532 + 15,5) / 1,0 = 175,4 > E_d = 68,4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 121$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 77$ 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) $K_0 = 0,269$
 Freccia in cima al pannello mm $2,52$

Sezione					Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B_5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X_1 asse neutro	A_1 lato terrapieno	A_2 lato facc. o inf. platea	A_4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	77,6	39,5	38,5	67,6	60,2	117,5	17,5	45°, 1,0	5,04	12,72	7,54	6,68	298,5	185,8	
2	50,4	0,0	56,9	38,0	31,9	125,0	125,0	45°, 1,0	6,13	19,70	5,34	12,61	227,9	200,3	
3	20,4	0,0	48,2	30,5	24,3	125,0	125,0	-	5,38	17,24	5,34	8,40	151,4	167,8	
4	-12,5	0,0	8,9	22,3	16,0	125,0	125,0	-	3,62	7,23	5,34	0,00	-43,7	99,0	
10	0,5	2,4	1,3	31,4	25,9	112,7	12,7	73°, 1,0	2,87	5,69	7,54	3,96	61,7	44,1	
12	12,4	13,4	11,0	46,0	39,1	114,8	14,8	73°, 1,0	3,57	8,23	7,54	3,96	126,1	63,8	
14	40,8	25,7	23,4	56,9	48,2	116,4	16,4	73°, 1,0	4,19	10,28	7,54	3,96	193,2	76,1	

(1)
 (2)

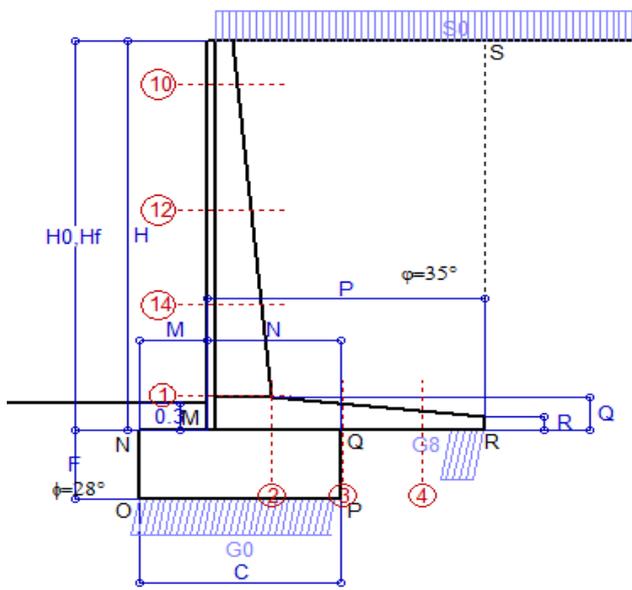
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 4,50$ m
 $C = 2,10$ m
 $F = 0,80$ m
 $M = 0,70$ m
 $N = 1,40$ m
 $P = 2,90$ m
 $Q = 0,38$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u45NM

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

$a_g/g = 0,073$

$H_0 = 4,50$ m
 $H = 4,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)
 agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0,285$
 $H = 4,50$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 $K_3 = 0,283$
 $K_p = 2,66$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	50,6	116,4	11,4	41,1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5,0	15,2	1,1	4,1
Peso struttura (parete+platea) x 1	2,3	4,0	34,9	54,9
Peso terra e sovraccarico x 1	13,1	42,0	213,6	473,9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,6	0,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,6	1,1	40,7	42,7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-15,3*	-5,6*	0,0*	0,0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI (GEO e STR)	75,2	179,1	301,8	616,6

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: $G_8 = 57,0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,35$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 244,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,117$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11,2^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (616,6 + 5,6) / 1,0 = 622,2 > E_d = 179,1$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (391,2) / 1,0 = 391,2 > E_d = 120,9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 122$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 82$ 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 $2,68$
 $K_0 = 0,283$

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	82,1	82,1	40,6	40,7	67,6	60,2	117,5	17,5	45°, 1,0	5,04	12,72	7,54	6,68	298,7	185,1	
2	53,4	53,4	0,0	60,2	38,0	31,9	125,0	125,0	45°, 1,0	6,13	19,70	5,34	12,61	227,9	200,3	
3	26,6	26,6	0,0	50,8	30,5	24,3	125,0	125,0	-	5,38	17,24	5,34	8,40	151,4	167,8	
4	-10,8	-10,8	0,0	7,9	21,8	15,5	125,0	125,0	-	3,53	6,99	5,34	0,00	-42,3	95,8	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	31,4	25,9	112,7	12,7	73°, 1,0	2,87	5,69	7,54	3,96	61,7	44,1	
12	11,3	13,2	13,7	11,7	46,0	39,1	114,8	14,8	73°, 1,0	3,57	8,23	7,54	3,96	126,1	63,6	
14	38,0	43,3	26,4	24,7	56,9	48,2	116,4	16,4	73°, 1,0	4,20	10,28	7,54	3,96	193,3	75,7	

(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

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Prefabbricato tipo u45NM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

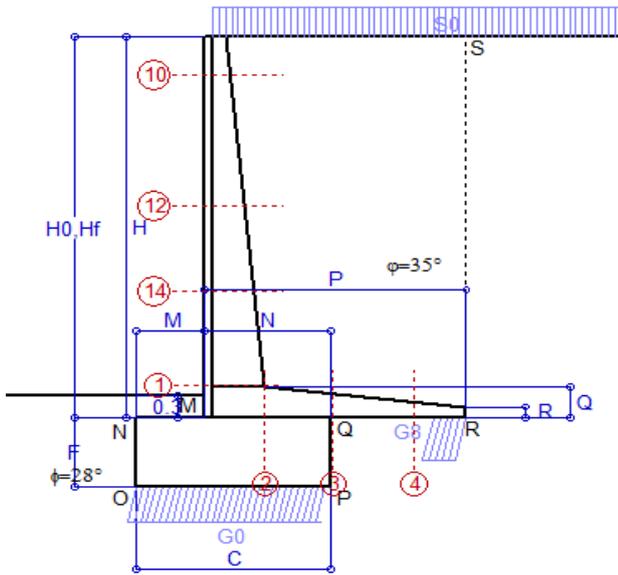
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0,80	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	378,0	419,8	239,5
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12,57°	13,90°	9,97°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	84,3	103,9	42,1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,10	2,10	2,10
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,05	1,05	1,05
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,10	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	334,71	313,97	367,58
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,60	0,57	0,68
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,59	0,55	0,66
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	282,72	256,86	329,33
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,47	0,43	0,56
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,617	0,571	0,697
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	926,1	856,2	1219,6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	378,0	419,8	239,5
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

$H_m = 5,00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5,00$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,00$ m
$F = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ 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	$R_0 = 0,532$
$R = 0,15$ 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	79,3	203,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40,6	138,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	53,5	92,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	417,2	1.004,2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,3	0,7	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	67,3	77,4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 122,2	M₉ = 342,3	P₉ = 538,0	M₈ = 1.174,2

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:	$G_8 = 90,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,39$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 447,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,194$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 12,8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (538 * 0.532) / 1.1 = 260,0 > Ed = 122,2$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1174,2) / 1.15 = 1021,0 > Ed = 342,3$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (720,3) / 1.15 = 626,3 > Ed = 233,7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 231$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 149$ 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	6,73
$K_0 =$	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 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	196,7	196,7	71,7	74,9	72,1	64,8	118,4	18,4	45°, 1,0	5,62	14,51	7,54	7,85	371,5	228,5	
2	127,8	127,8	0,0	133,7	41,0	34,7	125,0	125,0	45°, 1,0	6,58	21,49	5,34	14,67	270,0	253,5	
3	72,6	72,6	0,0	94,7	32,5	26,2	125,0	125,0	-	5,70	18,71	5,34	9,02	176,7	178,4	
4	-12,9	-12,9	0,0	10,1	21,8	15,5	125,0	125,0	-	3,54	7,02	5,34	0,00	-42,3	95,5	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	31,2	25,7	112,8	12,8	73°, 1,0	2,95	6,28	7,54	3,96	66,9	42,0	
12	35,2	40,1	26,7	26,9	48,4	41,6	115,4	15,4	73°, 1,0	3,87	9,42	7,54	3,96	153,4	63,8	
14	93,7	104,7	46,5	47,1	59,6	50,9	117,1	17,1	73°, 1,0	4,53	11,37	7,54	3,96	227,5	74,7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

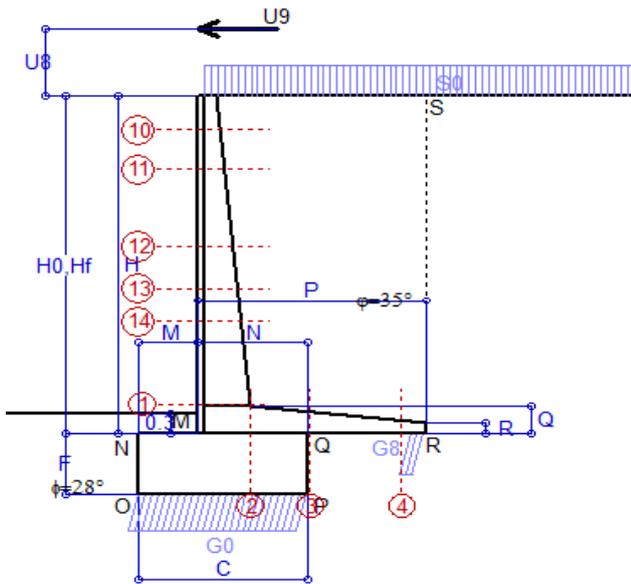
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul scurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 5,00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5,00$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,00$ m
$F = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ 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	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 5,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	61,0	156,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	27,1	92,1	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	311,4	750,1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	78,8	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,8	0,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	51,7	59,5
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 101,3	M₉ = 328,0	P₉ = 404,3	M₈ = 880,8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 36,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,20$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 368,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,160$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (404,3 * 0,532) / 1,1 = 195,4 > Ed = 101,3$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (880,8) / 1,15 = 765,9 > Ed = 328$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (539,3) / 1,15 = 468,9 > Ed = 237,9$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 188$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 128$ 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	10,21
$K_0 =$	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 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	220,6	220,6	53,5	56,9	72,1	64,8	118,4	18,4	45°, 1,0	5,55	14,51	7,54	7,85	368,0	234,8	
2	151,6	151,6	0,0	147,2	41,0	34,7	125,0	125,0	45°, 1,0	6,58	21,49	5,34	14,67	270,0	253,5	
3	106,0	106,0	0,0	87,2	32,5	26,2	125,0	125,0	-	5,70	18,71	5,34	9,02	176,7	178,4	
4	-2,8	-2,8	0,0	2,8	18,6	12,3	125,0	125,0	-	3,05	5,61	5,34	0,00	-33,8	75,9	
10	22,4	23,8	3,3	8,7	31,2	25,7	112,8	12,8	73°, 1,0	2,94	6,28	7,54	3,96	66,8	42,9	
11	34,6	37,0	8,0	12,1	37,0	31,5	113,7	13,7	73°, 1,0	3,08	6,28	7,54	3,96	80,0	51,8	
12	70,8	76,2	19,7	22,1	48,4	41,6	115,4	15,4	73°, 1,0	3,84	9,42	7,54	3,96	152,7	66,1	
13	100,2	108,1	27,6	29,6	54,7	47,2	116,3	16,3	73°, 1,0	4,09	9,77	7,54	3,96	180,1	73,6	
14	129,0	139,3	34,6	36,0	59,6	50,9	117,1	17,1	73°, 1,0	4,48	11,37	7,54	3,96	225,7	78,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

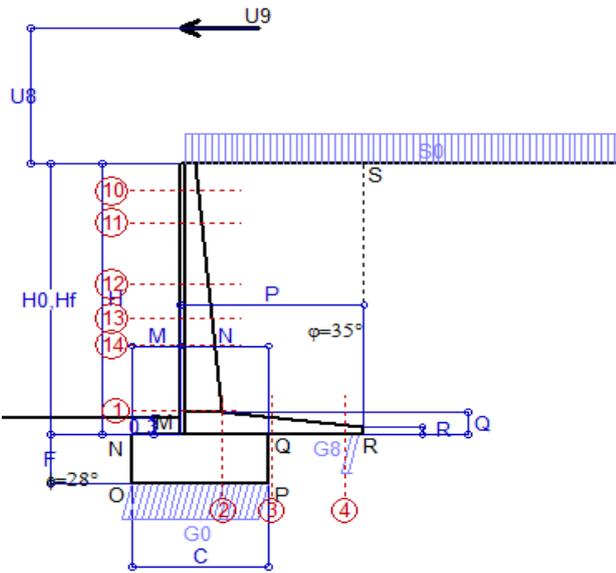
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 5,00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5,00$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,00$ m
$F = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ 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	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9.375$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 5,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	79,3	203,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	40,6	138,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	53,5	92,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	417,2	1.004,2
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	94,5	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,3	0,7	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	67,3	77,4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 133,5	M₉ = 436,8	P₉ = 538,0	M₈ = 1.174,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 49,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,21$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 489,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,213$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (538 * 0.532) / 1.1 = 260,0 > Ed = 133,5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1174,2) / 1.15 = 1021,0 > Ed = 436,8$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (720,3) / 1.15 = 626,3 > Ed = 318,1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 251$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 170$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 14,47

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	295,0	295,0	71,7	73,2	72,1	64,8	118,4	18,4	45°, 1,0	5,62	14,51	7,54	7,85	371,5	228,5
2	201,4	201,4	0,0	197,3	41,0	34,7	125,0	125,0	45°, 1,0	6,58	21,49	5,34	14,67	270,0	253,5
3	140,3	140,3	0,0	115,8	32,5	26,2	125,0	125,0	-	5,70	18,71	5,34	9,02	176,7	178,4
4	-3,7	-3,7	0,0	3,7	18,6	12,3	125,0	125,0	-	3,05	5,63	5,34	0,00	-33,9	76,2
10	43,6	45,2	4,6	1,4	31,2	25,7	112,8	12,8	73°, 1,0	2,95	6,28	7,54	3,96	66,9	42,0
11	57,4	60,2	10,9	8,4	37,0	31,5	113,7	13,7	73°, 1,0	3,09	6,28	7,54	3,96	80,2	50,5
12	101,6	108,3	26,7	24,4	48,4	41,6	115,4	15,4	73°, 1,0	3,87	9,42	7,54	3,96	153,4	63,8
13	138,9	149,0	37,3	35,3	54,7	47,2	116,3	16,3	73°, 1,0	4,13	9,77	7,54	3,96	181,3	70,6
14	175,8	189,1	46,5	44,4	59,6	50,9	117,1	17,1	73°, 1,0	4,53	11,37	7,54	3,96	227,5	74,7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

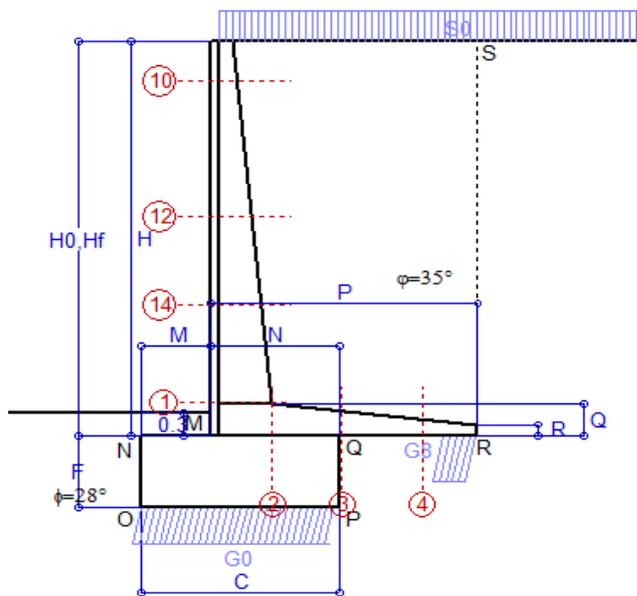
Nelle sezioni 1 e 2 $Med=Medu$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,00$ m
$F = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ 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	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60,97	156,50	0,00	0,00
27,10	92,14	0,00	0,00
0,00	0,00	41,18	71,25
0,00	0,00	311,35	750,05
1,78	0,53	0,00	0,00
0,00	0,00	51,75	59,51
$S_9 = 89,85$	$M_9 = 249,17$	$P_9 = 404,28$	$M_8 = 880,81$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,184
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,392
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 70,85$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,39$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 333,43$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,145$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4,50

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	142,8	53,5	76,1	118,4	72,1	64,8	14,51	7,54	148	4,42	38	0,099
2	92,8	0,0	128,8	125,0	41,0	34,7	21,49	5,34	134	6,13	51	0,000
3	49,6	0,0	92,3	125,0	32,5	26,2	18,71	5,34	109	5,45	51	0,000
4	-11,0	0,0	0,0	125,0	22,1	15,8	7,15	5,34	125	4,82	51	0,000
10	1,0	3,3	3,4	112,8	31,2	25,7	6,28	7,54	5	0,21	38	0,000
12	25,0	19,7	24,9	115,4	48,4	41,6	9,42	7,54	61	1,96	38	0,000
14	67,3	34,6	46,9	117,1	59,6	50,9	11,37	7,54	113	3,43	38	0,057

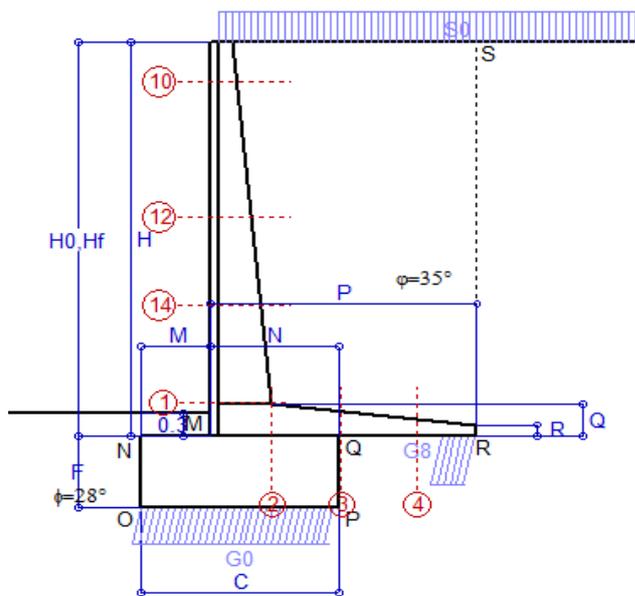
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,00$ m
$F = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ 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	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60,97	156,50	0,00	0,00
20,32	69,10	0,00	0,00
0,00	0,00	41,18	71,25
0,00	0,00	295,85	713,63
1,78	0,53	0,00	0,00
0,00	0,00	51,75	59,51
$S_9 = 83,08$	$M_9 = 226,13$	$P_9 = 388,78$	$M_8 = 844,39$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,380
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,488
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 72,65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,40$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 316,13$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,137$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3,95

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	128,0	50,8	69,8	118,4	72,1	64,8	14,51	7,54	132	3,97	38	0,081
2	83,2	0,0	115,4	125,0	41,0	34,7	21,49	5,34	120	5,49	51	0,000
3	39,6	0,0	82,4	125,0	32,5	26,2	18,71	5,34	87	4,35	51	0,000
4	-12,9	0,0	0,0	125,0	22,6	16,3	7,38	5,34	143	5,39	51	0,000
10	0,8	3,0	2,7	112,8	31,2	25,7	6,28	7,54	4	0,17	38	0,000
12	21,3	18,4	21,8	115,4	48,4	41,6	9,42	7,54	52	1,68	38	0,000
14	59,1	32,5	42,2	117,1	59,6	50,9	11,37	7,54	99	3,02	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

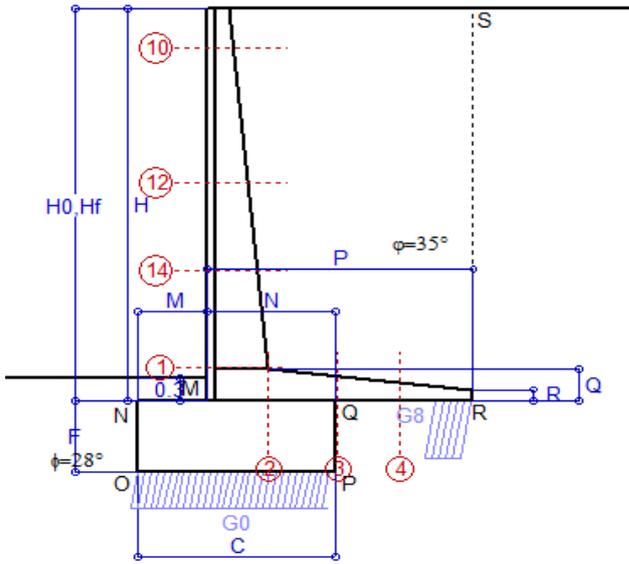
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,00$ m
$F = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ 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	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
60,97	156,50	0,00	0,00
0,00	0,00	41,18	71,25
0,00	0,00	249,35	604,35
1,78	0,53	0,00	0,00
0,00	0,00	51,75	59,51
$S_9 = 62,75$	$M_9 = 157,03$	$P_9 = 342,28$	$M_8 = 735,11$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 4,361
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,900
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 77,87$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,43$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 264,40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,115$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 10,4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2,31

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

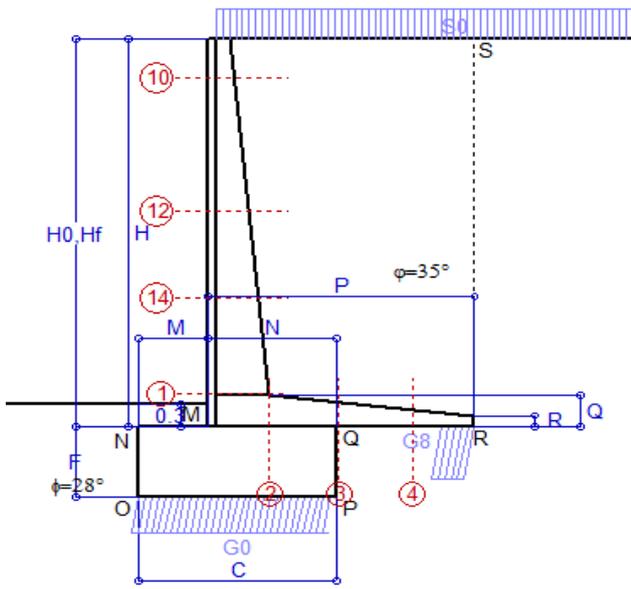
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett.baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	83,7	42,7	50,9	118,4	72,1	64,8	14,51	7,54	84	2,63	38	0,000
2	54,4	0,0	75,4	125,0	41,0	34,7	21,49	5,34	79	3,59	51	0,000
3	10,0	0,0	53,2	125,0	32,5	26,2	18,71	5,34	22	1,10	51	0,000
4	-20,4	0,0	0,0	125,0	24,4	18,1	8,18	5,34	206	7,27	51	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,8	31,2	25,7	6,28	7,54	0	0,04	38	0,000
12	10,4	14,3	12,5	115,4	48,4	41,6	9,42	7,54	24	0,84	38	0,000
14	34,6	26,5	28,1	117,1	59,6	50,9	11,37	7,54	56	1,80	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 5,00$ m
 $C = 2,30$ m
 $F = 0,90$ m
 $M = 0,80$ m
 $N = 1,50$ 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

$a_g/g = 0.073$
 $H_0 = 5,00$ m
 $H = 5,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0.110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0,277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	61,6	158,2	9,4	36,7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5,5	18,6	0,8	3,3
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,7	3,4	40,3	69,8
Peso terra e sovraccarico x 1	10,4	37,2	256,3	620,3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,0	0,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,2	1,0	50,7	58,3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-18,5*	-7,4*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 83,4$	$M_9 = 219,0$	$P_9 = 357,5$	$M_8 = 788,2$

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: $G_8 = 69,1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,38$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 288,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,125$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10,3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (357,5 * 0,532 + 18,5) / 1,0 = 208,5 > E_d = 83,4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 146$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 92$ 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 $3,35$
 $K_0 = 0,269$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale kN.m	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata kN.m	N_{Ed} (2) kN	V_{Ed} kN	H altezza totale cm	d altezza utile cm	B5 lato com- presso cm	b_w larghez- za taglio cm	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm ²	A2 lato facc. o inf. platea cm ²	A4 staffe cm ² /m	M_{Rd} baricen- trico kN.m	V_{Rd} kN	
1	106,3	106,3	47,3	47,0	72,1	64,8	118,4	18,4	45°, 1,0	5,52	14,51	7,54	7,85	366,8	236,2	
2	69,1	69,1	0,0	72,3	41,0	34,7	125,0	125,0	45°, 1,0	6,58	21,49	5,34	14,67	270,0	253,5	
3	29,9	29,9	0,0	57,6	32,5	26,2	125,0	125,0	-	5,70	18,71	5,34	9,02	176,7	178,4	
4	-14,5	-14,5	0,0	10,5	22,9	16,6	125,0	125,0	-	3,71	7,54	5,34	0,00	-45,3	102,6	
10	0,4	0,5	2,4	1,3	31,2	25,7	112,8	12,8	73°, 1,0	2,94	6,28	7,54	3,96	66,7	43,8	
12	15,0	17,4	16,1	13,6	48,4	41,6	115,4	15,4	73°, 1,0	3,83	9,42	7,54	3,96	152,3	67,3	
14	46,0	52,2	29,5	27,3	59,6	50,9	117,1	17,1	73°, 1,0	4,46	11,37	7,54	3,96	225,0	79,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

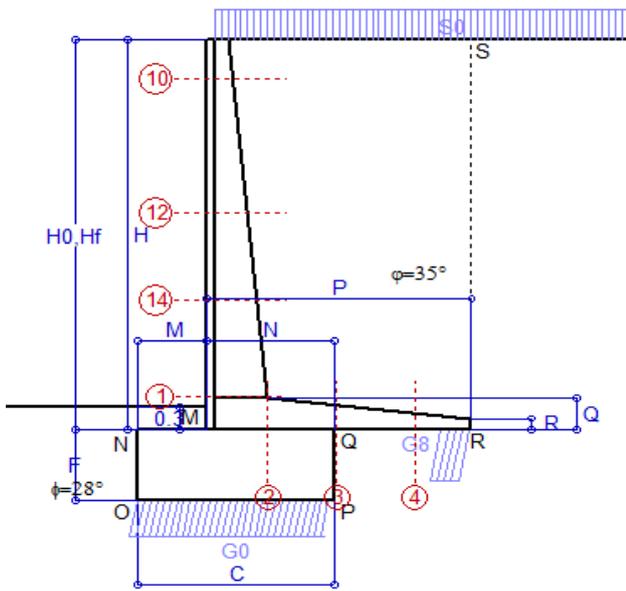
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 5,00$ m
 $C = 2,30$ m
 $F = 0,90$ m
 $M = 0,80$ m
 $N = 1,50$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 5,00$ m
 $H = 5,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 5,00 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	62,5	160,3	14,1	55,0
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5,6	18,9	1,3	4,9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2,6	5,1	39,9	69,0
Peso terra e sovraccarico x 1	15,6	55,8	253,5	613,6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,1	0,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	3,2	1,5	50,1	57,6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-18,2*	-7,3*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	91,5	242,2	358,9	800,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 63,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,35$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 295,1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,128$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11,5^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (800,2 + 7,3) / 1,0 = 807,5 > E_d = 242,2$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (495,5) / 1,0 = 495,5 > E_d = 162,5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 147$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 98$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm $3,58$
 $K_0 = 0,283$

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	112,4	112,4	48,6	49,6	72,1	64,8	118,4	18,4	45°, 1,0	5,52	14,51	7,54	7,85	367,0	235,3	
2	73,1	73,1	0,0	76,4	41,0	34,7	125,0	125,0	45°, 1,0	6,58	21,49	5,34	14,67	270,0	253,5	
3	38,3	38,3	0,0	60,6	32,5	26,2	125,0	125,0	-	5,70	18,71	5,34	9,02	176,7	178,4	
4	-12,3	-12,3	0,0	9,3	22,3	16,0	125,0	125,0	-	3,62	7,26	5,34	0,00	-43,7	98,8	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	31,2	25,7	112,8	12,8	73°, 1,0	2,94	6,28	7,54	3,96	66,7	43,8	
12	15,9	18,5	16,4	14,4	48,4	41,6	115,4	15,4	73°, 1,0	3,83	9,42	7,54	3,96	152,3	67,0	
14	48,8	55,3	30,3	28,9	59,6	50,9	117,1	17,1	73°, 1,0	4,46	11,37	7,54	3,96	225,1	79,0	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Prefabbricato tipo u50NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione				
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$	0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00		
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 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	447,3	489,0	288,4
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12,80°	13,93°	10,29°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	101,6	121,3	52,4
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,30	2,30	2,30
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
$E5$	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,15	1,15	1,15
D	Affondamento = E + F + E5 * lv	m	1,20	1,20	1,20
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	361,05	341,78	395,25
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,60	0,57	0,67
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,58	0,55	0,65
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	304,69	280,62	353,24
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,46	0,43	0,55
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,666	0,622	0,748
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1093,7	1022,5	1434,6
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	447,3	489,0	288,4
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

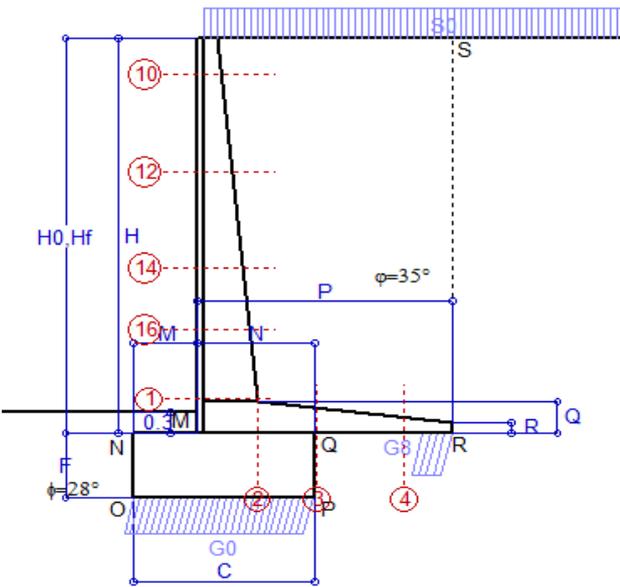
$H_m = 5,50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5,50$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,50$ m
$F = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_0 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 5,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	95,9	262,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	44,7	163,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	60,1	106,9
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	472,5	1.173,8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,3	0,7	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	67,3	77,4
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 142,9$	$M_9 = 426,1$	$P_9 = 599,9$	$M_8 = 1.358,0$



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:	$G_8 = 97,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,38$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 502,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,219$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (599,9 * 0,532) / 1,1 = 290,0$	$> E_d = 142,9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (1358) / 1,15 = 1180,9$	$> E_d = 426,1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (854,6) / 1,15 = 743,1$	$> E_d = 298,8$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 263$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 173$ 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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	252,6	252,6	83,0	86,8	76,6	68,7	118,4	18,4	45°, 1,0	6,60	17,34	7,54	9,14	468,0	284,3	
2	164,2	164,2	0,0	158,9	44,5	38,1	125,0	125,0	45°, 1,0	7,27	24,44	6,16	16,49	336,2	312,9	
3	108,3	108,3	0,0	112,4	35,8	29,4	125,0	125,0	-	6,42	22,13	6,16	9,92	232,5	198,4	
4	-14,4	-14,4	0,0	11,9	22,3	16,0	125,0	125,0	-	4,02	8,54	6,16	0,00	-49,5	98,6	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	31,0	25,5	112,7	12,7	73°, 1,0	3,00	5,69	7,54	3,96	60,6	41,8	
12	23,4	26,9	21,2	21,3	44,7	37,9	114,6	14,6	73°, 1,0	3,74	8,23	7,54	3,96	122,3	58,9	
14	84,2	94,2	43,7	44,1	58,0	49,3	116,4	16,4	73°, 1,0	4,60	10,78	7,54	3,96	208,4	72,8	
16	152,2	169,4	61,5	63,0	66,6	58,3	117,6	17,6	73°, 1,0	5,76	15,33	7,54	5,07	348,1	111,6	

(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

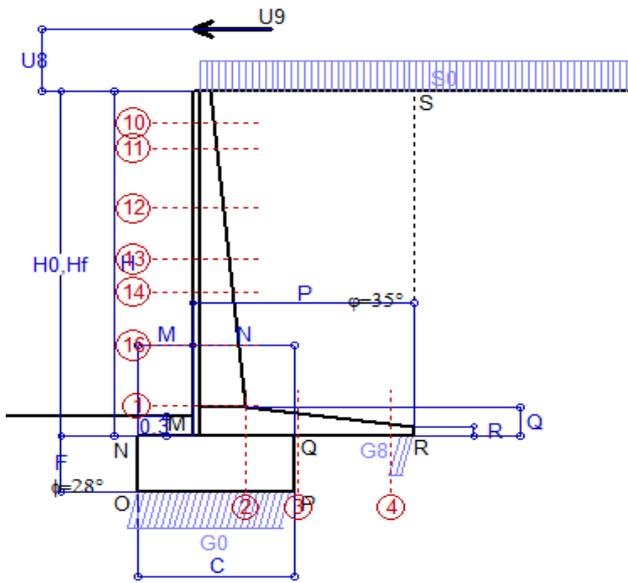
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul scurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 5,50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5,50$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,50$ m
$F = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 5,50$ m
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	73,8	201,7	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	29,8	108,8	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	46,3	82,2
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	353,4	878,7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	84,5	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1,8	0,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	51,7	59,5
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 116,8	M₉ = 395,5	P₉ = 451,5	M₈ = 1.020,4

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:	$G_8 = 41,2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,21$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 410,2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,178$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (451,5 * 0,532) / 1,1 = 218,2 > Ed = 116,8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1020,4) / 1,15 = 887,3 > Ed = 395,5$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (641,1) / 1,15 = 557,5 > Ed = 291,5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 212$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 147$ 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	12,22
$K_0 =$	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 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	268,3	268,3	62,0	65,5	76,6	68,7	118,4	18,4	45°, 1,0	6,51	17,34	7,54	9,14	463,7	291,5	
2	188,7	188,7	0,0	164,0	44,5	38,1	125,0	125,0	45°, 1,0	7,27	24,44	6,16	16,49	336,2	312,9	
3	138,8	138,8	0,0	98,6	35,8	29,4	125,0	125,0	-	6,42	22,13	6,16	9,92	232,5	198,4	
4	-3,5	-3,5	0,0	3,7	19,1	12,8	125,0	125,0	-	3,61	7,03	6,16	0,00	-40,2	81,4	
10	22,4	23,8	3,3	8,6	31,0	25,5	112,7	12,7	73°, 1,0	3,00	5,69	7,54	3,96	60,5	42,6	
11	30,4	32,5	6,5	10,9	35,1	29,6	113,3	13,3	73°, 1,0	3,09	5,69	7,54	3,96	68,6	48,8	
12	57,3	61,5	15,6	18,2	44,7	37,9	114,6	14,6	73°, 1,0	3,71	8,23	7,54	3,96	121,8	60,8	
13	91,4	98,5	25,3	27,2	52,8	45,3	115,7	15,7	73°, 1,0	4,22	9,75	7,54	3,96	171,8	71,1	
14	120,1	129,5	32,4	33,8	58,0	49,3	116,4	16,4	73°, 1,0	4,55	10,78	7,54	3,96	206,8	76,2	
16	181,9	197,1	45,8	47,7	66,6	58,3	117,6	17,6	73°, 1,0	5,69	15,33	7,54	5,07	345,5	116,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

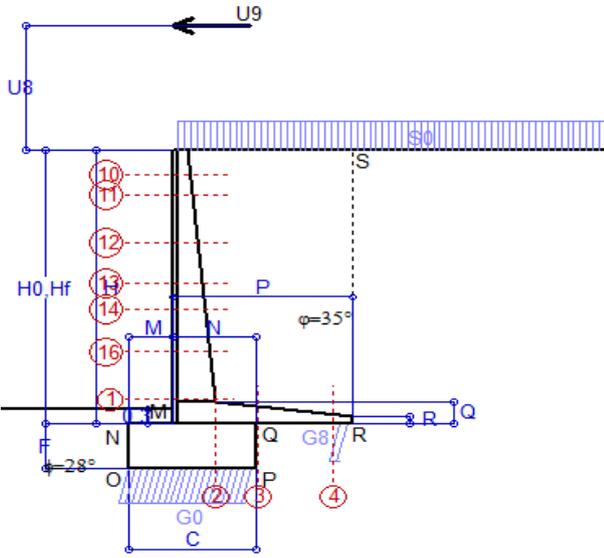
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 5,50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5,50$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,50$ m
$F = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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	$l_8 = 0,0\%$

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	$H = 5,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	95,9	262,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	44,7	163,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	60,1	106,9
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	472,5	1.173,8
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	100,1	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,3	0,7	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	67,3	77,4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 154,2	M₉ = 526,2	P₉ = 599,9	M₈ = 1.358,0

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 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:	$G_8 = 55,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,22$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 544,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,237$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (599,9 * 0,532) / 1,1 = 290,0$	$> Ed = 154,2$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1358) / 1,15 = 1180,9$	$> Ed = 526,2$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (854,6) / 1,15 = 743,1$	$> Ed = 388,8$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 283$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 194$ 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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	357,4	357,4	83,0	85,0	76,6	68,7	118,4	18,4	45°, 1,0	6,60	17,34	7,54	9,14	468,0	284,3	
2	250,2	250,2	0,0	218,9	44,5	38,1	125,0	125,0	45°, 1,0	7,27	24,44	6,16	16,49	336,2	312,9	
3	183,8	183,8	0,0	130,9	35,8	29,4	125,0	125,0	-	6,42	22,13	6,16	9,92	232,5	198,4	
4	-4,6	-4,6	0,0	4,9	19,2	12,8	125,0	125,0	-	3,62	7,05	6,16	0,00	-40,3	81,5	
10	43,6	45,2	4,6	1,3	31,0	25,5	112,7	12,7	73°, 1,0	3,00	5,69	7,54	3,96	60,6	41,8	
11	52,6	54,9	8,8	6,0	35,1	29,6	113,3	13,3	73°, 1,0	3,09	5,69	7,54	3,96	68,8	47,7	
12	84,7	89,9	21,2	18,4	44,7	37,9	114,6	14,6	73°, 1,0	3,74	8,23	7,54	3,96	122,3	58,9	
13	127,6	136,6	34,2	31,9	52,8	45,3	115,7	15,7	73°, 1,0	4,26	9,75	7,54	3,96	172,9	68,3	
14	164,3	176,4	43,7	41,3	58,0	49,3	116,4	16,4	73°, 1,0	4,60	10,78	7,54	3,96	208,4	72,8	
16	244,4	264,2	61,5	60,6	66,6	58,3	117,6	17,6	73°, 1,0	5,76	15,33	7,54	5,07	348,1	111,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

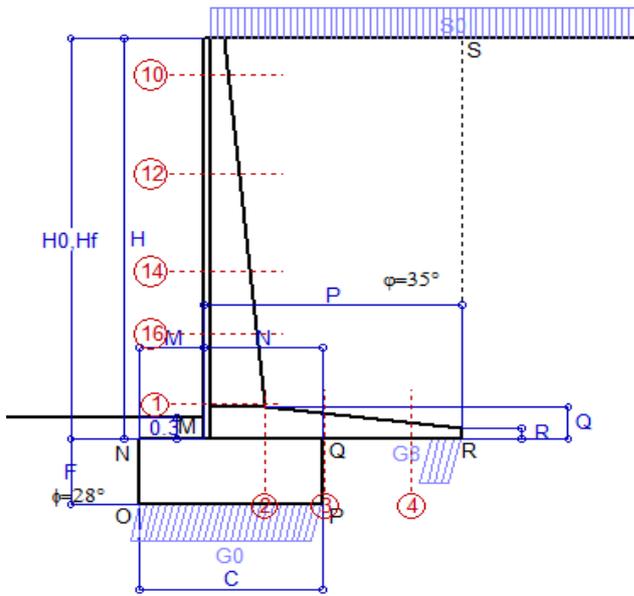
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 5,50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5,50$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,50$ m
$F = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 20,0$ kN/m ²	
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 3,25$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
73,78	201,66	0,00	0,00
29,81	108,80	0,00	0,00
0,00	0,00	46,26	82,22
0,00	0,00	353,44	878,67
1,78	0,53	0,00	0,00
0,00	0,00	51,75	59,51
$S_9 = 105,37$	$M_9 = 310,99$	$P_9 = 451,45$	$M_8 = 1.020,40$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2,951
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,278
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	76,17 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0,38 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	375,29 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 =$ 2,30 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,163 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	13,1°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5,77

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	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	ricoprим. C+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	184,2	62,0	89,8	118,4	76,6	68,7	17,34	7,54	151	4,81	38	0,102
2	119,7	0,0	156,3	125,0	44,5	38,1	24,44	6,16	139	6,44	52	0,128
3	75,3	0,0	116,4	125,0	35,8	29,4	22,13	6,16	126	6,41	52	0,104
4	-12,2	0,0	0,0	125,0	22,7	16,3	8,70	6,16	117	4,79	52	0,000
10	0,9	3,3	3,4	112,7	31,0	25,5	5,69	7,54	5	0,22	38	0,000
12	16,5	15,6	19,2	114,6	44,7	37,9	8,23	7,54	51	1,61	38	0,000
14	60,4	32,4	43,7	116,4	58,0	49,3	10,78	7,54	110	3,33	38	0,057
16	110,2	45,8	64,4	117,6	66,6	58,3	15,33	7,54	121	3,95	38	0,074

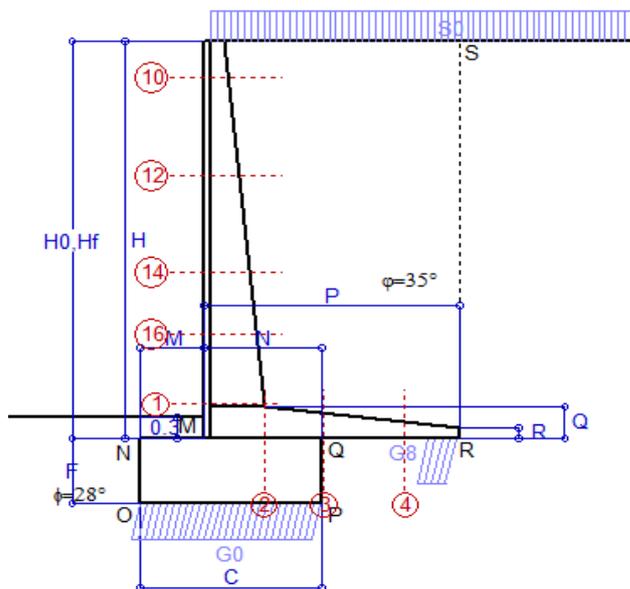
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



- 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

$H_m = 5,50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5,50$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,50$ m
$F = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5,50$ m
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
73,78	201,66	0,00	0,00
22,36	81,60	0,00	0,00
0,00	0,00	46,26	82,22
0,00	0,00	337,19	839,27
1,78	0,53	0,00	0,00
0,00	0,00	51,75	59,51
$S_9 = 97,92$	$M_9 = 283,79$	$P_9 = 435,20$	$M_8 = 981,00$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,125
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,363
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 78,73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,40$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 356,47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,155$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5,10

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 compar-tecipazione	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+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	166,2	59,0	82,8	118,4	76,6	68,7	17,34	7,54	136	4,35	38	0,087
2	108,0	0,0	141,0	125,0	44,5	38,1	24,44	6,16	125	5,81	52	0,000
3	62,4	0,0	105,1	125,0	35,8	29,4	22,13	6,16	104	5,31	52	0,000
4	-14,4	0,0	0,0	125,0	23,2	16,9	8,97	6,16	134	5,35	52	0,000
10	0,7	3,0	2,7	112,7	31,0	25,5	5,69	7,54	4	0,18	38	0,000
12	13,9	14,5	16,6	114,6	44,7	37,9	8,23	7,54	42	1,37	38	0,000
14	52,9	30,5	39,2	116,4	58,0	49,3	10,78	7,54	96	2,92	38	0,000
16	98,1	43,4	58,7	117,6	66,6	58,3	15,33	7,54	107	3,53	38	0,060

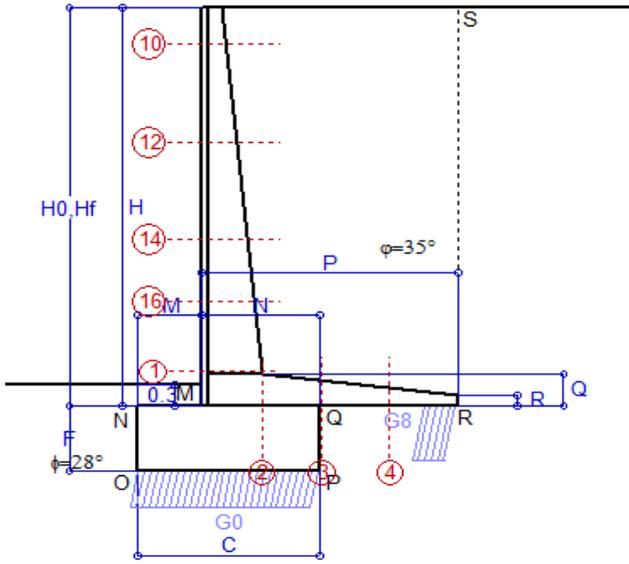
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 5,50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5,50$ m
$C = 2,30$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5,50$ m
$F = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,80$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
73,78	201,66	0,00	0,00
0,00	0,00	46,26	82,22
0,00	0,00	288,44	721,05
1,78	0,53	0,00	0,00
0,00	0,00	51,75	59,51
$S_9 = 75,56$	$M_9 = 202,19$	$P_9 = 386,45$	$M_8 = 862,78$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,959
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,719
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 86,25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,44$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 300,20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,30$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,131$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11,1^\circ$

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	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	112,2	50,0	62,0	118,4	76,6	68,7	17,34	7,54	90	2,97	38	0,038
2	72,9	0,0	95,2	125,0	44,5	38,1	24,44	6,16	85	3,92	52	0,000
3	24,2	0,0	71,4	125,0	35,8	29,4	22,13	6,16	40	2,06	52	0,000
4	-23,0	0,0	0,0	125,0	25,3	18,9	9,94	6,16	193	7,16	52	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,7	31,0	25,5	5,69	7,54	0	0,04	38	0,000
12	6,2	11,1	8,8	114,6	44,7	37,9	8,23	7,54	17	0,63	38	0,000
14	30,4	24,7	25,8	116,4	58,0	49,3	10,78	7,54	53	1,71	38	0,000
16	61,9	36,0	41,6	117,6	66,6	58,3	15,33	7,54	66	2,25	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

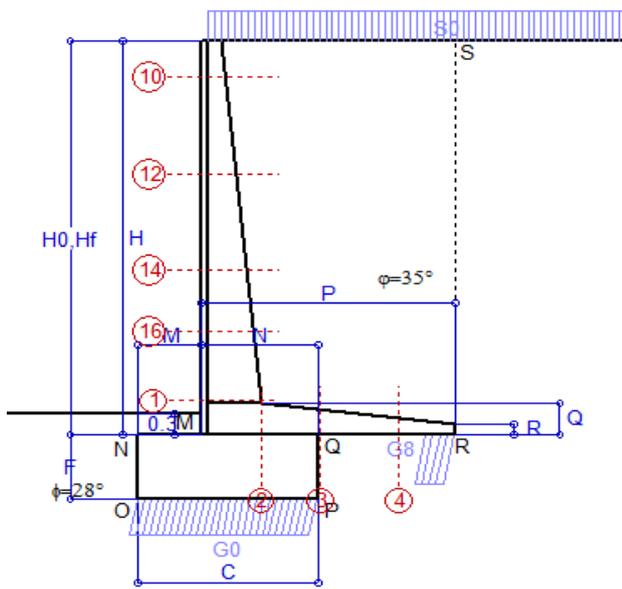
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 5,50$ m
 $C = 2,30$ m
 $F = 0,90$ m
 $M = 0,80$ m
 $N = 1,50$ m
 $P = 3,25$ m
 $Q = 0,44$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,15$ m

Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u55NM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 5,50$ m
 $H = 5,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

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
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 5,50$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	74,6	203,8	11,4	46,1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6,0	22,0	0,9	3,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	1,9	4,0	45,3	80,5
Peso terra e sovraccarico x 1	12,1	46,2	295,1	736,8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,0	0,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,2	1,0	50,7	58,3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-18,5*	-7,4*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	98,7	277,6	403,4	925,4

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: $G_8 = 75,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,38$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 327,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,143$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11,3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (403,4 * 0,532 + 18,5) / 1,0 = 232,9 > E_d = 98,7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 169$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 109$ 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_{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 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	140,6	140,6	55,3	55,9	76,6	68,7	118,4	18,4	45°, 1,0	6,48	17,34	7,54	9,14	462,3	292,8	
2	91,4	91,4	0,0	88,5	44,5	38,1	125,0	125,0	45°, 1,0	7,27	24,44	6,16	16,49	336,2	312,9	
3	50,6	50,6	0,0	70,4	35,8	29,4	125,0	125,0	-	6,42	22,13	6,16	9,92	232,5	198,4	
4	-16,0	-16,0	0,0	12,2	23,6	17,3	125,0	125,0	-	4,04	9,14	6,16	0,00	-52,2	106,5	
10	0,4	0,5	2,4	1,3	31,0	25,5	112,7	12,7	73°, 1,0	3,00	5,69	7,54	3,96	60,5	43,5	
12	9,3	10,9	12,5	10,1	44,7	37,9	114,6	14,6	73°, 1,0	3,70	8,23	7,54	3,96	121,5	61,9	
14	40,7	46,2	27,5	25,3	58,0	49,3	116,4	16,4	73°, 1,0	4,53	10,78	7,54	3,96	206,1	77,4	
16	79,7	89,9	40,0	38,7	66,6	58,3	117,6	17,6	73°, 1,0	5,67	15,33	7,54	5,07	344,5	117,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

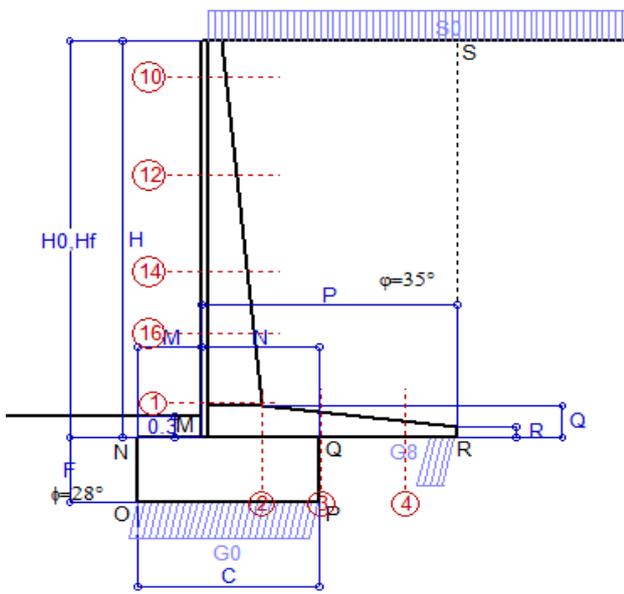
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 5,50$ m
 $C = 2,30$ m
 $F = 0,90$ m
 $M = 0,80$ m
 $N = 1,50$ m
 $P = 3,25$ m
 $Q = 0,44$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,15$ m

Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u55NM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 5,50$ m
 $H = 5,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0,285$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5,50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	75,6	206,6	17,1	69,1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6,1	22,3	1,4	5,6
Peso struttura (parete+platea) x 1	2,9	6,1	44,8	79,6
Peso terra e sovraccarico x 1	18,1	69,3	292,0	729,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,1	0,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	3,2	1,5	50,1	57,6
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-18,2*	-7,3*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	108,0	306,3	405,4	941,0

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: $G_8 = 69,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,35$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 335,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,30$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,146$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12,5^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (941 + 7.3) / 1.0 = 948,3 > E_d = 306,3$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (599.1) / 1.0 = 599,1 > E_d = 211,8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 170$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 116$ 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) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm $4,69$
 $K_0 = 0,283$

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	148,7	148,7	57,0	59,0	76,6	68,7	118,4	18,4	45°, 1,0	6,49	17,34	7,54	9,14	462,6	291,8	
2	96,7	96,7	0,0	93,6	44,5	38,1	125,0	125,0	45°, 1,0	7,27	24,44	6,16	16,49	336,2	312,9	
3	61,5	61,5	0,0	73,6	35,8	29,4	125,0	125,0	-	6,42	22,13	6,16	9,92	232,5	198,4	
4	-13,5	-13,5	0,0	10,7	22,9	16,5	125,0	125,0	-	4,03	8,81	6,16	0,00	-50,7	102,1	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	31,0	25,5	112,7	12,7	73°, 1,0	3,00	5,69	7,54	3,96	60,5	43,5	
12	9,9	11,6	12,8	10,7	44,7	37,9	114,6	14,6	73°, 1,0	3,70	8,23	7,54	3,96	121,5	61,7	
14	43,2	49,0	28,2	26,7	58,0	49,3	116,4	16,4	73°, 1,0	4,53	10,78	7,54	3,96	206,2	77,0	
16	84,4	95,1	41,1	40,8	66,6	58,3	117,6	17,6	73°, 1,0	5,67	15,33	7,54	5,07	344,7	116,9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Prefabbricato tipo u55NM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
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	0,90	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	502,9	544,4	327,8
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13,40°	14,41°	11,25°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	119,8	139,9	65,2
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,30	2,30	2,30
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
$E5$	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,15	1,15	1,15
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,20	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	350,78	333,72	378,66
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_q #RIF!		0,58	0,55	0,64
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,56	0,53	0,63
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	291,78	270,76	331,24
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	i_γ #RIF!		0,44	0,41	0,51
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,643	0,604	0,710
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1055,6	993,1	1360,6
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	502,9	544,4	327,8
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

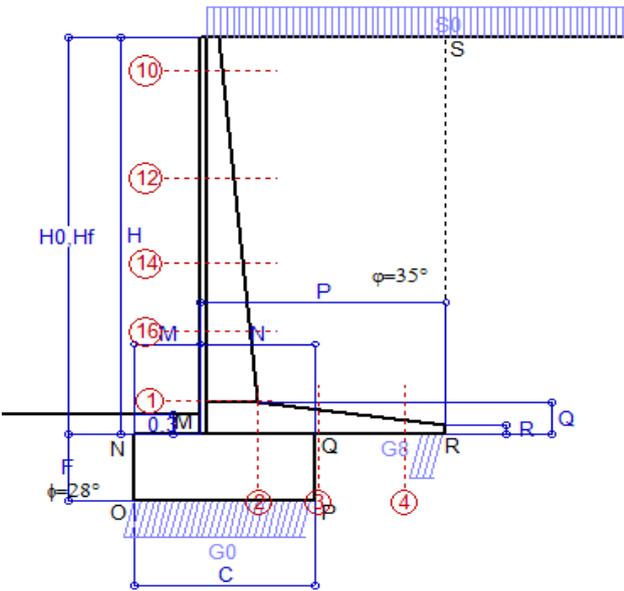
$H_m = 6,00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6,00$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,00$ m
$F = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,15$ 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 1.3	114,1	342,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	48,8	195,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	67,5	129,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	530,8	1.413,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,9	1,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	81,3	101,6
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 165,8$	$M_9 = 538,5$	$P_9 = 679,5$	$M_8 = 1.644,2$



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:	$G_8 = 97,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,35$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 582,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,233$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,7^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (679,5 * 0,532) / 1,1 = 328,5$	$> Ed = 165,8$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1644,2) / 1,15 = 1429,7$	$> Ed = 538,5$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1004,2) / 1,15 = 873,2$	$> Ed = 374,6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 304$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 197$ 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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	318,3	318,3	95,3	99,9	81,1	73,2	119,4	19,4	45°, 1,0	7,42	20,80	7,54	8,58	596,2	280,1	
2	206,9	206,9	0,0	186,3	48,0	41,6	125,0	125,0	45°, 1,0	8,23	28,84	6,16	15,10	431,0	312,9	
3	138,5	138,5	0,0	123,7	37,9	31,5	125,0	125,0	-	7,15	25,89	6,16	11,53	289,0	215,5	
4	-14,0	-14,0	0,0	12,5	22,4	16,0	125,0	125,0	-	4,24	9,95	6,16	0,00	-51,2	98,7	
10	1,4	1,8	4,6	4,6	30,9	25,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,08	6,28	7,54	3,96	65,7	41,5	
12	31,7	36,1	25,1	25,2	47,1	40,3	115,1	15,1	73°, 1,0	4,01	9,42	7,54	3,96	148,0	62,0	
14	99,2	110,7	48,0	48,5	60,1	51,4	117,0	17,0	73°, 1,0	4,98	12,57	7,54	3,96	251,8	75,2	
16	191,6	212,8	70,4	72,4	70,4	62,0	118,4	18,4	73°, 1,0	6,41	18,25	7,54	5,07	439,6	117,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

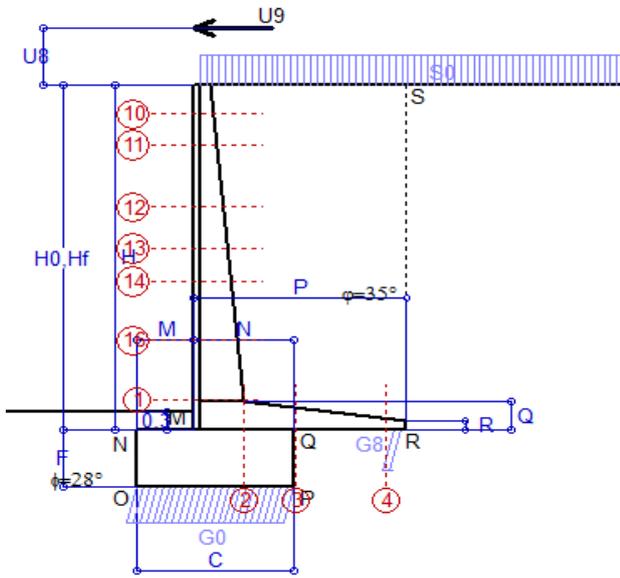
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 6,00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6,00$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,00$ m
$F = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	87,8	263,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	32,5	130,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	51,9	99,7
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	397,8	1.059,7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	91,4	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,2	0,7	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	62,5	78,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 133,9	M₉ = 485,6	P₉ = 512,2	M₈ = 1.237,6

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:	$G_8 = 41,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 470,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,188$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (512,2 * 0,532) / 1,1 = 247,6 > Ed = 133,9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1237,6) / 1,15 = 1076,1 > Ed = 485,6$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (754,7) / 1,15 = 656,2 > Ed = 353,1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 243$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 165$ 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	14,02
$K_0 =$	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 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	323,3	323,3	71,3	75,3	81,1	73,2	119,4	19,4	45°, 1,0	7,32	20,80	7,54	8,58	590,8	288,3
2	226,3	226,3	0,0	183,8	48,0	41,6	125,0	125,0	45°, 1,0	8,23	28,84	6,16	15,10	431,0	312,9
3	165,0	165,0	0,0	106,0	37,9	31,5	125,0	125,0	-	7,15	25,89	6,16	11,53	289,0	215,5
4	-3,5	-3,5	0,0	3,9	19,2	12,8	125,0	125,0	-	3,98	8,35	6,16	0,00	-42,3	81,3
10	22,4	23,8	3,3	8,6	30,9	25,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,08	6,28	7,54	3,96	65,6	42,4
11	33,4	35,7	7,6	11,7	36,3	30,8	113,5	13,5	73°, 1,0	3,20	6,28	7,54	3,96	77,7	50,5
12	66,9	71,9	18,5	20,8	47,1	40,3	115,1	15,1	73°, 1,0	3,98	9,42	7,54	3,96	147,3	64,2
13	100,2	108,1	27,6	29,4	54,4	46,9	116,1	16,1	73°, 1,0	4,37	10,30	7,54	3,96	187,5	73,2
14	134,1	144,8	35,7	36,9	60,1	51,4	117,0	17,0	73°, 1,0	4,93	12,57	7,54	3,96	250,0	78,9
16	216,2	234,6	52,5	54,5	70,4	62,0	118,4	18,4	73°, 1,0	6,34	18,25	7,54	5,07	436,3	122,6

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

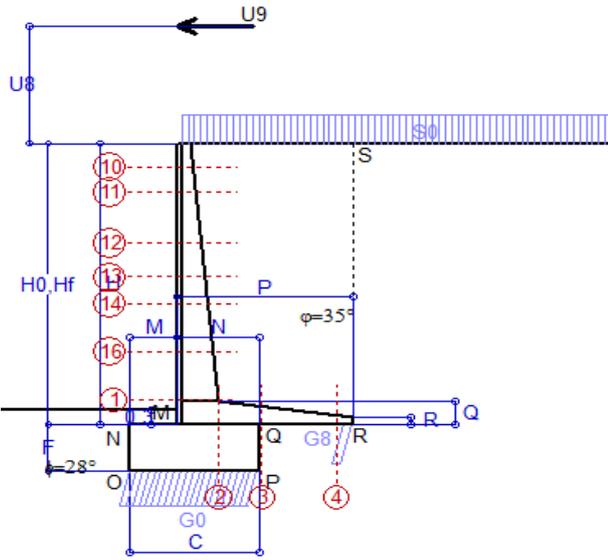
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 6,00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6,00$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,00$ m
$F = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ kN/cad
$V_g = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0,00$ kN/cad
$R = 0,15$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_g = 0,0\%$

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	$H = 6,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	114,1	342,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	48,8	195,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	67,5	129,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	530,8	1.413,0
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	106,9	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,9	1,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	81,3	101,6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 177,0	M₉ = 645,4	P₉ = 679,5	M₈ = 1.644,2

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 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:	$G_8 = 55,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,20$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 624,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,250$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,6^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (679,5 * 0,532) / 1,1 = 328,5$	$> Ed = 177$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1644,2) / 1,15 = 1429,7$	$> Ed = 645,4$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1004,2) / 1,15 = 873,2$	$> Ed = 470,2$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 324$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 219$ 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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	429,7	429,7	95,3	98,1	81,1	73,2	119,4	19,4	45°, 1,0	7,42	20,80	7,54	8,58	596,2	280,1	
2	299,7	299,7	0,0	244,7	48,0	41,6	125,0	125,0	45°, 1,0	8,23	28,84	6,16	15,10	431,0	312,9	
3	218,3	218,3	0,0	140,5	37,9	31,5	125,0	125,0	-	7,15	25,89	6,16	11,53	289,0	215,5	
4	-4,5	-4,5	0,0	5,1	19,2	12,8	125,0	125,0	-	3,98	8,37	6,16	0,00	-42,4	81,5	
10	43,6	45,2	4,6	1,2	30,9	25,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,08	6,28	7,54	3,96	65,7	41,5	
11	56,0	58,7	10,4	7,6	36,3	30,8	113,5	13,5	73°, 1,0	3,21	6,28	7,54	3,96	77,9	49,3	
12	96,7	102,9	25,1	22,5	47,1	40,3	115,1	15,1	73°, 1,0	4,01	9,42	7,54	3,96	148,0	62,0	
13	138,8	148,9	37,2	35,0	54,4	46,9	116,1	16,1	73°, 1,0	4,41	10,30	7,54	3,96	188,7	70,2	
14	182,4	196,2	48,0	45,7	60,1	51,4	117,0	17,0	73°, 1,0	4,98	12,57	7,54	3,96	251,8	75,2	
16	289,2	313,2	70,4	70,0	70,4	62,0	118,4	18,4	73°, 1,0	6,41	18,25	7,54	5,07	439,6	117,3	

(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(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

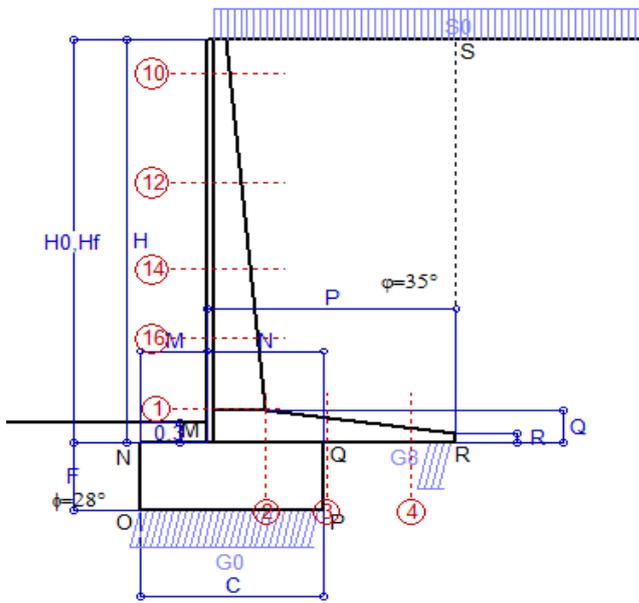
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,00$ m
$F = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 20,0$ kN/m ²	
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 3,40$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87,80	263,40	0,00	0,00
32,52	130,08	0,00	0,00
0,00	0,00	51,89	99,70
0,00	0,00	397,84	1.059,73
2,20	0,73	0,00	0,00
0,00	0,00	62,50	78,13
$S_9 = 122,52$	$M_9 = 394,21$	$P_9 = 512,23$	$M_8 = 1.237,56$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2,763
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,223
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	77,15 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$ 0,36 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	435,08 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 =$ 2,50 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,174 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	13,5°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7,07

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 compar-tecipazione	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	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	232,9	71,3	104,6	119,4	81,1	73,2	20,80	7,54	150	5,12	40	0,109
2	151,4	0,0	186,7	125,0	48,0	41,6	28,84	6,16	137	6,61	52	0,141
3	97,0	0,0	134,7	125,0	37,9	31,5	25,89	6,16	129	6,91	52	0,128
4	-12,1	0,0	0,0	125,0	22,8	16,4	10,15	6,16	113	4,71	52	0,000
10	0,9	3,3	3,4	112,7	30,9	25,4	6,28	7,54	5	0,22	38	0,000
12	22,4	18,5	23,3	115,1	47,1	40,3	9,42	7,54	57	1,85	38	0,000
14	71,4	35,7	48,7	117,0	60,1	51,4	12,57	7,54	108	3,43	38	0,061
16	139,2	52,5	74,9	118,4	70,4	62,0	18,25	7,54	121	4,18	38	0,079

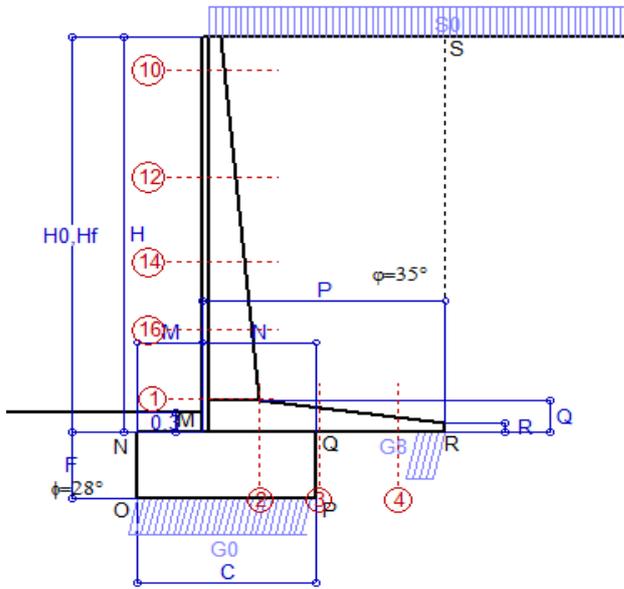
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,00$ m
$F = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 15,0$ kN/m ²	
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 3,40$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87,80	263,40	0,00	0,00
24,39	97,56	0,00	0,00
0,00	0,00	51,89	99,70
0,00	0,00	380,84	1.015,53
2,20	0,73	0,00	0,00
0,00	0,00	62,50	78,13
$S_9 = 114,39$	$M_9 = 361,69$	$P_9 = 495,23$	$M_8 = 1.193,36$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,917
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,302
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 80,79$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,37$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 414,44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,166$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6,28

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	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	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	211,4	68,0	97,0	119,4	81,1	73,2	20,80	7,54	135	4,66	40	0,095
2	137,4	0,0	169,4	125,0	48,0	41,6	28,84	6,16	124	6,00	52	0,111
3	81,5	0,0	122,0	125,0	37,9	31,5	25,89	6,16	109	5,81	52	0,000
4	-14,4	0,0	0,0	125,0	23,4	17,0	10,48	6,16	131	5,31	52	0,000
10	0,7	3,0	2,7	112,7	30,9	25,4	6,28	7,54	4	0,17	38	0,000
12	19,1	17,3	20,3	115,1	47,1	40,3	9,42	7,54	48	1,58	38	0,000
14	62,8	33,6	43,9	117,0	60,1	51,4	12,57	7,54	94	3,03	38	0,044
16	124,7	49,8	68,6	118,4	70,4	62,0	18,25	7,54	108	3,75	38	0,065

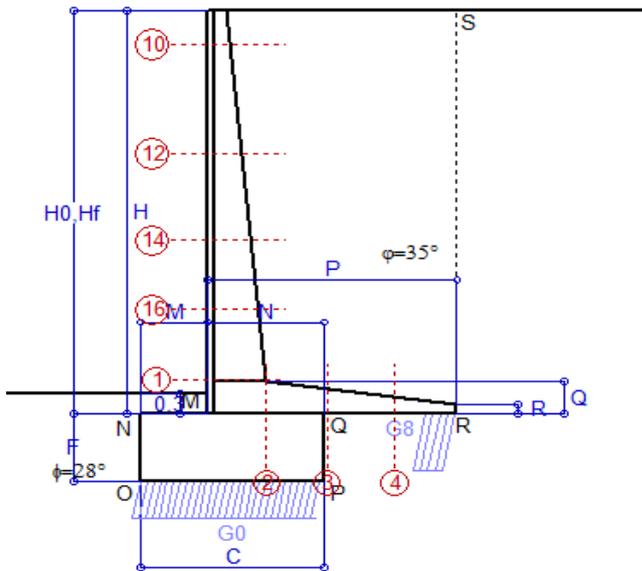
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,00$ m
$F = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 0,0$ kN/m ²	
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 3,40$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
87,80	263,40	0,00	0,00
0,00	0,00	51,89	99,70
0,00	0,00	329,84	882,93
2,20	0,73	0,00	0,00
0,00	0,00	62,50	78,13
$S_9 = 90,00$	$M_9 = 264,14$	$P_9 = 444,23$	$M_8 = 1.060,76$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,639
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,624
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 91,58$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,42$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 352,65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 2,50$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,141$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11,5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3,93

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	146,7	58,2	74,2	119,4	81,1	73,2	20,80	7,54	92	3,27	40	0,048
2	95,4	0,0	117,6	125,0	48,0	41,6	28,84	6,16	86	4,16	52	0,000
3	35,9	0,0	84,2	125,0	37,9	31,5	25,89	6,16	48	2,56	52	0,000
4	-23,9	0,0	0,0	125,0	25,8	19,4	11,65	6,16	194	7,24	52	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,7	30,9	25,4	6,28	7,54	0	0,04	38	0,000
12	9,1	13,4	11,4	115,1	47,1	40,3	9,42	7,54	21	0,78	38	0,000
14	37,1	27,4	29,5	117,0	60,1	51,4	12,57	7,54	54	1,82	38	0,000
16	81,2	41,8	49,9	118,4	70,4	62,0	18,25	7,54	69	2,48	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

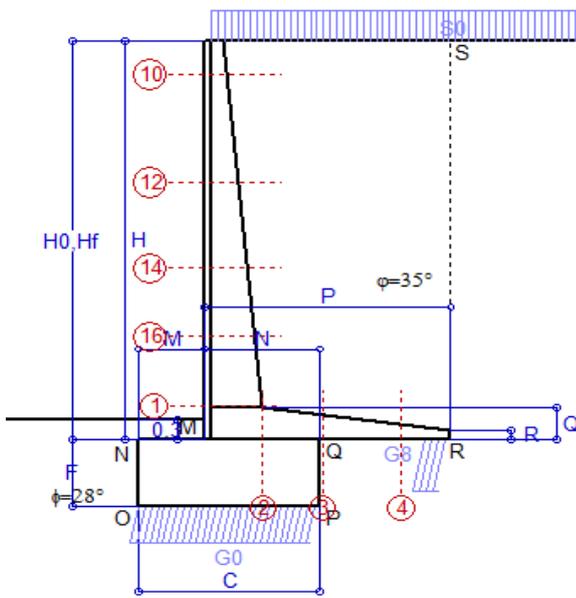
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 6,00$ m
 $C = 2,50$ m
 $F = 1,00$ m
 $M = 0,90$ m
 $N = 1,60$ m
 $P = 3,40$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 6,00$ m
 $H = 6,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $i_9 = 0,0\%$
 $i_8 = 0,0\%$

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 $H = 6,00$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\varepsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	88,7	266,2	13,5	58,2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6,6	26,3	1,0	4,3
Peso struttura (parete+platea) x 1	2,2	5,0	50,8	97,6
Peso terra e sovraccarico x 1	13,8	57,8	336,3	899,1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,4	0,8	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,6	1,3	61,2	76,5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-21,7*	-9,4*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	116,3	357,4	462,8	1.135,8

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 78,5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,36$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 384,3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,50$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,154$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11,6^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (462,8 * 0,532 + 21,7) / 1,0 = 267,7 > E_d = 116,3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 197$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 126$ 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 $5,49$
 $K_0 = 0,269$

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	181,9	181,9	64,3	65,7	81,1	73,2	119,4	19,4	45°, 1,0	7,29	20,80	7,54	8,58	589,2	289,6	
2	118,3	118,3	0,0	106,5	48,0	41,6	125,0	125,0	45°, 1,0	8,23	28,84	6,16	15,10	431,0	312,9	
3	68,3	68,3	0,0	78,7	37,9	31,5	125,0	125,0	-	7,15	25,89	6,16	11,53	289,0	215,5	
4	-16,0	-16,0	0,0	13,0	23,8	17,4	125,0	125,0	-	4,27	10,68	6,16	0,00	-54,4	107,6	
10	0,4	0,5	2,4	1,3	30,9	25,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,07	6,28	7,54	3,96	65,5	43,3	
12	13,3	15,4	15,0	12,6	47,1	40,3	115,1	15,1	73°, 1,0	3,97	9,42	7,54	3,96	147,0	65,4	
14	49,1	55,6	30,5	28,4	60,1	51,4	117,0	17,0	73°, 1,0	4,91	12,57	7,54	3,96	249,2	80,1	
16	103,3	116,1	46,3	45,5	70,4	62,0	118,4	18,4	73°, 1,0	6,31	18,25	7,54	5,07	435,2	123,8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

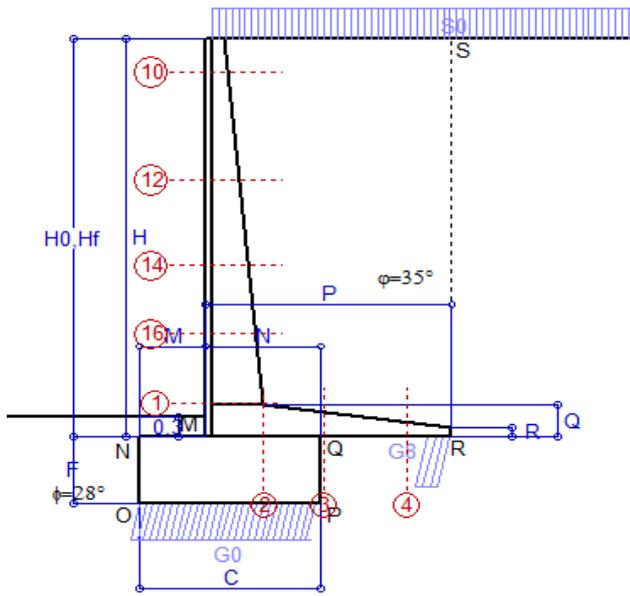
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 6,00$ m
 $C = 2,50$ m
 $F = 1,00$ m
 $M = 0,90$ m
 $N = 1,60$ m
 $P = 3,40$ 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

$a_g/g = 0,073$

$H_0 = 6,00$ m
 $H = 6,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0,285$

agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$H = 6,00$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0,283$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2,66$

(Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	89,9	269,8	20,3	87,4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6,7	26,7	1,5	6,5
Peso struttura (parete+platea) x 1	3,3	7,4	50,3	96,6
Peso terra e sovraccarico x 1	20,7	86,7	332,7	889,5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,5	0,8	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	3,9	2,0	60,5	75,7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-21,4*	-9,3*	0,0*	0,0*
	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
TOTALI (GEO e STR)	127,0	393,5	465,3	1.155,6

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: $G_8 = 71,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,33$ m

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 393,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,50$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,158$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12,8^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (1155,6 + 9,3) / 1,0 = 1164,8 > E_d = 393,5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (715,6) / 1,0 = 715,6 > E_d = 270,1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 199$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 134$ 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 $5,85$

$K_0 = 0,283$

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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	192,4	192,4	66,2	69,3	81,1	73,2	119,4	19,4	45°, 1,0	7,30	20,80	7,54	8,58	589,6	288,4	
2	125,0	125,0	0,0	112,6	48,0	41,6	125,0	125,0	45°, 1,0	8,23	28,84	6,16	15,10	431,0	312,9	
3	82,1	82,1	0,0	82,3	37,9	31,5	125,0	125,0	-	7,15	25,89	6,16	11,53	289,0	215,5	
4	-13,1	-13,1	0,0	11,2	23,0	16,6	125,0	125,0	-	4,26	10,26	6,16	0,00	-52,7	102,4	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	30,9	25,4	112,7	12,7	73°, 1,0	3,07	6,28	7,54	3,96	65,5	43,2	
12	14,1	16,4	15,4	13,4	47,1	40,3	115,1	15,1	73°, 1,0	3,97	9,42	7,54	3,96	147,0	65,2	
14	52,1	59,0	31,3	30,0	60,1	51,4	117,0	17,0	73°, 1,0	4,91	12,57	7,54	3,96	249,3	79,6	
16	109,3	122,9	47,6	48,0	70,4	62,0	118,4	18,4	73°, 1,0	6,32	18,25	7,54	5,07	435,4	123,1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

Scheda 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Prefabbricato tipo u60NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,00	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	582,1	624,0	384,3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13,71°	14,60°	11,56°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	142,0	162,6	78,6
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,50	2,50	2,50
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,25	1,25	1,25
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,30	1,30	1,30
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	374,20	357,99	404,37
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,57	0,55	0,63
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,55	0,53	0,62
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	310,09	290,17	352,59
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,43	0,40	0,50
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,684	0,648	0,757
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1222,0	1157,4	1577,0
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	582,1	624,0	384,3
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

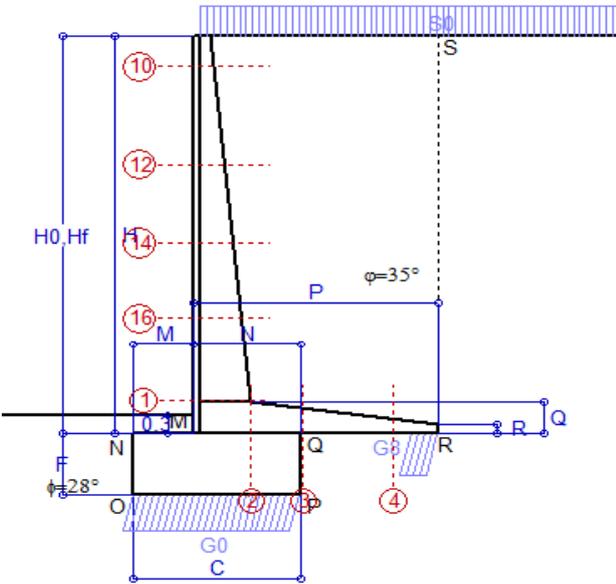
$H_m = 6,50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6,50$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,50$ m
$F = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,15$ 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	$H = 6,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	134,0	424,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	52,8	224,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	75,8	152,3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	610,1	1.701,6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,9	1,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	81,3	101,6
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 189,7$	$M_9 = 649,7$	$P_9 = 767,1$	$M_8 = 1.955,4$



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:	$G_8 = 121,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,40$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 645,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,258$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,9^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (767.1 * 0.532) / 1.1 = 370,8$	$> Ed = 189,7$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1955.4) / 1.15 = 1700,4$	$> Ed = 649,7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1236.5) / 1.15 = 1075,3$	$> Ed = 462$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 342$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 222$ 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) $K_0 = 0,244$ Freccia in cima al pannello mm $12,52$

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	393,8	393,8	108,0	114,0	85,6	77,7	119,4	19,4	45°, 1,0	8,09	23,31	7,54	9,79	708,8	341,4	
2	256,3	256,3	0,0	218,3	51,5	45,1	125,0	125,0	45°, 1,0	9,07	32,77	7,10	16,86	529,7	378,6	
3	184,6	184,6	0,0	147,1	41,8	35,4	125,0	125,0	-	8,10	30,57	7,10	11,82	381,3	239,8	
4	-20,8	-20,8	0,0	17,4	23,8	17,4	125,0	125,0	-	4,45	11,45	7,10	0,00	-59,4	107,4	
10	1,4	1,8	4,5	4,6	30,7	25,2	112,7	12,7	73°, 1,0	3,08	6,28	7,54	3,96	65,3	41,3	
12	30,8	35,1	24,7	24,8	46,7	39,9	114,8	14,8	73°, 1,0	4,00	9,42	7,54	3,96	146,5	61,5	
14	96,7	107,9	47,2	47,8	59,6	50,9	116,5	16,5	73°, 1,0	4,97	12,57	7,54	3,96	249,1	74,6	
16	210,8	233,9	74,4	76,7	71,9	63,6	118,2	18,2	73°, 1,0	6,70	19,51	7,54	5,07	481,0	119,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers. 1.1.4

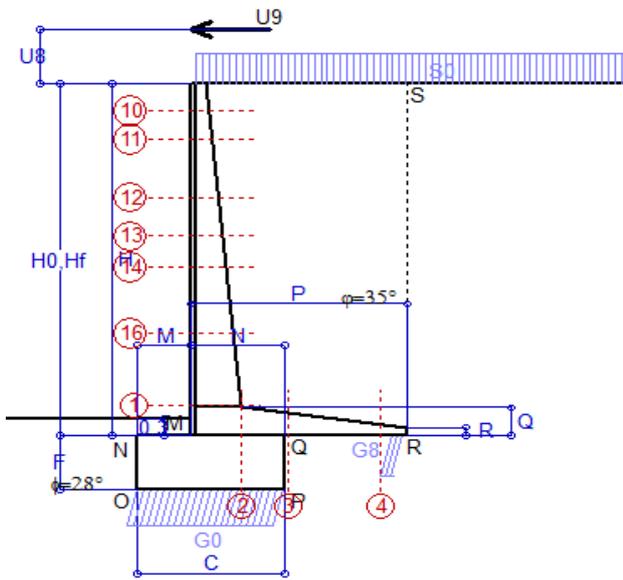
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 6,50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6,50$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,50$ m
$F = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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	$l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 6,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	103,0	326,3	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	35,2	149,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	58,3	117,1
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	458,0	1.278,3
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	97,1	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,2	0,7	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	62,5	78,1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 151,9	M₉ = 573,9	P₉ = 578,9	M₈ = 1.473,6

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:	$G_8 = 60,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,26$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 518,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,207$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (578,9 * 0,532) / 1,1 = 279,8 > Ed = 151,9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1473,6) / 1,15 = 1281,4 > Ed = 573,9$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (930,7) / 1,15 = 809,3 > Ed = 423,4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 272$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 184$ 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 $16,08$

$K_0 = 0,244$

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 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	385,7	385,7	80,9	85,7	85,6	77,7	119,4	19,4	45°, 1,0	7,98	23,31	7,54	9,79	702,3	350,7	
2	273,6	273,6	0,0	206,7	51,5	45,1	125,0	125,0	45°, 1,0	9,07	32,77	7,10	16,86	529,7	378,6	
3	205,8	205,8	0,0	122,8	41,8	35,4	125,0	125,0	-	8,10	30,57	7,10	11,82	381,3	239,8	
4	-7,0	-7,0	0,0	7,2	20,8	14,4	125,0	125,0	-	4,31	9,68	7,10	0,00	-50,5	92,3	
10	22,4	23,8	3,3	8,5	30,7	25,2	112,7	12,7	73°, 1,0	3,08	6,28	7,54	3,96	65,3	42,1	
11	33,1	35,3	7,5	11,5	36,0	30,5	113,4	13,4	73°, 1,0	3,20	6,28	7,54	3,96	77,0	50,1	
12	65,9	70,8	18,2	20,5	46,7	39,9	114,8	14,8	73°, 1,0	3,97	9,42	7,54	3,96	145,9	63,7	
13	98,4	106,1	27,1	28,8	53,9	46,4	115,8	15,8	73°, 1,0	4,38	10,42	7,54	3,96	187,6	72,5	
14	131,8	142,3	35,1	36,3	59,6	50,9	116,5	16,5	73°, 1,0	4,92	12,57	7,54	3,96	247,4	78,2	
16	232,8	252,6	55,5	57,6	71,9	63,6	118,2	18,2	73°, 1,0	6,63	19,51	7,54	5,07	477,5	125,2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"

Dati

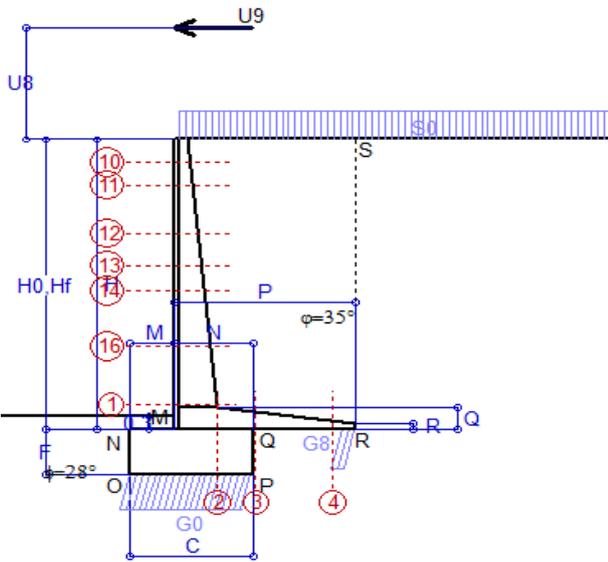
$H_m = 6,50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6,50$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,50$ m
$F = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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	$l_8 = 0,0\%$

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	$H = 6,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	134,0	424,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	52,8	224,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	75,8	152,3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	610,1	1.701,6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	112,5	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2,9	1,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	81,3	101,6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 200,9	M₉ = 762,2	P₉ = 767,1	M₈ = 1.955,4



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 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:	$G_8 = 80,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,27$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 686,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,275$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,7^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (767,1 * 0,532) / 1,1 = 370,8$	$> Ed = 200,9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (1955,4) / 1,15 = 1700,4$	$> Ed = 762,2$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1236,5) / 1,15 = 1075,3$	$> Ed = 563,2$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 362$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 244$ 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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	511,7	511,7	108,0	112,2	85,6	77,7	119,4	19,4	45°, 1,0	8,09	23,31	7,54	9,79	708,8	341,4
2	362,1	362,1	0,0	274,5	51,5	45,1	125,0	125,0	45°, 1,0	9,07	32,77	7,10	16,86	529,7	378,6
3	272,4	272,4	0,0	162,6	41,8	35,4	125,0	125,0	-	8,10	30,57	7,10	11,82	381,3	239,8
4	-9,1	-9,1	0,0	9,4	20,8	14,4	125,0	125,0	-	4,31	9,69	7,10	0,00	-50,6	92,4
10	43,6	45,1	4,5	1,1	30,7	25,2	112,7	12,7	73°, 1,0	3,08	6,28	7,54	3,96	65,3	41,3
11	55,6	58,2	10,2	7,3	36,0	30,5	113,4	13,4	73°, 1,0	3,21	6,28	7,54	3,96	77,2	48,9
12	95,5	101,6	24,7	22,0	46,7	39,9	114,8	14,8	73°, 1,0	4,00	9,42	7,54	3,96	146,5	61,5
13	136,5	146,3	36,6	34,3	53,9	46,4	115,8	15,8	73°, 1,0	4,42	10,42	7,54	3,96	188,8	69,5
14	179,4	192,9	47,2	44,9	59,6	50,9	116,5	16,5	73°, 1,0	4,97	12,57	7,54	3,96	249,1	74,6
16	310,9	336,8	74,4	74,3	71,9	63,6	118,2	18,2	73°, 1,0	6,70	19,51	7,54	5,07	481,0	119,6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

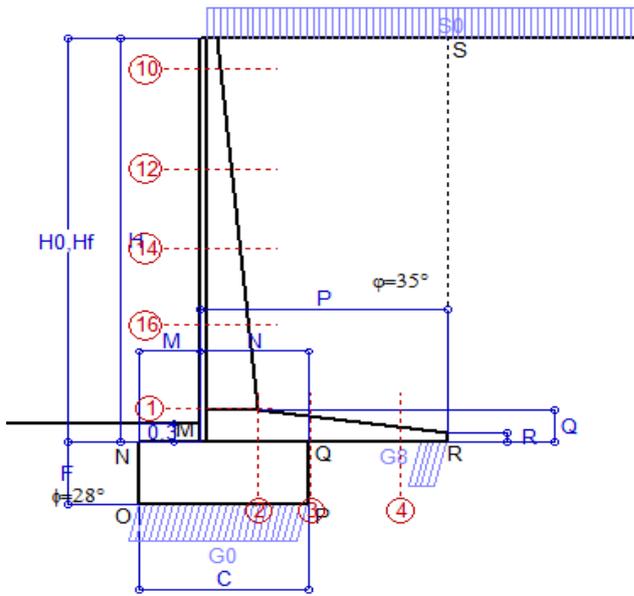
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alpha)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 6,50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6,50$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,50$ m
$F = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 20,0$ kN/m ²	
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 3,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
103,04	326,31	0,00	0,00
35,23	149,72	0,00	0,00
0,00	0,00	58,34	117,14
0,00	0,00	458,05	1.278,29
2,20	0,73	0,00	0,00
0,00	0,00	62,50	78,13
$S_9 = 140,47$	$M_9 = 476,76$	$P_9 = 578,88$	$M_8 = 1.473,56$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,756
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,191
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 95,77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,41$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 483,12$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,193$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 8,54

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 compar-tecipazione	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	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	289,0	80,9	120,5	119,4	85,6	77,7	23,31	7,54	156	5,59	40	0,115
2	187,9	0,0	219,5	125,0	51,5	45,1	32,77	7,10	138	6,83	52	0,153
3	130,2	0,0	162,4	125,0	41,8	35,4	30,57	7,10	132	7,20	52	0,143
4	-17,7	0,0	0,0	125,0	24,2	17,8	11,68	7,10	136	5,72	52	0,000
10	0,9	3,3	3,4	112,7	30,7	25,2	6,28	7,54	5	0,22	38	0,000
12	21,8	18,2	22,9	114,8	46,7	39,9	9,42	7,54	56	1,83	38	0,000
14	69,5	35,1	47,9	116,5	59,6	50,9	12,57	7,54	106	3,40	38	0,060
16	153,4	55,5	79,8	118,2	71,9	63,6	19,51	7,54	122	4,32	38	0,080

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

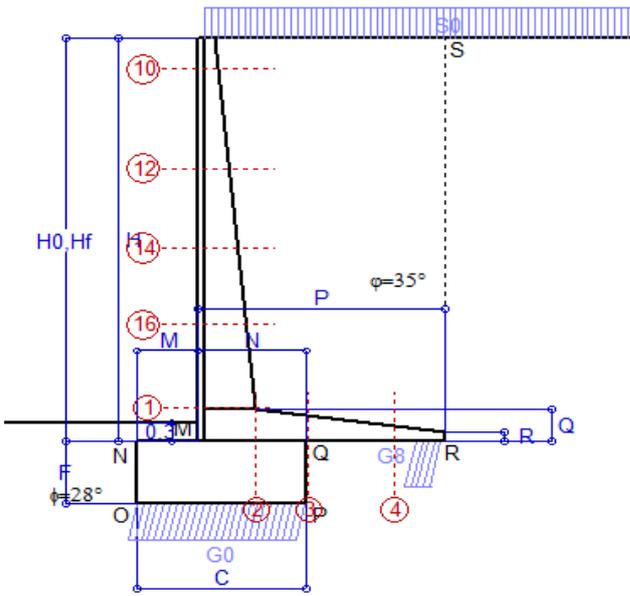
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 6,50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6,50$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,50$ m
$F = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
103,04	326,31	0,00	0,00
26,42	112,29	0,00	0,00
0,00	0,00	58,34	117,14
0,00	0,00	439,80	1.228,56
2,20	0,73	0,00	0,00
0,00	0,00	62,50	78,13
$S_9 = 131,67$	$M_9 = 439,33$	$P_9 = 560,63$	$M_8 = 1.423,83$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,903
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,264
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 99,45$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,43$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 461,18$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,184$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7,61

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE S	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	263,7	77,4	112,2	119,4	85,6	77,7	23,31	7,54	142	5,11	40	0,102
2	171,4	0,0	200,2	125,0	51,5	45,1	32,77	7,10	126	6,23	52	0,126
3	111,2	0,0	148,6	125,0	41,8	35,4	30,57	7,10	112	6,15	52	0,103
4	-20,6	0,0	0,0	125,0	24,9	18,5	12,09	7,10	154	6,30	52	0,000
10	0,7	3,0	2,7	112,7	30,7	25,2	6,28	7,54	4	0,17	38	0,000
12	18,6	17,0	20,0	114,8	46,7	39,9	9,42	7,54	47	1,57	38	0,000
14	61,1	33,0	43,1	116,5	59,6	50,9	12,57	7,54	93	3,00	38	0,043
16	137,8	52,7	73,3	118,2	71,9	63,6	19,51	7,54	109	3,89	38	0,067

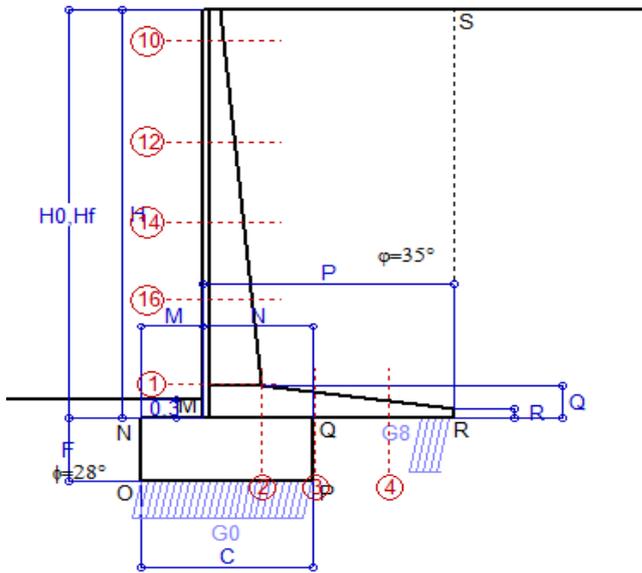
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 6,50$ m	Prefabbricato tipo u65NM	$H_0 = 6,50$ m
$C = 2,50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6,50$ m
$F = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 0,0$ kN/m ²	
$N = 1,60$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 3,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,51$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6,50$ m	$K_1 = 0,271$
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
103,04	326,31	0,00	0,00
0,00	0,00	58,34	117,14
0,00	0,00	385,05	1.079,37
2,20	0,73	0,00	0,00
0,00	0,00	62,50	78,13
$S_9 = 105,24$	$M_9 = 327,04$	$P_9 = 505,88$	$M_8 = 1.274,64$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,572
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,556
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 110,37$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,47$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 395,51$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 2,50$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,158$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11,8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4,89

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 compar-tecipazione	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	ricoprим. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	187,5	66,7	87,4	119,4	85,6	77,7	23,31	7,54	99	3,67	40	0,059
2	121,9	0,0	142,4	125,0	51,5	45,1	32,77	7,10	89	4,43	52	0,000
3	54,9	0,0	107,3	125,0	41,8	35,4	30,57	7,10	55	3,04	52	0,000
4	-32,1	0,0	0,0	125,0	27,3	20,9	13,48	7,10	215	8,13	52	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,7	30,7	25,2	6,28	7,54	0	0,04	38	0,000
12	8,8	13,2	11,1	114,8	46,7	39,9	9,42	7,54	21	0,77	38	0,000
14	35,9	26,9	28,9	116,5	59,6	50,9	12,57	7,54	53	1,79	38	0,000
16	90,9	44,3	53,8	118,2	71,9	63,6	19,51	7,54	70	2,60	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

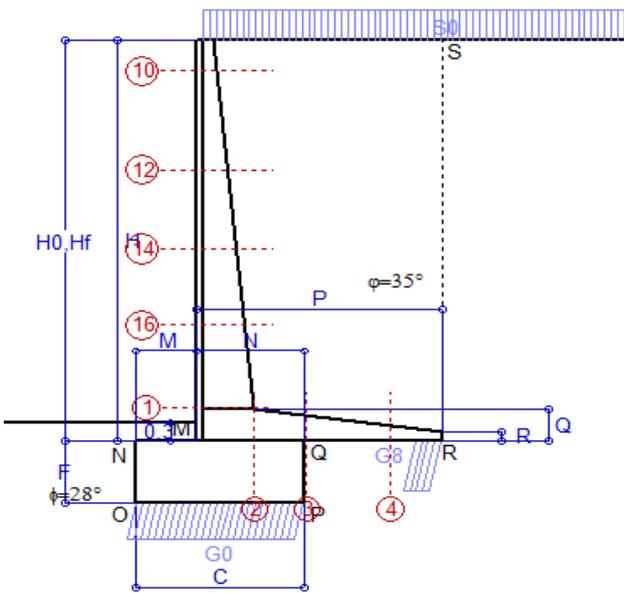
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 6,50$ m
 $C = 2,50$ m
 $F = 1,00$ m
 $M = 0,90$ m
 $N = 1,60$ m
 $P = 3,65$ m
 $Q = 0,51$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,15$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u65NM

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

$a_g/g = 0,073$

$H_0 = 6,50$ m
 $H = 6,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_0 = 0,0\%$

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

Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$H = 6,50$ m

$O_3 = 8,68^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2,70$

(Dati: $\phi = 28,00^\circ$

$\epsilon = 0,0^\circ$

$\psi = 90^\circ$

$\delta = 0^\circ$)

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	104,1	329,8	15,9	72,3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7,1	30,3	1,1	4,9
Peso struttura (parete+platea) x 1	2,4	5,8	57,1	114,7
Peso terra e sovraccarico x 1	16,1	71,7	391,3	1.095,8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,4	0,8	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	2,6	1,3	61,2	76,5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-21,7*	-9,4*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	134,8	439,6	526,6	1.364,2

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: $G_8 = 95,7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,41$ m

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 430,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,50$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,172$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12,1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (526,6 * 0,532 + 21,7) / 1,0 = 301,6 > E_d = 134,8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 225$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 145$ 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 $6,74$

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	230,4	230,4	73,6	76,3	85,6	77,7	119,4	19,4	45°, 1,0	7,95	23,31	7,54	9,79	700,5	351,8	
2	149,7	149,7	0,0	127,8	51,5	45,1	125,0	125,0	45°, 1,0	9,07	32,77	7,10	16,86	529,7	378,6	
3	96,8	96,8	0,0	96,1	41,8	35,4	125,0	125,0	-	8,10	30,57	7,10	11,82	381,3	239,8	
4	-22,1	-22,1	0,0	17,0	25,2	18,8	125,0	125,0	-	4,47	12,26	7,10	0,00	-62,7	115,9	
10	0,4	0,5	2,4	1,3	30,7	25,2	112,7	12,7	73°, 1,0	3,07	6,28	7,54	3,96	65,2	43,0	
12	12,8	14,9	14,8	12,3	46,7	39,9	114,8	14,8	73°, 1,0	3,96	9,42	7,54	3,96	145,5	64,8	
14	47,7	54,1	30,0	27,9	59,6	50,9	116,5	16,5	73°, 1,0	4,90	12,57	7,54	3,96	246,7	79,4	
16	115,0	129,1	49,1	48,7	71,9	63,6	118,2	18,2	73°, 1,0	6,60	19,51	7,54	5,07	476,3	126,4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

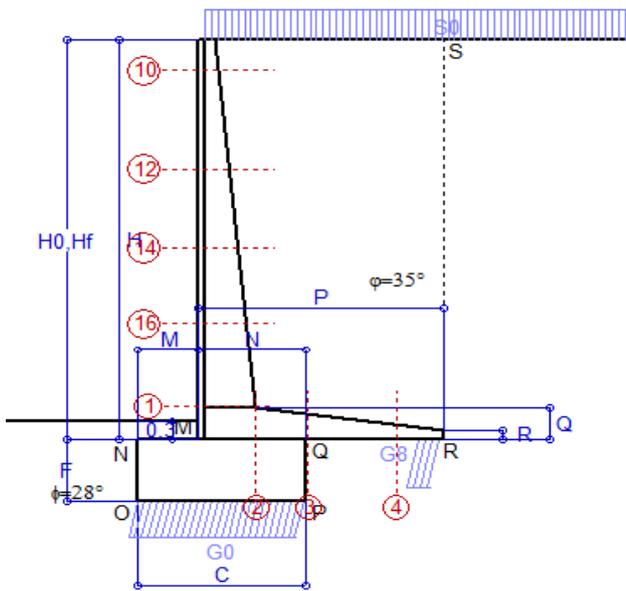
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 6,50$ m
 $C = 2,50$ m
 $F = 1,00$ m
 $M = 0,90$ m
 $N = 1,60$ m
 $P = 3,65$ m
 $Q = 0,51$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,15$ m

Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u65NM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 6,50$ m
 $H = 6,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 6,50 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0,285$
 $H = 6,50$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 $K_3 = 0,283$
 $K_p = 2,66$

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	105,6	334,3	23,8	108,5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7,2	30,7	1,6	7,4
Peso struttura (parete+platea) x 1	3,7	8,7	56,5	113,5
Peso terra e sovraccarico x 1	24,1	107,6	387,1	1.084,1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,5	0,8	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	3,9	2,0	60,5	75,7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-21,4*	-9,3*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	147,0	484,0	529,6	1.389,1

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: $G_8 = 87,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,38$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 441,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,50$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,177$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13,4^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (1389,1 + 9,3) / 1,0 = 1398,4 > E_d = 484$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (891,2) / 1,0 = 891,2 > E_d = 340,6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 227$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 154$ 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) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm 7,18
 $K_0 = 0,283$

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	243,5	243,5	75,9	80,5	85,6	77,7	119,4	19,4	45°, 1,0	7,96	23,31	7,54	9,79	701,1	350,4	
2	158,2	158,2	0,0	135,0	51,5	45,1	125,0	125,0	45°, 1,0	9,07	32,77	7,10	16,86	529,7	378,6	
3	114,2	114,2	0,0	99,8	41,8	35,4	125,0	125,0	-	8,10	30,57	7,10	11,82	381,3	239,8	
4	-18,5	-18,5	0,0	15,0	24,3	17,9	125,0	125,0	-	4,46	11,74	7,10	0,00	-60,6	110,4	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	30,7	25,2	112,7	12,7	73°, 1,0	3,07	6,28	7,54	3,96	65,2	43,0	
12	13,7	15,9	15,1	13,1	46,7	39,9	114,8	14,8	73°, 1,0	3,96	9,42	7,54	3,96	145,6	64,6	
14	50,6	57,4	30,7	29,5	59,6	50,9	116,5	16,5	73°, 1,0	4,90	12,57	7,54	3,96	246,8	78,9	
16	121,7	136,7	50,5	51,4	71,9	63,6	118,2	18,2	73°, 1,0	6,61	19,51	7,54	5,07	476,6	125,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

Prefabbricato tipo u65NM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

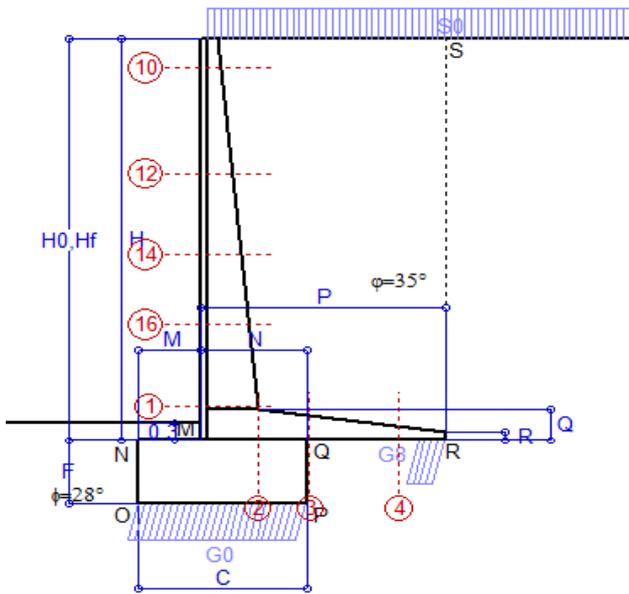
E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,00	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	645,6	686,5	430,9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13,89°	14,68°	12,13°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	159,6	179,8	92,6
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,50	2,50	2,50
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,25	1,25	1,25
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,30	1,30	1,30
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	370,98	356,67	393,84
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,57	0,54	0,62
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,55	0,52	0,60
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	306,11	288,56	338,91
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,43	0,40	0,48
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,677	0,645	0,733
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1209,1	1152,2	1526,6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	645,6	686,5	430,9
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

$H_m = 7,00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7,00$ m
$C = 2,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,00$ m
$F = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 1,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,15$ 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	$H = 7,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155,4	533,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56,9	261,8	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	85,2	186,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	694,5	2.095,3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3,5	1,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	96,5	130,3
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 215,7$	$M_9 = 796,4$	$P_9 = 876,2$	$M_8 = 2.412,2$

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:	$G_8 = 141,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,43$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 734,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,272$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13,8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (876,2 * 0,532) / 1,1 = 423,5$	$> Ed = 215,7$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (2412,2) / 1,15 = 2097,6$	$> Ed = 796,4$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1502,3) / 1,15 = 1306,3$	$> Ed = 561,7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 391$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 247$ kN	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0,244$

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 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	480,7	480,7	122,0	128,9	90,1	82,2	120,3	20,3	45°, 1,0	8,86	26,61	7,54	9,25	855,4	336,7	
2	312,4	312,4	0,0	253,2	55,0	48,5	125,0	125,0	45°, 1,0	9,93	36,54	7,10	15,68	634,2	378,6	
3	220,2	220,2	0,0	165,2	44,3	37,8	125,0	125,0	-	8,81	34,02	7,10	12,07	452,8	256,2	
4	-26,9	-26,9	0,0	21,6	24,9	18,4	125,0	125,0	-	4,46	12,09	7,10	0,00	-61,9	113,7	
10	1,4	1,8	4,5	4,6	30,6	25,1	112,7	12,7	73°, 1,0	3,16	6,94	7,54	3,96	70,8	41,0	
12	40,1	45,5	28,7	28,8	49,1	42,3	115,3	15,3	73°, 1,0	4,24	10,36	7,54	3,96	169,9	64,5	
14	125,7	140,4	55,0	56,4	63,2	56,1	117,2	17,2	73°, 1,0	5,63	15,21	7,54	3,96	330,8	81,0	
16	255,1	282,7	83,3	86,1	75,4	67,0	118,9	18,9	73°, 1,0	7,40	22,81	7,54	5,07	591,1	124,7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

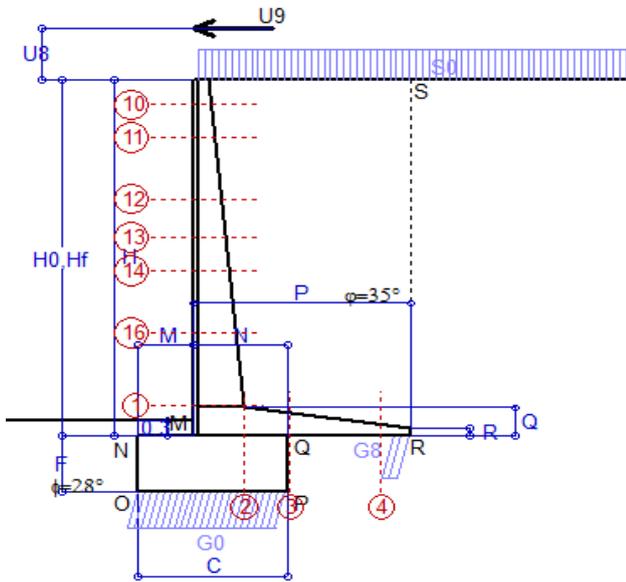
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul scurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 7,00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7,00$ m
$C = 2,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,00$ m
$F = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ 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) 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	119,5	410,3	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	37,9	174,5	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	65,5	143,5
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	522,2	1.576,4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	104,0	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,7	1,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	74,3	100,2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 171,5	M₉ = 689,8	P₉ = 662,0	M₈ = 1.820,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 76,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,30$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 586,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,217$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (662 * 0,532) / 1,1 = 320,0 > Ed = 171,5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (1820,2) / 1,15 = 1582,7 > Ed = 689,8$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (1132,2) / 1,15 = 984,5 > Ed = 503$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 309$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 202$ 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	18,14
$K_0 =$	0,244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN		
1	456,6	456,6	91,4	96,9	90,1	82,2	120,3	20,3	45°, 1,0	8,73	26,61	7,54	9,25	847,5	347,1	
2	320,3	320,3	0,0	233,5	55,0	48,5	125,0	125,0	45°, 1,0	9,93	36,54	7,10	15,68	634,2	378,6	
3	236,2	236,2	0,0	135,9	44,3	37,8	125,0	125,0	-	8,81	34,02	7,10	12,07	452,8	256,2	
4	-10,5	-10,5	0,0	10,2	22,0	15,5	125,0	125,0	-	4,38	10,41	7,10	0,00	-54,0	97,3	
10	22,4	23,8	3,3	8,4	30,6	25,1	112,7	12,7	73°, 1,0	3,16	6,94	7,54	3,96	70,8	41,9	
11	36,2	38,6	8,6	12,3	37,1	31,6	113,6	13,6	73°, 1,0	3,32	6,94	7,54	3,96	87,2	51,7	
12	76,2	82,0	21,2	23,2	49,1	42,3	115,3	15,3	73°, 1,0	4,21	10,36	7,54	3,96	169,1	66,9	
13	114,5	123,6	31,1	32,8	56,6	49,1	116,3	16,3	73°, 1,0	4,65	11,40	7,54	3,96	217,1	76,1	
14	158,3	171,5	40,9	43,0	63,2	56,1	117,2	17,2	73°, 1,0	5,57	15,21	7,54	3,96	328,6	85,2	
16	270,5	293,7	62,2	64,6	75,4	67,0	118,9	18,9	73°, 1,0	7,31	22,81	7,54	5,07	586,9	130,9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

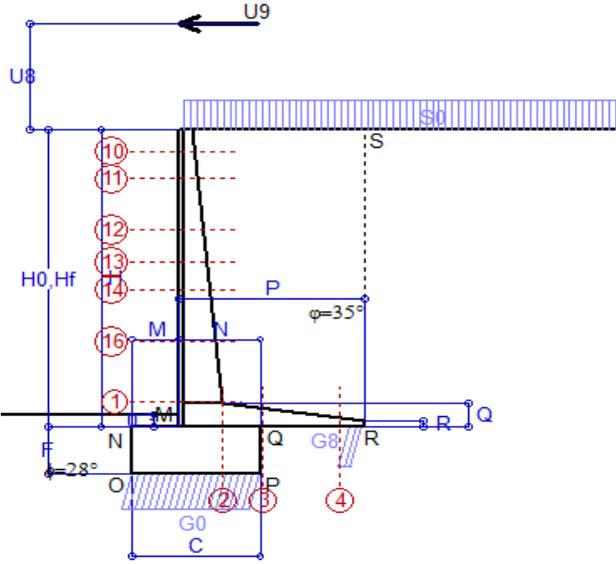
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 7,00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7,00$ m
$C = 2,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,00$ m
$F = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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	$l_8 = 0,0\%$

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	$H = 7,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	155,4	533,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	56,9	261,8	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	85,2	186,6
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	694,5	2.095,3
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	119,3	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3,5	1,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	96,5	130,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 227,0	M₉ = 915,7	P₉ = 876,2	M₈ = 2.412,2

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 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:	$G_8 = 100,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,31$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 775,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 2,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,287$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,5^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (876.2 * 0.532) / 1.1 = 423,5$	$> Ed = 227$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (2412.2) / 1.15 = 2097,6$	$> Ed = 915,7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1502.3) / 1.15 = 1306,3$	$> Ed = 668,6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M)	$G_6 = 411$ kN	Lato monte (punto Q)	$G_7 = 268$ 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) $K_0 = 0,244$ Freccia in cima al pannello mm $25,11$

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 $\alpha^\circ, ctg\Theta$	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	605,1	605,1	122,0	127,2	90,1	82,2	120,3	20,3	45°, 1,0	8,86	26,61	7,54	9,25	855,4	336,7
2	423,9	423,9	0,0	309,6	55,0	48,5	125,0	125,0	45°, 1,0	9,93	36,54	7,10	15,68	634,2	378,6
3	312,8	312,8	0,0	179,8	44,3	37,8	125,0	125,0	-	8,81	34,02	7,10	12,07	452,8	256,2
4	-13,6	-13,6	0,0	13,2	22,0	15,6	125,0	125,0	-	4,38	10,41	7,10	0,00	-54,1	97,3
10	43,6	45,1	4,5	0,9	30,6	25,1	112,7	12,7	73°, 1,0	3,16	6,94	7,54	3,96	70,8	41,0
11	59,2	62,1	11,7	8,8	37,1	31,6	113,6	13,6	73°, 1,0	3,34	6,94	7,54	3,96	87,4	50,5
12	108,3	115,6	28,7	26,1	49,1	42,3	115,3	15,3	73°, 1,0	4,24	10,36	7,54	3,96	169,9	64,5
13	157,1	168,8	41,9	39,8	56,6	49,1	116,3	16,3	73°, 1,0	4,69	11,40	7,54	3,96	218,5	72,8
14	213,7	230,9	55,0	54,2	63,2	56,1	117,2	17,2	73°, 1,0	5,63	15,21	7,54	3,96	330,8	81,0
16	360,3	390,8	83,3	83,7	75,4	67,0	118,9	18,9	73°, 1,0	7,40	22,81	7,54	5,07	591,1	124,7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

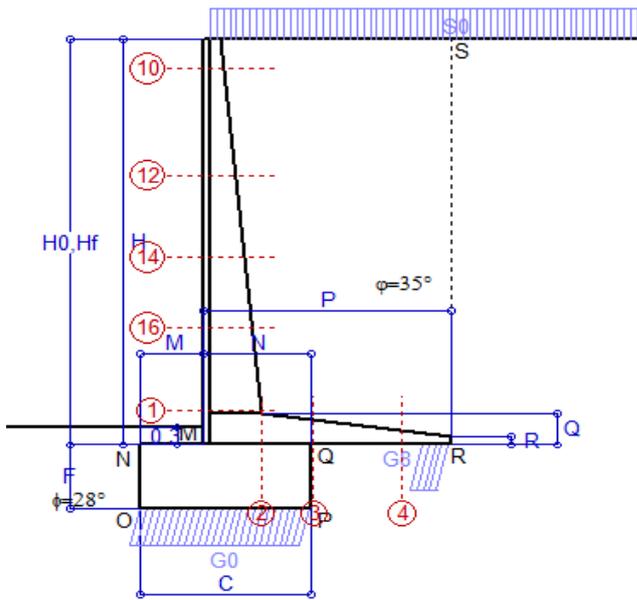
Nelle sezioni 1 e 2 Med=Medu perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,00$ m
$F = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 20,0$ kN/m ²	
$N = 1,70$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 3,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119,51	410,31	0,00	0,00
37,94	174,52	0,00	0,00
0,00	0,00	65,50	143,53
0,00	0,00	522,24	1.576,39
2,66	0,98	0,00	0,00
0,00	0,00	74,25	100,24
$S_9 = 160,11$	$M_9 = 585,80$	$P_9 = 661,99$	$M_8 = 1.820,16$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,750
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,198
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 111,21$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,44$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 550,78$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 2,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,204$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 10,12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	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	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	353,7	91,4	137,4	120,3	90,1	82,2	26,61	7,54	158	5,99	40	0,121
2	229,9	0,0	255,2	125,0	55,0	48,5	36,54	7,10	141	7,12	52	0,165
3	155,7	0,0	183,7	125,0	44,3	37,8	34,02	7,10	132	7,40	52	0,151
4	-22,7	0,0	0,0	125,0	25,3	18,8	12,34	7,10	166	6,73	52	0,000
10	1,0	3,3	3,4	112,7	30,6	25,1	6,94	7,54	5	0,21	38	0,000
12	28,5	21,2	27,1	115,3	49,1	42,3	10,74	7,54	61	2,05	38	0,000
14	90,8	40,9	56,8	117,2	63,2	56,1	15,21	7,54	104	3,49	38	0,064
16	186,3	62,2	90,4	118,9	75,4	67,0	22,81	7,54	120	4,54	38	0,082

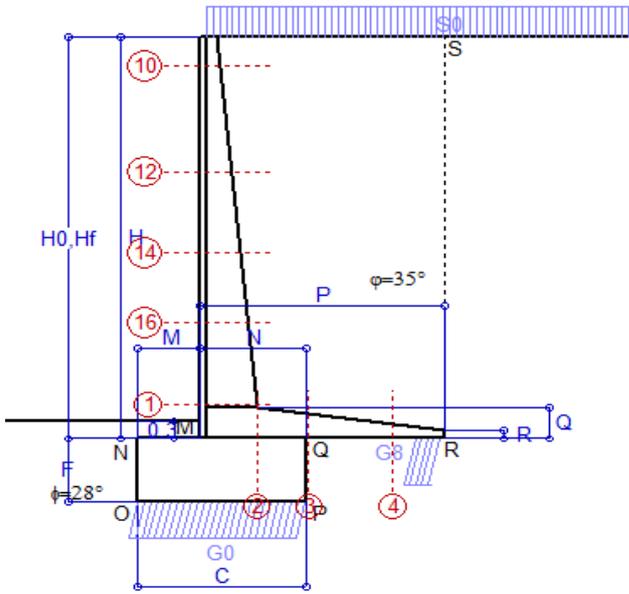
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 2,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,00$ m
$F = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 1,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119,51	410,31	0,00	0,00
28,45	130,89	0,00	0,00
0,00	0,00	65,50	143,53
0,00	0,00	502,74	1.518,86
2,66	0,98	0,00	0,00
0,00	0,00	74,25	100,24
$S_9 = 150,62$	$M_9 = 542,17$	$P_9 = 642,49$	$M_8 = 1.762,63$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,891
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,268
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 115,26$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,46$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 527,23$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 2,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,195$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9,07

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE S	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	324,2	87,6	128,5	120,3	90,1	82,2	26,61	7,54	144	5,50	40	0,107
2	210,7	0,0	233,9	125,0	55,0	48,5	36,54	7,10	129	6,52	52	0,140
3	133,7	0,0	168,8	125,0	44,3	37,8	34,02	7,10	114	6,35	52	0,113
4	-26,2	0,0	0,0	125,0	26,0	19,6	12,77	7,10	186	7,34	52	0,000
10	0,7	3,0	2,7	112,7	30,6	25,1	6,94	7,54	3	0,17	38	0,000
12	24,5	19,8	23,8	115,3	49,1	42,3	10,74	7,54	52	1,77	38	0,000
14	80,4	38,6	51,5	117,2	63,2	56,1	15,21	7,54	92	3,10	38	0,050
16	168,1	59,2	83,5	118,9	75,4	67,0	22,81	7,54	108	4,10	38	0,070

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

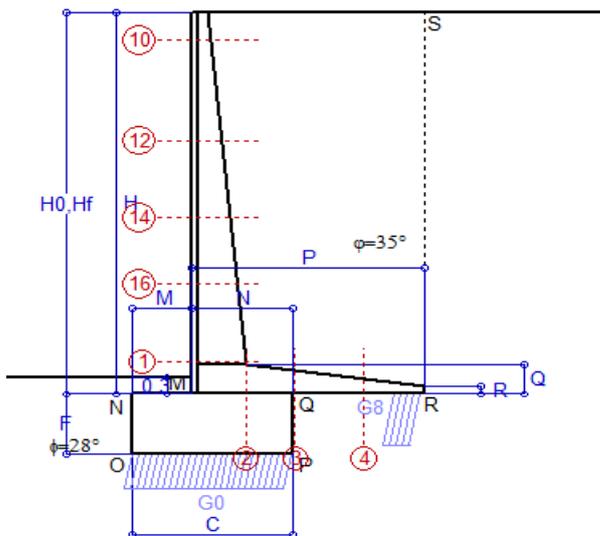
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 7,00$ m	Prefabbricato tipo u70NM	$H_0 = 7,00$ m
$C = 2,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,00$ m
$F = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 1,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 3,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$	$H_3 = 7,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$	

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119,51	410,31	0,00	0,00
0,00	0,00	65,50	143,53
0,00	0,00	444,24	1.346,29
2,66	0,98	0,00	0,00
0,00	0,00	74,25	100,24
$S_9 = 122,17$	$M_9 = 411,28$	$P_9 = 583,99$	$M_8 = 1.590,06$

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 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,515
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,542
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 127,27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0,51$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 456,72$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $C_8 = 2,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,169$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11,8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5,96

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 compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	235,5	76,1	101,8	120,3	90,1	82,2	26,61	7,54	103	4,04	40	0,066
2	153,1	0,0	169,9	125,0	55,0	48,5	36,54	7,10	94	4,74	52	0,000
3	68,4	0,0	124,2	125,0	44,3	37,8	34,02	7,10	58	3,25	52	0,000
4	-39,7	0,0	0,0	125,0	28,5	22,0	14,22	7,10	253	9,24	52	0,000
10	0,1	2,1	0,6	112,7	30,6	25,1	6,94	7,54	0	0,04	38	0,000
12	12,2	15,5	13,9	115,3	49,1	42,3	10,74	7,54	25	0,91	38	0,000
14	49,3	31,8	35,7	117,2	63,2	56,1	15,21	7,54	55	1,93	38	0,000
16	113,7	50,2	62,5	118,9	75,4	67,0	22,81	7,54	71	2,81	38	0,030

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

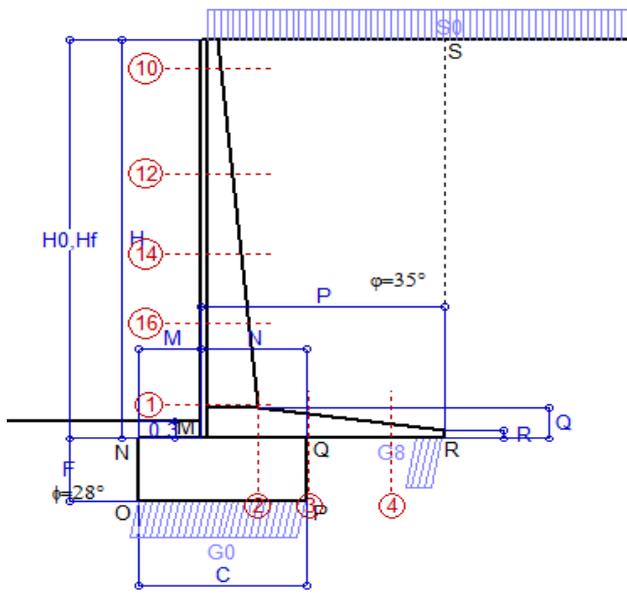
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 7,00$ m
 $C = 2,70$ m
 $F = 1,10$ m
 $M = 1,00$ m
 $N = 1,70$ m
 $P = 3,90$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 7,00$ m
 $H = 7,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

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 $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	120,8	414,7	18,4	90,3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7,7	35,3	1,2	5,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	2,7	7,0	64,1	140,5
Peso terra e sovraccarico x 1	18,6	89,5	450,2	1.363,2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,9	1,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	3,1	1,7	72,7	98,1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-25,1*	-11,7*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 155,8	M₉ = 549,2	P₉ = 606,7	M₈ = 1.697,9

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: $G_8 = 110,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,44$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 496,3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,184$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12,2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (606,7 * 0,532 + 25,1) / 1,0 = 347,7 > E_d = 155,8$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 260$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 163$ 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 $8,11$
 $K_0 = 0,269$

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	287,1	287,1	83,9	87,7	90,1	82,2	120,3	20,3	45°, 1,0	8,70	26,61	7,54	9,25	845,6	348,1	
2	186,6	186,6	0,0	151,2	55,0	48,5	125,0	125,0	45°, 1,0	9,93	36,54	7,10	15,68	634,2	378,6	
3	119,2	119,2	0,0	109,7	44,3	37,8	125,0	125,0	-	8,81	34,02	7,10	12,07	452,8	256,2	
4	-27,5	-27,5	0,0	20,4	26,2	19,8	125,0	125,0	-	4,48	12,89	7,10	0,00	-65,2	122,1	
10	0,4	0,5	2,4	1,3	30,6	25,1	112,7	12,7	73°, 1,0	3,16	6,94	7,54	3,96	70,7	42,8	
12	17,5	20,2	17,3	14,9	49,1	42,3	115,3	15,3	73°, 1,0	4,19	10,36	7,54	3,96	168,7	68,1	
14	64,3	72,8	35,4	33,9	63,2	56,1	117,2	17,2	73°, 1,0	5,55	15,21	7,54	3,96	327,8	86,5	
16	142,4	159,6	55,6	55,6	75,4	67,0	118,9	18,9	73°, 1,0	7,29	22,81	7,54	5,07	585,5	132,0	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

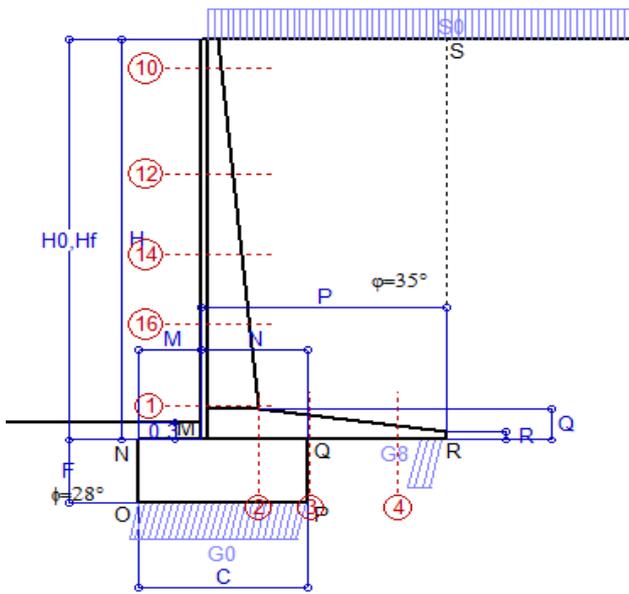
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 7,00$ m
 $C = 2,70$ m
 $F = 1,10$ m
 $M = 1,00$ m
 $N = 1,70$ m
 $P = 3,90$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 7,00$ m
 $H = 7,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0,285$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $H = 7,00$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	122,4	420,3	27,7	135,5
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7,8	35,8	1,8	8,6
Peso struttura (parete+platea) x 1	4,1	10,4	63,4	139,0
Peso terra e sovraccarico x 1	27,9	134,2	445,4	1.348,7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,1	1,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	4,7	2,6	71,9	97,1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-24,8*	-11,6*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 169,9	M₉ = 604,4	P₉ = 610,2	M₈ = 1.728,9

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: $G_8 = 101,1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,40$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 509,1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,189$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13,4^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (1728.9 + 11.6) / 1.0 = 1740,4 > E_d = 604,4$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (1093.5) / 1.0 = 1093,5 > E_d = 422,4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 262$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 175$ 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) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm $8,63$

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	303,3	303,3	86,5	92,5	90,1	82,2	120,3	20,3	45°, 1,0	8,71	26,61	7,54	9,25	846,2	346,5	
2	197,2	197,2	0,0	159,8	55,0	48,5	125,0	125,0	45°, 1,0	9,93	36,54	7,10	15,68	634,2	378,6	
3	140,9	140,9	0,0	113,7	44,3	37,8	125,0	125,0	-	8,81	34,02	7,10	12,07	452,8	256,2	
4	-22,9	-22,9	0,0	18,0	25,2	18,8	125,0	125,0	-	4,47	12,31	7,10	0,00	-62,8	116,0	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	30,6	25,1	112,7	12,7	73°, 1,0	3,16	6,94	7,54	3,96	70,7	42,7	
12	18,6	21,5	17,7	15,9	49,1	42,3	115,3	15,3	73°, 1,0	4,19	10,36	7,54	3,96	168,8	67,9	
14	68,2	77,2	36,3	35,9	63,2	56,1	117,2	17,2	73°, 1,0	5,55	15,21	7,54	3,96	327,9	85,9	
16	150,7	168,9	57,2	58,7	75,4	67,0	118,9	18,9	73°, 1,0	7,29	22,81	7,54	5,07	585,9	131,1	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

Prefabbricato tipo u70NM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,10	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	734,9	775,4	496,3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13,83°	14,52°	12,16°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	180,9	200,9	106,9
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,70	2,70	2,70
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,35	1,35	1,35
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,40	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	400,46	386,93	423,47
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,57	0,55	0,62
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,15	1,15	1,15
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,55	0,53	0,60
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	331,94	315,26	365,36
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,43	0,41	0,48
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,732	0,702	0,789
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1412,5	1354,2	1774,9
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	734,9	775,4	496,3
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

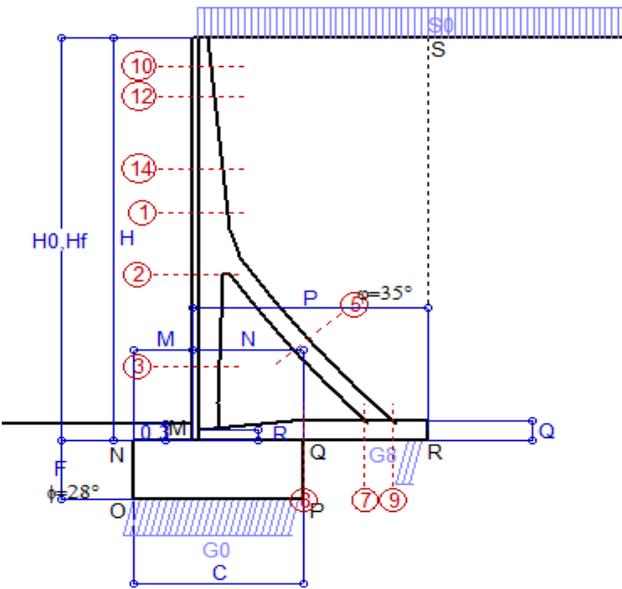
$H_m = 7,50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7,50$ m
$C = 2,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,50$ m
$F = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 1,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . . .	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,20$ 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	$H = 7,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	178,3	642,0	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	61,0	295,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	84,2	180,2
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	761,4	2.336,3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3,5	1,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	103,7	150,3
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 242,8$	$M_9 = 939,0$	$P_9 = 949,2$	$M_8 = 2.666,8$



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:	$G_8 = 113,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,32$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 836,2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,288$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (949,2 * 0,532) / 1,1 = 458,8 > Ed = 242,8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (2666,8) / 1,15 = 2318,9 > Ed = 939$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (1670,9) / 1,15 = 1452,9 > Ed = 674,5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 437$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 296$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2,05

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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	87,5	98,6	45,4	45,7	60,2	53,2	120,7	20,5	73°, 1,0	4,71	11,12	5,53	4,02	232,6	79,9	
2	50,3	58,5	274,6	-73,8	53,8	49,0	112,0	22,5	90°, 1,0	4,77	5,56	7,89	10,75	146,9	-173,7	
3	-27,7	-27,7	316,3	0,0	42,5	37,5	22,5	22,5	-	12,13	4,02	7,89	4,51	-178,1	77,7	
5	-20,6	-20,6	-272,6	35,9	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	4,94	7,57	9,11	5,46	-53,2	53,6	
7	-50,9	-40,7	175,2	-98,2	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,61	11,12	5,65	10,33	-93,4	-178,1	
8	-13,6	-13,6	175,2	96,3	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,42	7,10	5,65	3,06	-92,3	178,1	
9	33,3	33,3	0,0	45,6	35,0	29,0	125,0	125,0	-	4,30	11,12	2,26	11,22	120,9	156,8	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,71	4,68	5,53	4,02	52,1	44,3	
12	6,7	8,0	10,8	10,6	37,9	31,1	117,6	14,8	73°, 1,0	3,12	6,69	5,53	4,02	82,6	50,5	
14	42,9	48,9	30,2	30,1	51,8	44,7	124,0	18,3	73°, 1,0	4,10	10,09	5,53	4,02	175,7	68,7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

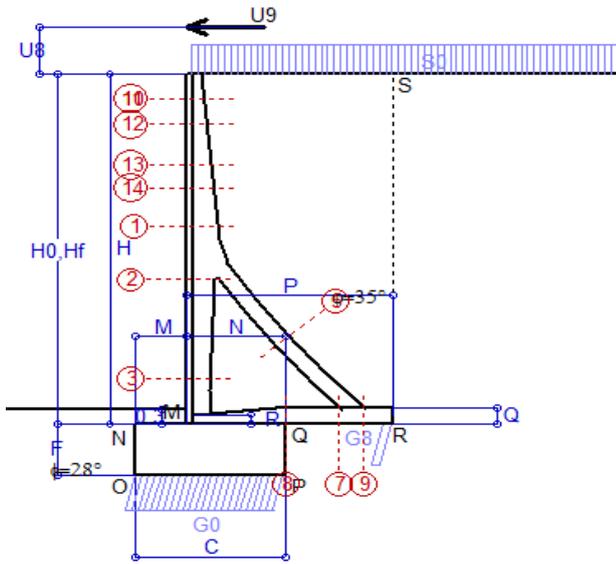
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 7,50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7,50$ m
$C = 2,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,50$ m
$F = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0,00$ kN/cad
$R = 0,20$ 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	$H = 7,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	137,2	493,9	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	40,6	197,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	64,7	138,6
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	573,4	1.760,2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	109,7	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,7	1,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	79,8	115,6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 191,9	M₉ = 801,7	P₉ = 717,9	M₈ = 2.014,4

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:	$G_8 = 54,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,20$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 663,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,90$ 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			$\beta = 15,0^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (717,9 * 0,532) / 1,1 = 347,0$	$> E_d = 191,9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (2014,4) / 1,15 = 1751,7$	$> E_d = 801,7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (1260,7) / 1,15 = 1096,2$	$> E_d = 592,5$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 344$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 240$ kN	

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

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0,244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	123,1	133,5	33,7	35,4	60,2	53,2	120,7	20,5	73°, 1,0	4,66	11,12	5,53	4,02	230,7	83,6
2	89,1	96,9	243,7	-60,2	53,8	49,0	112,0	22,5	90°, 1,0	4,64	5,56	7,89	10,75	142,4	-176,7
3	-0,1	-0,1	285,8	0,0	42,5	37,5	22,5	22,5	-	11,34	4,02	7,89	4,51	-172,0	75,7
5	-15,4	-15,4	-247,2	26,9	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,17	7,57	9,11	5,46	-56,3	53,6
7	-18,6	-11,8	158,9	-67,0	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,55	11,12	5,65	10,33	-91,2	-176,1
8	17,5	17,5	158,9	80,0	35,0	29,0	125,0	125,0	-	4,53	7,10	5,65	3,06	104,4	176,5
9	25,6	25,6	0,0	34,9	35,0	29,0	125,0	125,0	-	4,30	11,12	2,26	11,22	120,9	156,8
10	22,4	23,9	3,3	8,8	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,81	5,34	5,53	4,02	58,3	45,1
11	22,4	23,9	3,4	8,8	32,2	26,7	114,7	13,3	73°, 1,0	2,81	5,34	5,53	4,02	58,4	45,2
12	34,0	36,4	7,9	11,6	37,9	31,1	117,6	14,8	73°, 1,0	3,21	7,35	5,53	4,02	89,8	51,8
13	59,5	63,9	16,5	18,7	46,7	39,2	122,2	17,0	73°, 1,0	3,77	9,36	5,53	4,02	142,4	63,7
14	79,1	85,4	22,3	24,3	51,8	44,7	124,0	18,3	73°, 1,0	4,22	10,97	5,53	4,02	189,2	71,4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"

Dati

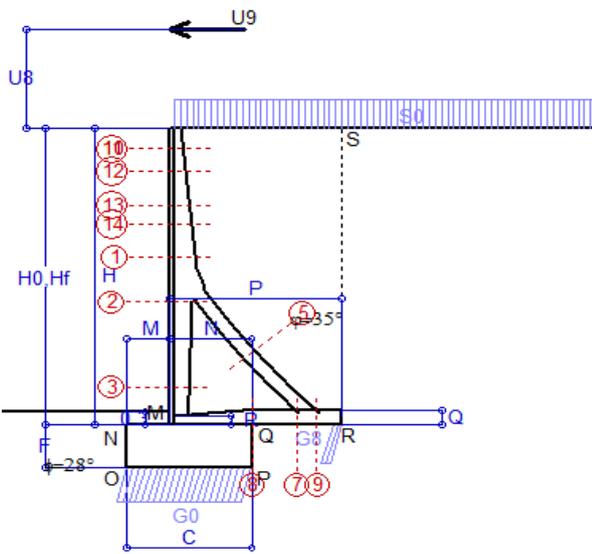
$H_m = 7,50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7,50$ m
$C = 2,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,50$ m
$F = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 1,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,00$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0,00$ kN/cad
$R = 0,20$ 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	$H = 7,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	178,3	642,0	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	61,0	295,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	84,2	180,2
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	761,4	2.336,3
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	124,9	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3,5	1,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	103,7	150,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 254,0	M₉ = 1.063,9	P₉ = 949,2	M₉ = 2.666,8



Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 71,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,20$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 877,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 2,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,303$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 15,0^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (949,2 * 0,532) / 1,1 = 458,8$	$> Ed = 254$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (2666,8) / 1,15 = 2318,9$	$> Ed = 1063,9$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1670,9) / 1,15 = 1452,9$	$> Ed = 787$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 456$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 318$ 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) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm $8,89$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp- 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	168,2	181,6	45,4	43,6	60,2	53,2	120,7	20,5	73°, 1,0	4,71	11,12	5,53	4,02	232,6	79,9	
2	121,0	131,5	316,4	-80,2	53,8	49,0	112,0	22,5	90°, 1,0	4,95	5,56	7,89	10,75	153,0	-173,7	
3	0,9	0,9	369,3	0,0	42,5	37,7	122,5	22,5	-	4,29	4,02	7,89	4,51	100,3	69,8	
5	-20,6	-20,6	-327,0	35,9	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	4,42	7,57	9,11	5,46	-46,5	53,6	
7	-24,2	-15,3	210,2	-88,4	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,74	11,12	5,65	10,33	-98,2	-182,5	
8	23,8	23,8	210,2	106,1	35,0	29,0	125,0	125,0	-	4,75	7,10	5,65	3,06	111,5	182,9	
9	33,9	33,9	0,0	46,3	35,0	29,0	125,0	125,0	-	4,30	11,12	2,26	11,22	120,9	156,8	
10	43,6	45,2	4,6	1,7	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,81	5,34	5,53	4,02	58,4	44,3	
11	43,6	45,3	4,6	1,7	32,2	26,7	114,7	13,3	73°, 1,0	2,81	5,34	5,53	4,02	58,5	44,3	
12	56,7	59,5	10,8	7,4	37,9	31,1	117,6	14,8	73°, 1,0	3,22	7,35	5,53	4,02	90,0	50,5	
13	87,4	92,9	22,4	19,3	46,7	39,2	122,2	17,0	73°, 1,0	3,79	9,36	5,53	4,02	143,0	61,6	
14	112,0	119,9	30,2	27,6	51,8	44,7	124,0	18,3	73°, 1,0	4,25	10,97	5,53	4,02	190,1	68,7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

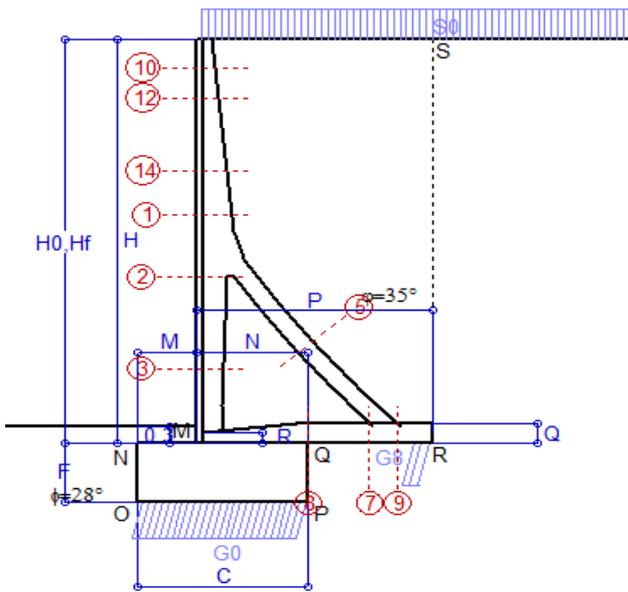
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 7,50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7,50$ m
$C = 2,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,50$ m
$F = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 20,0$ kN/m ²	
$N = 1,90$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,00$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
137,19	493,88	0,00	0,00
40,65	197,15	0,00	0,00
0,00	0,00	64,73	138,61
0,00	0,00	573,39	1.760,20
2,66	0,98	0,00	0,00
0,00	0,00	79,75	115,64
$S_9 = 180,50$	$M_9 = 692,00$	$P_9 = 717,88$	$M_8 = 2.014,45$

Spinta della terra su sez. R-S x 1	137,19	493,88	0,00	0,00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	40,65	197,15	0,00	0,00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,00	0,00	64,73	138,61
Peso terra e sovraccarico x 1	0,00	0,00	573,39	1.760,20
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,66	0,98	0,00	0,00
Peso della fondazione x 1	0,00	0,00	79,75	115,64
<i>*non sommati</i>				
Totale	180,50	692,00	717,88	2.014,45

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2,545
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,115
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	81,23 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$ 0,30 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	636,65 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 =$ 2,81 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,226 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14,1°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,79

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	62,8	33,7	44,6	120,7	60,2	53,2	11,12	5,53	102	2,98	38	0,000
2	35,2	207,6	-55,7	112,0	53,8	49,0	5,56	7,89	31	2,67	38	0,000
3	-22,3	240,7	0,0	22,5	42,5	37,5	4,02	7,89	-4	3,38	38	0,000
5	-12,6	-200,2	26,6	0,0	34,0	22,2	7,57	9,11	176	0,00	38	0,126
7	-33,7	128,7	-64,4	125,0	35,0	28,9	11,12	5,65	93	4,46	50	0,000
8	5,2	128,7	82,6	125,0	35,0	29,0	7,10	5,65	-1	0,49	50	0,000
9	25,2	0,0	34,5	125,0	35,0	29,0	11,12	2,26	83	2,93	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	114,7	32,1	26,6	4,68	5,53	6	0,23	38	0,000
12	4,6	7,9	8,8	117,6	37,9	31,1	6,69	5,53	20	0,69	38	0,000
14	30,6	22,3	28,2	124,0	51,8	44,7	10,71	5,53	61	1,94	38	0,000

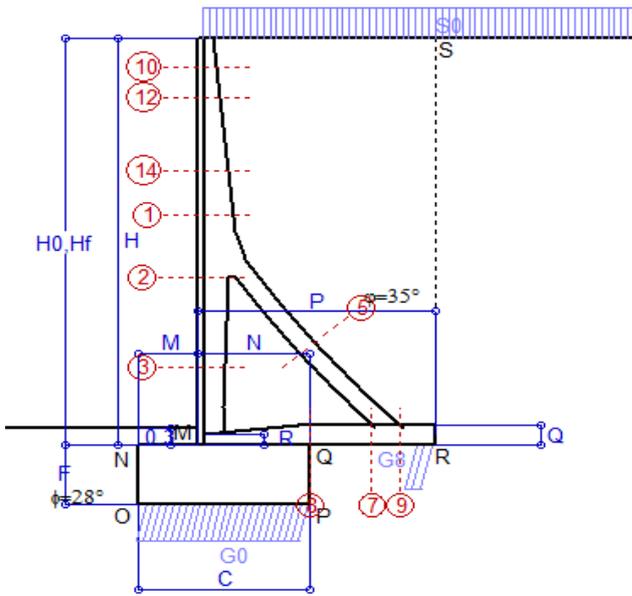
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 7,50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7,50$ m
$C = 2,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,50$ m
$F = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 15,0$ kN/m ²	
$N = 1,90$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,00$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
137,19	493,88	0,00	0,00
30,49	147,86	0,00	0,00
0,00	0,00	64,73	138,61
0,00	0,00	553,39	1.700,20
2,66	0,98	0,00	0,00
0,00	0,00	79,75	115,64
$S_9 = 170,34$	$M_9 = 642,71$	$P_9 = 697,88$	$M_8 = 1.954,45$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,669
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,178
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 82,36$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,31$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 615,51$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,76$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,223$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,47

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	55,1	31,8	40,1	120,7	60,2	53,2	11,12	5,53	89	2,62	38	0,000
2	28,6	193,2	-52,0	112,0	53,8	49,0	5,56	7,89	17	2,12	38	0,000
3	-24,0	224,5	0,0	22,5	42,5	37,5	4,02	7,89	-3	3,47	38	0,000
5	-12,1	-184,8	25,5	0,0	34,0	22,2	7,57	9,11	165	0,00	38	0,115
7	-34,1	118,8	-59,5	125,0	35,0	28,9	11,12	5,65	104	4,65	50	0,000
8	7,0	118,8	83,4	125,0	35,0	29,0	7,10	5,65	-1	0,54	50	0,000
9	24,5	0,0	33,5	125,0	35,0	29,0	11,12	2,26	81	2,85	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	114,7	32,1	26,6	4,68	5,53	5	0,18	38	0,000
12	3,8	7,2	7,3	117,6	37,9	31,1	6,69	5,53	16	0,57	38	0,000
14	26,2	20,9	24,8	124,0	51,8	44,7	10,71	5,53	52	1,67	38	0,000

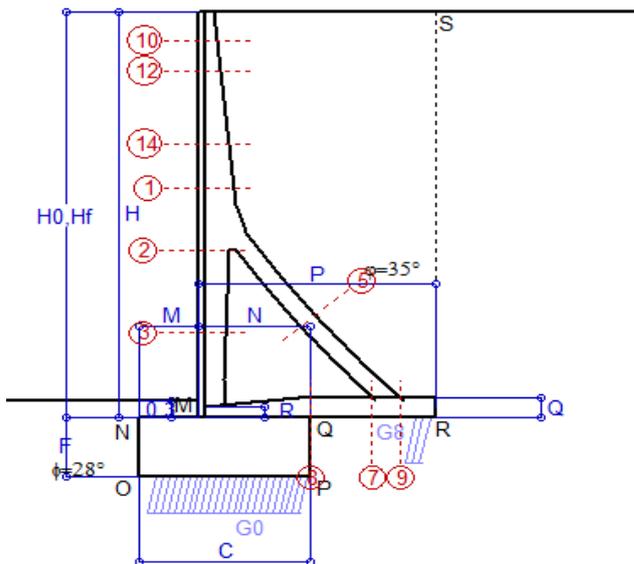
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 7,50$ m	Prefabbricato tipo u75TM	$H_0 = 7,50$ m
$C = 2,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 7,50$ m
$F = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,00$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 0,0$ kN/m ²	
$N = 1,90$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,00$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 7,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
137,19	493,88	0,00	0,00
0,00	0,00	64,73	138,61
0,00	0,00	493,39	1.520,20
2,66	0,98	0,00	0,00
0,00	0,00	79,75	115,64
$S_9 = 139,85$	$M_9 = 494,86$	$P_9 = 637,88$	$M_8 = 1.774,45$

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 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,209
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . = 2,425
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 86,56$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,32$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 551,31$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 2,60$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,212$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,4^\circ$

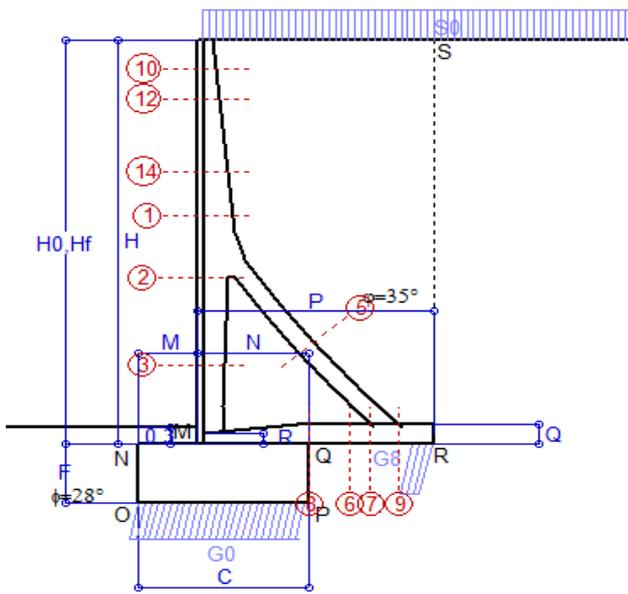
Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	31,9	25,9	26,5	120,7	60,2	53,2	11,12	5,53	49	1,55	38	0,000
2	8,9	150,0	-40,8	112,0	53,8	49,0	5,56	7,89	-1	0,95	38	0,000
3	-29,6	175,7	0,0	22,5	42,5	37,5	4,02	7,89	1	3,94	38	0,000
5	-10,5	-138,7	22,1	0,0	34,0	22,2	7,57	9,11	131	0,00	38	0,079
7	-36,1	89,2	-45,6	125,0	35,0	28,9	11,12	5,65	143	5,30	50	0,000
8	10,8	89,2	84,7	125,0	35,0	29,0	7,10	5,65	3	0,81	50	0,000
9	22,4	0,0	30,6	125,0	35,0	29,0	11,12	2,26	74	2,60	50	0,000
10	0,1	2,1	0,6	114,7	32,1	26,6	4,68	5,53	0	0,04	38	0,000
12	1,2	5,3	2,8	117,6	37,9	31,1	6,69	5,53	4	0,20	38	0,000
14	13,3	16,5	14,7	124,0	51,8	44,7	10,71	5,53	25	0,88	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 7,50$ m
 $C = 2,90$ m
 $F = 1,10$ m
 $M = 1,00$ m
 $N = 1,90$ m
 $P = 4,00$ m
 $Q = 0,35$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,20$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u75TM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 7,50$ m
 $H = 7,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0,277$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 7,50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	138,7	499,2	21,2	105,8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8,2	39,9	1,3	6,3
Peso struttura (parete+platea) x 1	2,7	7,8	63,4	135,7
Peso terra e sovraccarico x 1	20,6	103,8	498,7	1.535,4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2,9	1,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	3,3	1,8	78,1	113,2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-25,1*	-11,7*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	176,5	653,6	662,6	1.896,4

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: $G_8 = 94,0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,35$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 568,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_g = 2,90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,196$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (662,6 * 0,532 + 25,1) / 1,0 = 377,4 > E_d = 176,5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 293$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 198$ 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 $0,26$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o 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	42,8	49,0	28,8	26,3	60,2	53,2	120,7	20,5	73°, 1,0	4,64	11,12	5,53	4,02	229,9	84,9
2	16,2	21,5	177,5	-51,5	53,8	49,0	112,0	22,5	90°, 1,0	4,34	5,56	7,89	10,75	132,7	-177,3
3	-30,7	-30,7	207,6	1,5	42,5	37,5	22,5	22,5	-	9,66	4,02	7,89	4,51	-155,2	70,6
5	-13,3	-13,3	-168,9	23,2	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,87	7,57	9,11	5,46	-65,7	53,6
6	-60,4	-60,4	108,6	0,0	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,14	7,10	5,65	7,66	-82,9	169,9
7	-45,5	-38,0	108,6	-71,3	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,37	11,12	5,65	10,33	-84,3	-169,9
8	-22,9	-22,9	108,6	63,9	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,14	7,10	5,65	3,06	-82,9	169,9
9	23,2	23,2	0,0	31,8	35,0	29,0	125,0	125,0	-	4,30	11,12	2,26	11,22	120,9	156,8
10	0,4	0,5	2,4	1,4	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,70	4,68	5,53	4,02	52,0	46,1
12	2,2	2,7	6,0	4,1	37,9	31,1	117,6	14,8	73°, 1,0	3,10	6,69	5,53	4,02	82,3	52,9
14	19,0	22,0	18,4	15,8	51,8	44,7	124,0	18,3	73°, 1,0	4,05	10,09	5,53	4,02	174,3	72,8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

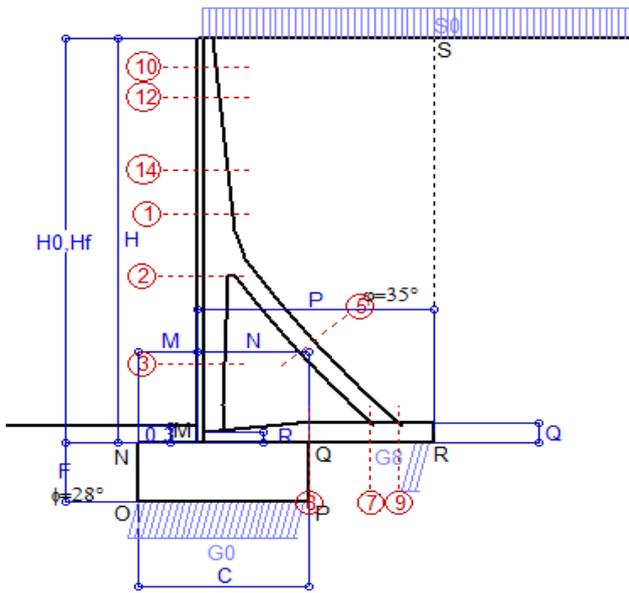
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 7,50$ m
 $C = 2,90$ m
 $F = 1,10$ m
 $M = 1,00$ m
 $N = 1,90$ m
 $P = 4,00$ m
 $Q = 0,35$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,20$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u75TM

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

$a_g/g = 0,073$

$H_0 = 7,50$ m
 $H = 7,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)

$K_1 = 0,285$

agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$H = 7,50$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0,283$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2,66$

(Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	140,5	505,9	31,7	158,7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8,3	40,4	1,9	9,4
Peso struttura (parete+platea) x 1	4,1	11,7	62,7	134,3
Peso terra e sovraccarico x 1	30,9	155,8	493,4	1.519,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,1	1,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	5,0	2,8	77,2	112,0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-24,8*	-11,6*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	191,9	717,7	667,0	1.933,4

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: $G_8 = 83,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,31$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 583,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2,90$ m
 TENSIONE unitaria nel terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,201$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14,1^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (1933,4 + 11,6) / 1,0 = 1945,0 > E_d = 717,7$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (1231,7) / 1,0 = 1231,7 > E_d = 511,6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 296$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 210$ 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 $0,30$
 $K_0 = 0,283$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni r	
	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	45,5	52,1	29,5	27,9	60,2	53,2	120,7	20,5	73°, 1,0	4,64	11,12	5,53	4,02	230,0	84,5
2	17,4	23,1	186,3	-54,3	53,8	49,0	112,0	22,5	90°, 1,0	4,38	5,56	7,89	10,75	134,0	-176,9
3	-32,0	-32,0	217,9	2,2	42,5	37,5	22,5	22,5	-	9,81	4,02	7,89	4,51	-157,6	71,3
5	-13,3	-13,3	-178,7	23,2	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,79	7,57	9,11	5,46	-64,5	53,6
7	-38,1	-31,6	114,8	-64,7	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,39	11,12	5,65	10,33	-85,2	-170,7
8	-7,8	-7,8	114,8	71,2	35,0	28,9	125,0	125,0	-	4,16	7,10	5,65	3,06	-83,8	170,7
9	23,3	23,3	0,0	31,9	35,0	29,0	125,0	125,0	-	4,30	11,12	2,26	11,22	120,9	156,8
10	0,4	0,6	2,5	1,5	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,70	4,68	5,53	4,02	52,0	46,1
12	2,4	2,9	6,1	4,4	37,9	31,1	117,6	14,8	73°, 1,0	3,10	6,69	5,53	4,02	82,3	52,8
14	20,2	23,5	18,8	16,8	51,8	44,7	124,0	18,3	73°, 1,0	4,06	10,09	5,53	4,02	174,4	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

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u75TM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,10	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

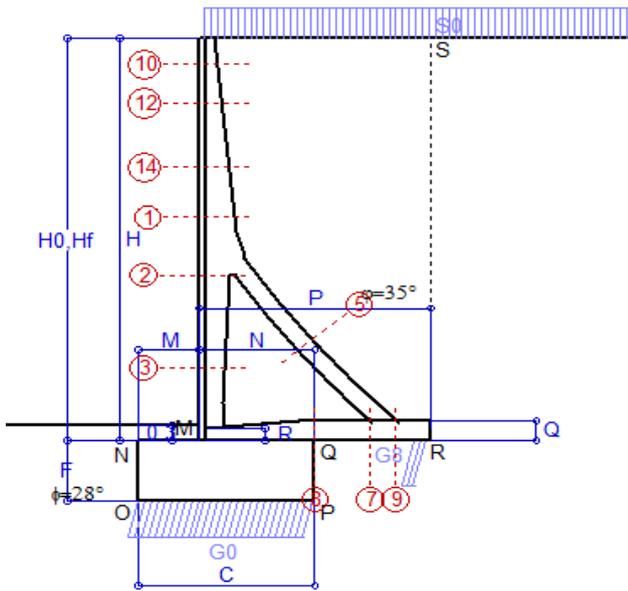
Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1	Scheda 1	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	836,2	877,4	568,6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14,35°	14,98°	12,87°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	213,9	234,8	129,9
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	2,90	2,90	2,90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,45	1,45	1,45
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,40	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	387,00	374,77	406,01
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,13	1,13	1,13
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,55	0,54	0,60
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,53	0,52	0,58
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	343,14	327,01	373,23
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,41	0,39	0,46
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,730	0,702	0,779
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1512,4	1453,7	1883,2
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	836,2	877,4	568,6

La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"



Dati

$H_m = 8,00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8,00$ m
$C = 3,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,00$ m
$F = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 2,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,25$ 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	$H = 8,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202,9	784,6	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65,0	338,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	96,3	225,8
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	842,9	2.756,6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,1	1,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	124,8	199,7
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 272,1	M₉ = 1.124,5	P₉ = 1.064,0	M₈ = 3.182,1

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:	$G_8 = 109,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,29$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 954,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,298$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1064 * 0.532) / 1.1 = 514,3 > E_d = 272,1$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (3182,1) / 1.15 = 2767,0 > E_d = 1124,5$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (1949,3) / 1.15 = 1695,0 > E_d = 801,3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 494$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 335$ 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) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm 2,51

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	108,7	122,1	51,4	52,0	63,3	56,2	120,9	20,6	73°, 1,0	5,11	12,60	5,53	4,02	277,4	83,3	
2	63,4	73,2	306,8	-82,6	56,8	52,0	112,0	22,5	90°, 1,0	5,19	6,57	7,89	10,44	180,6	-178,1	
3	-31,7	-31,7	353,6	0,0	44,3	39,3	22,5	22,5	-	13,09	4,02	7,89	4,54	-194,9	81,9	
5	-24,1	-24,1	-305,7	40,4	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,15	9,11	10,05	5,69	-57,8	55,7	
7	-47,8	-36,0	196,5	-93,2	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,94	11,12	6,47	9,57	-120,3	-198,6	
8	-4,6	-4,6	196,5	88,9	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,81	7,10	6,47	3,20	-119,5	198,6	
9	37,4	37,4	0,0	49,7	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,60	11,12	3,08	9,82	142,3	174,3	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	32,1	26,6	114,5	13,2	73°, 1,0	2,88	5,81	5,53	4,02	62,9	44,2	
12	9,8	11,6	13,3	13,1	40,0	33,1	118,3	15,1	73°, 1,0	3,36	7,82	5,53	4,02	101,7	53,5	
14	48,5	55,1	32,3	32,3	53,0	45,9	124,0	18,2	73°, 1,0	4,38	11,40	5,53	4,02	203,2	70,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

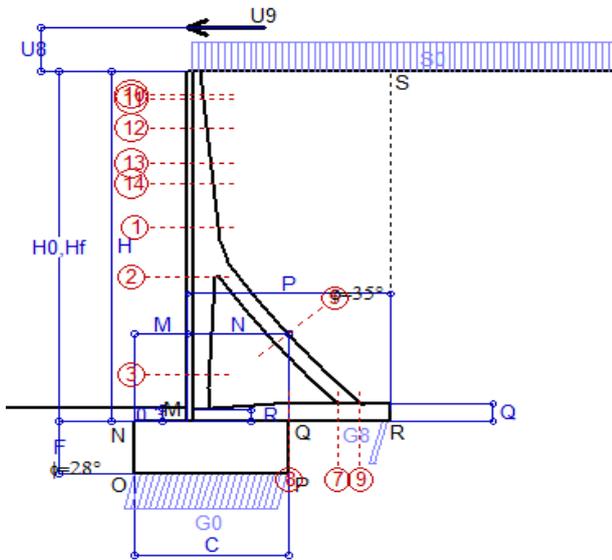
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 8,00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8,00$ m
$C = 3,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,00$ m
$F = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0,00$ kN/cad
$R = 0,25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_0 = 0,0\%$

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	156,1	603,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	43,4	225,5	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	74,0	173,7
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	635,5	2.079,1
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	116,5	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,2	1,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	96,0	153,6
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 214,0	M₉ = 946,8	P₉ = 805,5	M₈ = 2.406,4

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:	$G_8 = 51,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 753,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,236$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = (805,5 * 0,532) / 1,1 = 389,4 > E_d = 214$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = (2406,4) / 1,15 = 2092,5 > E_d = 946,8$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d = (1472,3) / 1,15 = 1280,3 > E_d = 692,5$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 388$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 270$ 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	$M_{Ed,u}$ (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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	142,8	155,0	38,2	40,0	63,3	56,2	120,9	20,6	73°, 1,0	5,05	12,60	5,53	4,02	275,2	87,5	
2	102,1	111,2	268,2	-66,3	56,8	52,0	112,0	22,5	90°, 1,0	5,03	6,57	7,89	10,44	174,6	-181,4	
3	-1,8	-1,8	314,3	0,0	44,3	39,3	22,5	22,5	-	12,07	4,02	7,89	4,54	-186,9	79,3	
5	-18,1	-18,1	-272,0	30,3	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,43	9,11	10,05	5,69	-61,8	55,7	
7	-14,2	-6,4	174,8	-63,1	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,86	11,12	6,47	9,57	-116,8	-195,8	
8	26,4	26,4	174,8	74,8	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,85	7,10	6,47	3,20	124,1	196,6	
9	32,3	32,3	0,0	42,8	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,60	11,12	3,08	9,82	142,3	174,3	
10	22,4	23,9	3,3	8,8	32,1	26,6	114,5	13,2	73°, 1,0	2,88	5,81	5,53	4,02	62,8	45,1	
11	24,3	26,0	4,1	9,3	33,2	27,7	115,0	13,5	73°, 1,0	2,90	5,81	5,53	4,02	65,1	46,8	
12	39,2	41,9	9,7	13,1	40,0	33,1	118,3	15,1	73°, 1,0	3,35	7,82	5,53	4,02	101,4	54,9	
13	65,3	70,2	18,3	20,4	48,3	40,8	122,3	17,1	73°, 1,0	3,90	9,83	5,53	4,02	155,3	66,0	
14	84,9	91,7	23,9	25,9	53,0	45,9	124,0	18,2	73°, 1,0	4,34	11,40	5,53	4,02	202,2	73,2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"

Dati

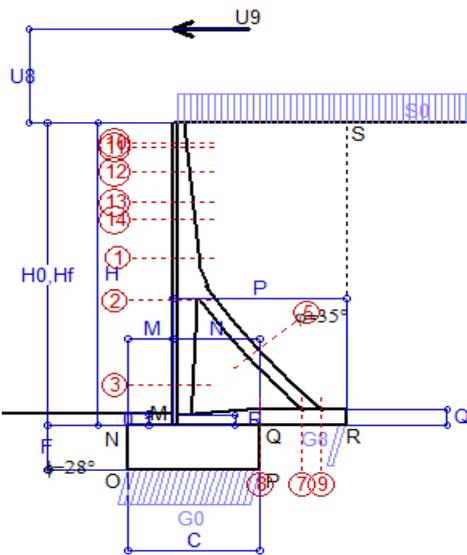
$H_m = 8,00$ m	Prefabbricato tipo u80TM	$H_0 = 8,00$ m
$C = 3,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,00$ m
$F = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 2,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,20$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_g = 9,375$ kN/cad
$V_g = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_g = 0,00$ kN/cad
$R = 0,25$ 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	$H = 8,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	202,9	784,6	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	65,0	338,2	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	96,3	225,8
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	842,9	2.756,6
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	131,6	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,1	1,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	124,8	199,7
TOTALI (GEO e STR)	283,3	1.256,1	1.064,0	3.182,1



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:	$G_8 = 68,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,18$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 996,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,311$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,9^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1064 * 0.532) / 1.1 = 514,3$	$> Ed = 283,3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (3182.1) / 1.15 = 2767,0$	$> Ed = 1256,1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (1949.3) / 1.15 = 1695,0$	$> Ed = 919,4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 514$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 357$ 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) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm $9,76$
 $K_0 = 0,244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o 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	193,6	209,5	51,4	50,0	63,3	56,2	120,9	20,6	73°, 1,0	5,11	12,60	5,53	4,02	277,4	83,3
2	137,7	150,0	348,2	-88,0	56,8	52,0	112,0	22,5	90°, 1,0	5,37	6,57	7,89	10,44	187,1	-178,1
3	-1,4	-1,4	405,9	0,0	44,3	39,3	22,5	22,5	-	14,45	4,02	7,89	4,54	-205,0	85,4
5	-24,1	-24,1	-359,7	40,4	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	4,71	9,11	10,05	5,69	-51,3	55,7
7	-18,1	-7,9	231,2	-82,8	40,0	33,8	125,0	125,0	-	5,08	11,12	6,47	9,57	-125,8	-203,0
8	36,0	36,0	231,2	99,3	40,0	34,0	125,0	125,0	-	5,10	7,10	6,47	3,20	133,4	203,8
9	43,0	43,0	0,0	56,9	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,60	11,12	3,08	9,82	142,3	174,3
10	43,6	45,2	4,6	1,7	32,1	26,6	114,5	13,2	73°, 1,0	2,88	5,81	5,53	4,02	62,9	44,2
11	45,7	47,6	5,7	2,9	33,2	27,7	115,0	13,5	73°, 1,0	2,91	5,81	5,53	4,02	65,2	45,9
12	62,8	66,1	13,3	10,1	40,0	33,1	118,3	15,1	73°, 1,0	3,36	7,82	5,53	4,02	101,7	53,5
13	94,7	100,8	24,8	21,8	48,3	40,8	122,3	17,1	73°, 1,0	3,93	9,83	5,53	4,02	156,0	63,7
14	119,4	128,0	32,3	29,9	53,0	45,9	124,0	18,2	73°, 1,0	4,38	11,40	5,53	4,02	203,2	70,3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

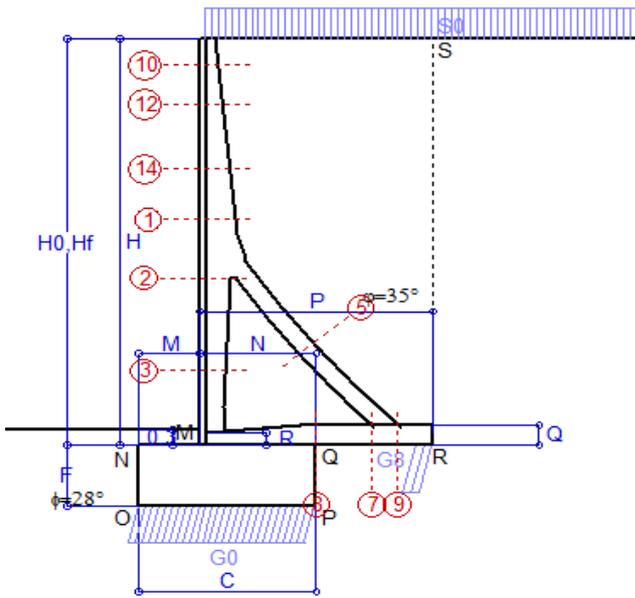
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 3,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,00$ m
$F = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 20,0$ kN/m ²	
$N = 2,10$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,20$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156,09	603,55	0,00	0,00
43,36	225,46	0,00	0,00
0,00	0,00	74,05	173,68
0,00	0,00	635,48	2.079,11
3,17	1,27	0,00	0,00
0,00	0,00	96,00	153,60
$S_9 = 202,62$	$M_9 = 830,28$	$P_9 = 805,53$	$M_8 = 2.406,39$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2,497
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,114
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 88,54$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$	0,31 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 717,00$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 =$	3,20 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,224 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	14,1°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,05

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	78,3	38,2	51,5	120,9	63,3	56,2	12,60	5,53	107	3,23	38	0,000
2	44,8	232,2	-63,1	112,0	56,8	52,0	6,57	7,89	37	2,98	38	0,000
3	-25,6	269,3	0,0	22,5	44,3	39,3	4,02	7,89	-4	3,62	38	0,000
5	-15,0	-225,0	29,7	0,0	34,0	22,0	9,11	10,05	182	0,00	38	0,132
7	-40,3	144,6	-72,9	125,0	40,0	33,8	11,12	6,47	76	3,84	50	0,000
8	-10,1	144,6	65,0	125,0	40,0	33,8	7,10	6,47	0	0,58	50	0,000
9	28,4	0,0	37,7	125,0	40,0	34,0	11,12	3,08	79	2,57	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	114,5	32,1	26,6	5,81	5,53	5	0,21	38	0,000
12	6,9	9,7	11,2	118,3	40,0	33,1	7,82	5,53	24	0,85	38	0,000
14	34,6	23,9	30,5	124,0	53,0	45,9	11,84	5,53	61	2,01	38	0,000

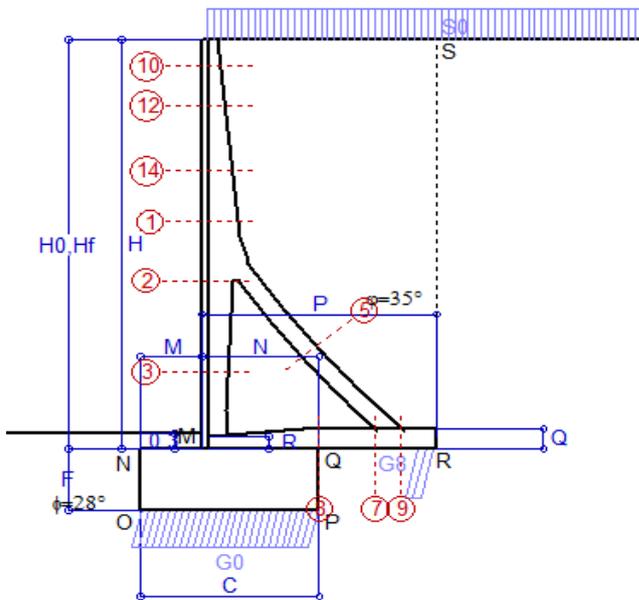
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 3,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,00$ m
$F = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 15,0$ kN/m ²	
$N = 2,10$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,20$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156,09	603,55	0,00	0,00
32,52	169,10	0,00	0,00
0,00	0,00	74,05	173,68
0,00	0,00	614,48	2.011,91
3,17	1,27	0,00	0,00
0,00	0,00	96,00	153,60
$S_9 = 191,78$	$M_9 = 773,91$	$P_9 = 784,53$	$M_8 = 2.339,19$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,614
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,175
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 92,90$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,32$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 691,63$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 3,18$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,218$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,68

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	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	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	69,1	36,1	46,5	120,9	63,3	56,2	12,60	5,53	94	2,85	38	0,000
2	37,0	216,7	-59,1	112,0	56,8	52,0	6,57	7,89	22	2,44	38	0,000
3	-27,7	251,8	0,0	22,5	44,3	39,3	4,02	7,89	-3	3,73	38	0,000
5	-14,4	-208,5	28,5	0,0	34,0	22,0	9,11	10,05	171	0,00	38	0,121
7	-43,4	134,0	-71,3	125,0	40,0	33,8	11,12	6,47	99	4,36	50	0,000
8	-14,4	134,0	62,9	125,0	40,0	33,8	7,10	6,47	1	0,75	50	0,000
9	27,7	0,0	36,7	125,0	40,0	34,0	11,12	3,08	77	2,50	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	114,5	32,1	26,6	5,81	5,53	4	0,17	38	0,000
12	5,7	9,0	9,4	118,3	40,0	33,1	7,82	5,53	20	0,70	38	0,000
14	29,8	22,4	27,0	124,0	53,0	45,9	11,84	5,53	52	1,74	38	0,000

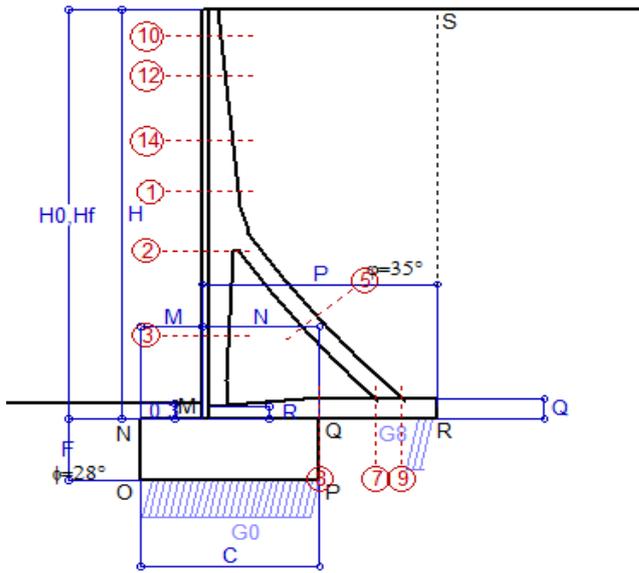
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 3,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,00$ m
$F = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 0,0$ kN/m ²	
$N = 2,10$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,20$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
156,09	603,55	0,00	0,00
0,00	0,00	74,05	173,68
0,00	0,00	551,48	1.810,31
3,17	1,27	0,00	0,00
0,00	0,00	96,00	153,60
$S_9 = 159,26$	$M_9 = 604,82$	$P_9 = 721,53$	$M_8 = 2.137,59$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3,113
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,409
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	96,91 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 =$ 0,34 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	624,62 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 =$ 3,00 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,208 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12,4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

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

$K_0 = 0,244$

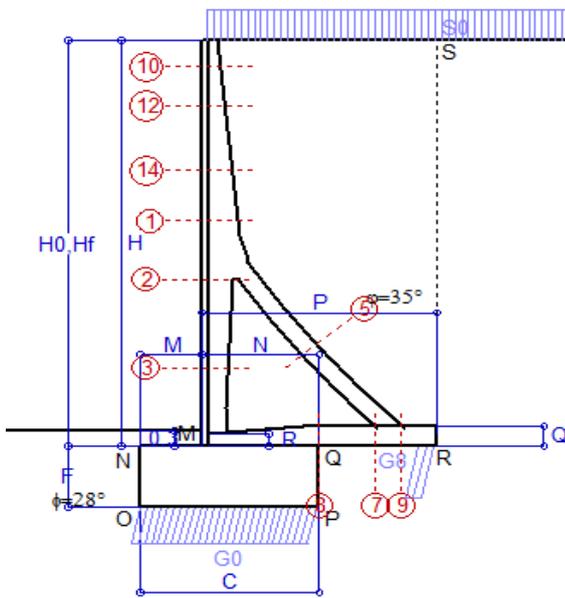
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprим. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	41,4	29,7	31,6	120,9	63,3	56,2	12,60	5,53	54	1,74	38	0,000
2	13,7	170,3	-46,9	112,0	56,8	52,0	6,57	7,89	-1	1,13	38	0,000
3	-34,4	199,4	0,0	22,5	44,3	39,3	4,02	7,89	1	4,22	38	0,000
5	-12,6	-158,9	24,9	0,0	34,0	22,0	9,11	10,05	138	0,00	38	0,088
7	-44,5	102,2	-55,1	125,0	40,0	33,8	11,12	6,47	128	4,76	50	0,000
8	-7,0	102,2	68,0	125,0	40,0	33,8	7,10	6,47	0	0,41	50	0,000
9	25,4	0,0	33,7	125,0	40,0	34,0	11,12	3,08	71	2,30	50	0,000
10	0,2	2,1	0,6	114,5	32,1	26,6	5,81	5,53	0	0,04	38	0,000
12	2,0	6,7	4,0	118,3	40,0	33,1	7,82	5,53	6	0,27	38	0,000
14	15,5	17,8	16,3	124,0	53,0	45,9	11,84	5,53	26	0,93	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 8,00$ m
 $C = 3,20$ m
 $F = 1,20$ m
 $M = 1,10$ m
 $N = 2,10$ m
 $P = 4,20$ m
 $Q = 0,40$ m
 $U_1 = 0,0$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 8,00$ m
 $H = 8,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $I_9 = 0,0\%$
 $I_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

$K_1 = 0,277$
 $H = 8,00$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$
 $K_3 = 0,269$
 $K_p = 2,70$

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	157,8	610,0	24,1	127,6
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8,8	45,6	1,3	7,1
Peso struttura (parete+platea) x 1	3,1	9,3	72,5	170,0
Peso terra e sovraccarico x 1	23,1	124,7	556,4	1.825,1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,5	1,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	4,0	2,4	94,0	150,4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-28,8*	-14,4*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	200,2	793,4	748,3	2.280,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 93,1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,32$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 655,2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,205$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12,9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (748,3 * 0,532 + 28,8) / 1,0 = 426,7 > E_d = 200,2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 335$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 226$ 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 $0,41$
 $K_0 = 0,269$

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 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	54,8	62,5	32,9	30,8	63,3	56,2	120,9	20,6	73°, 1,0	5,02	12,60	5,53	4,02	274,3	88,8	
2	22,5	29,0	200,8	-58,4	56,8	52,0	112,0	22,5	90°, 1,0	4,73	6,57	7,89	10,44	164,0	-182,1	
3	-35,6	-35,6	234,8	1,6	44,3	39,3	22,5	22,5	-	10,16	4,02	7,89	4,54	-169,6	74,0	
5	-15,8	-15,8	-192,4	26,4	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	6,06	9,11	10,05	5,69	-71,1	55,7	
7	-45,0	-36,2	123,7	-68,7	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,66	11,12	6,47	9,57	-108,5	-189,3	
8	-18,3	-18,3	123,7	58,9	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,49	7,10	6,47	3,20	-107,5	189,3	
9	26,3	26,3	0,0	34,9	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,60	11,12	3,08	9,82	142,3	174,3	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	32,1	26,6	114,5	13,2	73°, 1,0	2,88	5,81	5,53	4,02	62,8	46,1	
12	3,4	4,2	7,5	5,4	40,0	33,1	118,3	15,1	73°, 1,0	3,34	7,82	5,53	4,02	101,2	56,1	
14	21,8	25,3	19,8	17,2	53,0	45,9	124,0	18,2	73°, 1,0	4,32	11,40	5,53	4,02	201,7	74,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

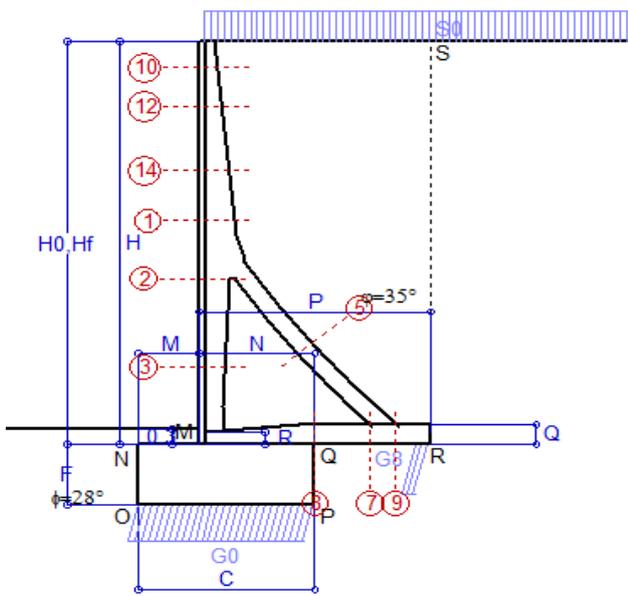
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 8,00$ m
 $C = 3,20$ m
 $F = 1,20$ m
 $M = 1,10$ m
 $N = 2,10$ m
 $P = 4,20$ m
 $Q = 0,40$ m
 $U_1 = 0,0$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 8,00$ m
 $H = 8,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$)

$K_1 = 0,285$
 $H = 8,00$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 $K_3 = 0,283$
 $K_p = 2,66$
 $\delta = 0^\circ$

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	159,9	618,3	36,1	191,4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8,9	46,2	2,0	10,6
Peso struttura (parete+platea) x 1	4,6	14,0	71,7	168,2
Peso terra e sovraccarico x 1	34,6	187,1	550,5	1.805,6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,7	1,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	6,0	3,6	93,0	148,8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-28,4*	-14,2*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	217,7	870,7	753,3	2.324,7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 80,7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,28$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 672,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,210$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14,1^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (2324.7 + 14.2) / 1.0 = 2338,9 > E_d = 870,7$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (1449.6) / 1.0 = 1449,6 > E_d = 616$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 339$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 241$ 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 $0,47$
 $K_0 = 0,283$

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	58,3	66,4	33,8	32,6	63,3	56,2	120,9	20,6	73°, 1,0	5,03	12,60	5,53	4,02	274,4	88,2	
2	24,2	31,0	210,7	-61,6	56,8	52,0	112,0	22,5	90°, 1,0	4,77	6,57	7,89	10,44	165,6	-181,6	
3	-37,1	-37,1	246,4	2,4	44,3	39,3	22,5	22,5	-	10,36	4,02	7,89	4,54	-172,3	74,8	
5	-15,8	-15,8	-203,4	26,4	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,97	9,11	10,05	5,69	-69,8	55,7	
7	-35,4	-28,0	130,8	-60,7	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,69	11,12	6,47	9,57	-109,6	-190,2	
8	0,1	0,1	130,8	67,5	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,65	7,10	6,47	3,20	116,9	191,0	
9	26,4	26,4	0,0	35,1	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,60	11,12	3,08	9,82	142,3	174,3	
10	0,4	0,6	2,5	1,5	32,1	26,6	114,5	13,2	73°, 1,0	2,88	5,81	5,53	4,02	62,8	46,1	
12	3,7	4,5	7,7	5,8	40,0	33,1	118,3	15,1	73°, 1,0	3,34	7,82	5,53	4,02	101,2	55,9	
14	23,3	26,9	20,3	18,3	53,0	45,9	124,0	18,2	73°, 1,0	4,33	11,40	5,53	4,02	201,7	74,2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 7. Portanza della fondazione

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Prefabbricato tipo u80TM

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,20	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	954,6	996,0	655,2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14,34°	14,91°	12,90°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	244,1	265,2	150,0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3,20	3,20	3,20
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
$E5$	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,60	1,60	1,60
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,50	1,50	1,50
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	413,29	401,63	432,90
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,13	1,13	1,13
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,55	0,54	0,59
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,14	1,14	1,14
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,53	0,52	0,58
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	378,72	362,81	410,95
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,41	0,39	0,46
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,792	0,764	0,844
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1810,3	1747,3	2250,3
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	954,6	996,0	655,2
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

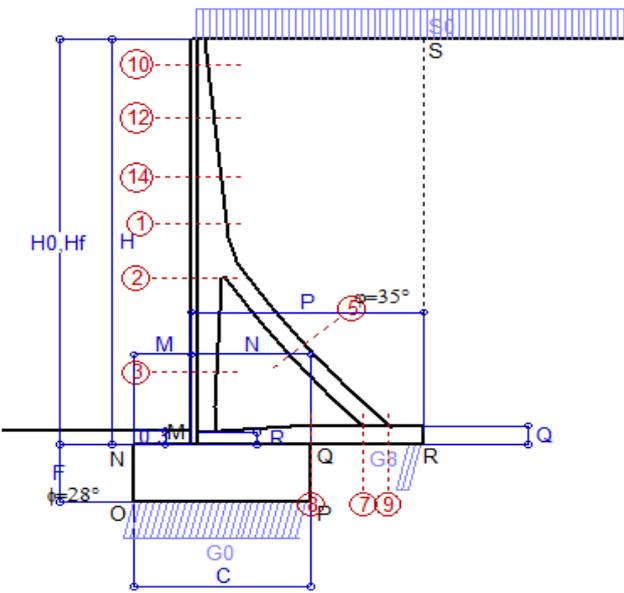
$H_m = 8,50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8,50$ m
$C = 3,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,50$ m
$F = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 2,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,25$ 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	$H = 8,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	229,1	923,9	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	69,1	376,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	102,8	247,4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	944,6	3.208,7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,1	1,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	132,6	225,4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 302,3	M₉ = 1.302,2	P₉ = 1.180,0	M₈ = 3.681,6



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:	$G_8 = 109,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,28$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1070,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,315$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1180 * 0.532) / 1.1 = 570,4$	$> Ed = 302,3$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (3681.6) / 1.15 = 3201,4$	$> Ed = 1302.2$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2304) / 1.15 = 2003,5$	$> Ed = 942.7$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 551$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 386$ 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 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	133,0	149,1	57,7	58,7	66,3	59,3	121,1	20,8	-	5,71	15,27	5,53	4,02	352,7	88,1	
2	78,5	90,2	340,8	-91,7	59,8	54,9	112,0	22,5	90°, 1,0	5,64	7,63	8,92	10,16	218,6	-181,9	
3	-36,0	-36,0	392,9	0,0	46,1	41,0	22,5	22,5	-	14,08	5,09	8,92	4,57	-227,0	88,8	
5	-29,0	-29,0	-340,7	46,1	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	5,38	9,11	11,66	5,82	-68,4	57,2	
7	-40,8	-30,0	219,0	-90,4	40,0	33,8	125,0	125,0	-	5,04	11,59	6,47	9,58	-123,9	-201,4	
8	12,2	12,2	219,0	100,5	40,0	34,0	125,0	125,0	-	5,12	7,57	6,47	3,22	136,9	202,3	
9	45,2	45,2	0,0	56,1	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,69	11,59	3,08	9,82	147,9	174,3	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	32,1	26,6	114,3	13,1	73°, 1,0	2,97	6,35	5,53	4,02	68,0	44,2	
12	17,0	19,8	18,0	17,8	43,6	36,7	119,5	15,7	73°, 1,0	3,65	8,89	5,53	4,02	127,1	58,4	
14	65,2	73,7	38,2	38,4	56,4	49,3	124,0	18,6	73°, 1,0	4,65	12,16	5,53	4,02	232,9	74,4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

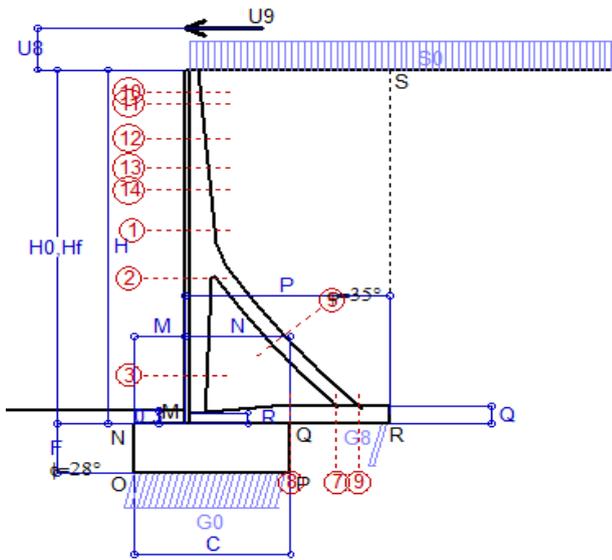
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 8,50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8,50$ m
$C = 3,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,50$ m
$F = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0,00$ kN/cad
$R = 0,25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_0 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 8,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	176,2	710,7	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	46,1	251,1	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	79,1	190,3
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	712,9	2.422,7
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	122,2	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,2	1,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	102,0	173,4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 236,9	M₉ = 1.085,3	P₉ = 894,0	M₈ = 2.786,4

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 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:	$G_8 = 52,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,17$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 841,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,247$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = (894 * 0.532) / 1.1 = 432,1$	$> E_d = 236,9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$R_d = (2786.4) / 1.15 = 2423,0$	$> E_d = 1085,3$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$R_d = (1741.9) / 1.15 = 1514,7$	$> E_d = 803,6$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 431$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 308$ kN	

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

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0,244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	164,7	179,1	43,0	44,9	66,3	59,3	121,1	20,8	73°, 1,0	5,65	15,27	5,53	4,02	350,1	91,5	
2	116,7	127,3	294,2	-72,6	59,8	54,9	112,0	22,5	90°, 1,0	5,44	7,63	8,92	10,16	210,9	-185,5	
3	-3,7	-3,7	344,4	0,0	46,1	41,0	22,5	22,5	-	12,82	5,09	8,92	4,57	-216,9	85,5	
5	-21,8	-21,8	-298,2	34,7	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	5,72	9,11	11,66	5,82	-73,4	57,2	
7	-6,8	0,4	191,7	-61,2	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,94	11,59	6,47	9,58	-119,6	-197,9	
8	41,0	41,0	191,7	83,4	40,0	34,0	125,0	125,0	-	5,01	7,57	6,47	3,22	132,5	198,8	
9	42,1	42,1	0,0	52,0	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,69	11,59	3,08	9,82	147,9	174,3	
10	22,4	23,9	3,3	8,8	32,1	26,6	114,3	13,1	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,9	45,1	
11	27,8	29,8	5,5	10,3	35,0	29,5	115,6	13,8	73°, 1,0	3,03	6,35	5,53	4,02	74,6	49,6	
12	49,3	52,9	13,2	16,1	43,6	36,7	119,5	15,7	73°, 1,0	3,63	8,89	5,53	4,02	126,7	60,2	
13	75,6	81,7	21,3	23,6	50,9	44,4	122,8	17,3	73°, 1,0	4,30	11,44	5,53	4,02	195,4	71,2	
14	101,7	110,1	28,3	30,2	56,4	49,3	124,0	18,6	73°, 1,0	4,61	12,16	5,53	4,02	231,5	77,8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"

Dati

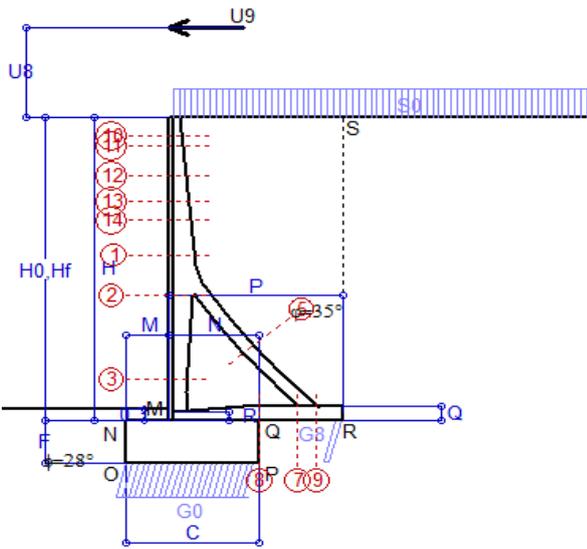
$H_m = 8,50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8,50$ m
$C = 3,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,50$ m
$F = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 2,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9.375$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ 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	$K_1 = 0,271$	$H = 8,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	229,1	923,9	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	69,1	376,6	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	102,8	247,4
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	944,6	3.208,7
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	137,3	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,1	1,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	132,6	225,4
TOTALI (GEO e STR)	S₀ = 313,5	M₀ = 1.439,4	P₀ = 1.180,0	M₀ = 3.681,6



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:	$G_8 = 68,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,17$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1111,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,327$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,9^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1180 * 0.532) / 1.1 = 570,4$	$> Ed = 313,5$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (3681.6) / 1.15 = 3201,4$	$> Ed = 1439,4$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2304) / 1.15 = 2003,5$	$> Ed = 1066,5$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 571$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 408$ 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) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm $10,71$
 $K_0 = 0,244$

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 comp- 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	222,1	240,8	57,7	56,7	66,3	59,3	121,1	20,8	-	5,71	15,27	5,53	4,02	352,7	88,1	
2	156,6	170,8	381,9	-96,3	59,8	54,9	112,0	22,5	90°, 1,0	5,81	7,63	8,92	10,16	225,4	-181,9	
3	-3,9	-3,9	444,8	0,0	46,1	41,0	22,5	22,5	-	15,43	5,09	8,92	4,57	-237,1	92,3	
5	-29,0	-29,0	-394,3	46,1	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	4,94	9,11	11,66	5,82	-62,0	57,2	
7	-8,0	1,3	253,5	-80,1	40,0	33,8	125,0	125,0	-	5,17	11,59	6,47	9,58	-129,4	-205,8	
8	55,9	55,9	253,5	110,9	40,0	34,0	125,0	125,0	-	5,27	7,57	6,47	3,22	142,5	206,7	
9	56,0	56,0	0,0	69,3	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,69	11,59	3,08	9,82	147,9	174,3	
10	43,6	45,2	4,6	1,7	32,1	26,6	114,3	13,1	73°, 1,0	2,97	6,35	5,53	4,02	68,0	44,2	
11	49,6	51,8	7,5	4,9	35,0	29,5	115,6	13,8	73°, 1,0	3,04	6,35	5,53	4,02	74,8	48,5	
12	74,9	79,3	18,0	15,1	43,6	36,7	119,5	15,7	73°, 1,0	3,65	8,89	5,53	4,02	127,1	58,4	
13	107,6	115,2	28,8	26,6	50,9	44,4	122,8	17,3	73°, 1,0	4,33	11,44	5,53	4,02	196,3	68,5	
14	140,7	151,4	38,2	36,2	56,4	49,3	124,0	18,6	73°, 1,0	4,65	12,16	5,53	4,02	232,9	74,4	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

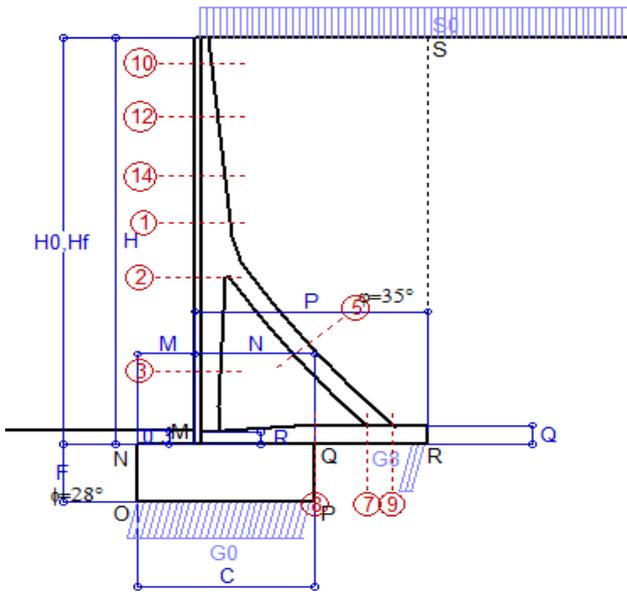
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 8,50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8,50$ m
$C = 3,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,50$ m
$F = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 20,0$ kN/m ²	
$N = 2,30$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,45$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
176,21	710,72	0,00	0,00
46,07	251,07	0,00	0,00
0,00	0,00	79,06	190,31
0,00	0,00	712,93	2.422,73
3,17	1,27	0,00	0,00
0,00	0,00	102,00	173,40
$S_9 = 225,45$	$M_9 = 963,06$	$P_9 = 893,99$	$M_8 = 2.786,44$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,506
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,108
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 89,25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,29$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 804,73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.C_8 = 3,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,237$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14,2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,36

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom. flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	96,1	43,0	58,7	121,1	66,3	59,3	15,27	5,53	103	3,34	38	0,051
2	56,0	258,2	-71,0	112,0	59,8	54,9	7,63	8,92	41	3,29	38	0,000
3	-28,9	299,4	0,0	22,5	46,1	41,0	5,09	8,92	-4	3,80	38	0,000
5	-17,7	-251,2	33,7	0,0	34,0	22,1	9,11	11,66	180	0,00	38	0,120
7	-35,8	161,5	-70,9	125,0	40,0	33,8	11,59	6,47	46	3,04	50	0,000
8	1,7	161,5	73,7	125,0	40,0	34,0	7,57	6,47	-2	0,37	50	0,000
9	34,3	0,0	42,5	125,0	40,0	34,0	11,59	3,08	92	3,05	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	114,3	32,1	26,6	6,35	5,53	5	0,20	38	0,000
12	12,0	13,2	15,7	119,5	43,6	36,7	8,89	5,53	35	1,17	38	0,000
14	46,7	28,3	37,0	124,0	56,4	49,3	13,98	5,53	66	2,25	38	0,000

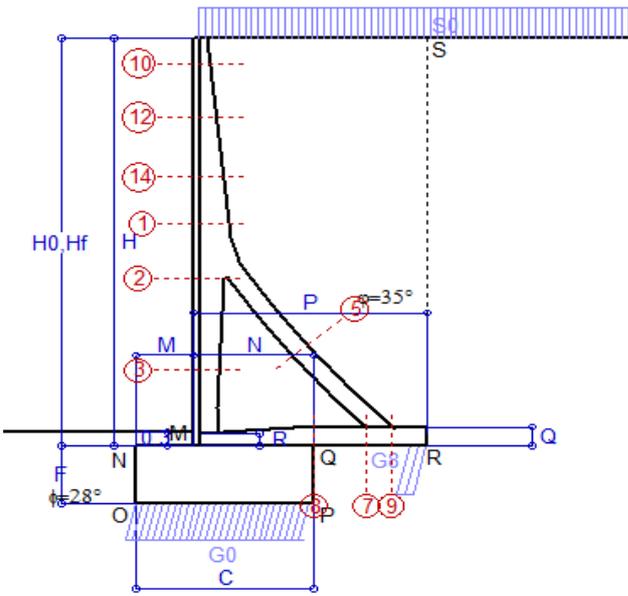
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 8,50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8,50$ m
$C = 3,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,50$ m
$F = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 15,0$ kN/m ²	
$N = 2,30$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,45$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 8,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
176,21	710,72	0,00	0,00
34,55	188,30	0,00	0,00
0,00	0,00	79,06	190,31
0,00	0,00	690,68	2.348,75
3,17	1,27	0,00	0,00
0,00	0,00	102,00	173,40
$S_9 = 213,93$	$M_9 = 900,29$	$P_9 = 871,74$	$M_8 = 2.712,46$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,619
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,167
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 97,22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,32$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 774,52$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 3,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,228$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,92

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- teecipazione	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	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	85,3	40,7	53,3	121,1	66,3	59,3	15,27	5,53	91	2,97	38	0,000
2	46,9	241,6	-66,6	112,0	59,8	54,9	7,63	8,92	27	2,74	38	0,000
3	-31,4	280,8	0,0	22,5	46,1	41,0	5,09	8,92	-3	3,92	38	0,000
5	-17,0	-233,5	32,4	0,0	34,0	22,1	9,11	11,66	169	0,00	38	0,117
7	-42,9	150,1	-73,2	125,0	40,0	33,8	11,59	6,47	85	4,14	50	0,000
8	-10,6	150,1	67,7	125,0	40,0	33,8	7,57	6,47	0	0,61	50	0,000
9	33,5	0,0	41,5	125,0	40,0	34,0	11,59	3,08	90	2,97	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	114,3	32,1	26,6	6,35	5,53	4	0,16	38	0,000
12	10,0	12,2	13,4	119,5	43,6	36,7	8,89	5,53	29	0,98	38	0,000
14	40,6	26,6	32,9	124,0	56,4	49,3	13,98	5,53	57	1,96	38	0,000

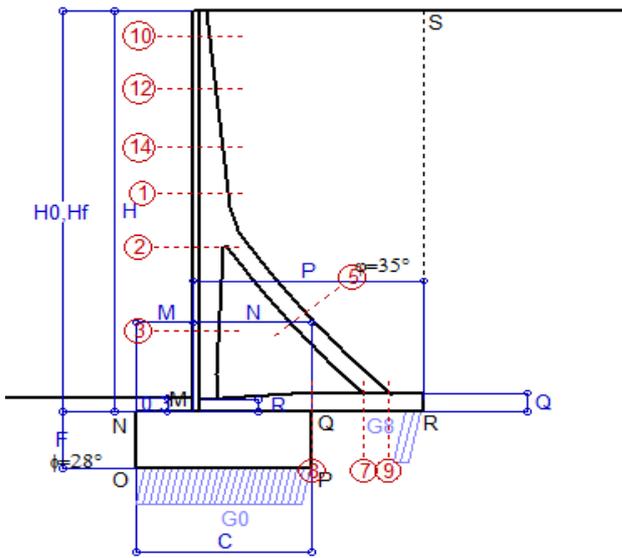
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 8,50$ m	Prefabbricato tipo u85TM	$H_0 = 8,50$ m
$C = 3,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 8,50$ m
$F = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,10$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 0,0$ kN/m ²	
$N = 2,30$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,45$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 8,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
176,21	710,72	0,00	0,00
0,00	0,00	79,06	190,31
0,00	0,00	623,93	2.126,80
3,17	1,27	0,00	0,00
0,00	0,00	102,00	173,40
$S_9 = 179,38$	$M_9 = 711,99$	$P_9 = 804,99$	$M_8 = 2.490,51$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	3,092
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,386
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 103,08$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 =$	0,34 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 701,91$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 =$	3,23 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,217 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12,6°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

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

$K_0 = 0,244$

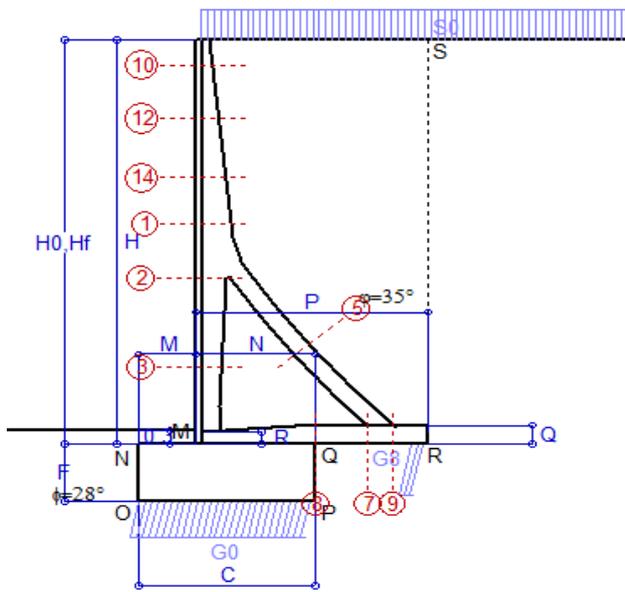
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom. flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	52,8	33,7	37,2	121,1	66,3	59,3	15,27	5,53	55	1,86	38	0,000
2	19,5	192,0	-53,5	112,0	59,8	54,9	7,63	8,92	0	1,32	38	0,000
3	-39,4	224,8	0,0	22,5	46,1	41,0	5,09	8,92	0	4,43	38	0,000
5	-15,0	-180,6	28,5	0,0	34,0	22,1	9,11	11,66	138	0,00	38	0,094
7	-46,1	116,1	-57,6	125,0	40,0	33,8	11,59	6,47	125	4,86	50	0,000
8	-6,0	116,1	72,4	125,0	40,0	33,8	7,57	6,47	-1	0,40	50	0,000
9	30,9	0,0	38,3	125,0	40,0	34,0	11,59	3,08	83	2,74	50	0,000
10	0,2	2,1	0,6	114,3	32,1	26,6	6,35	5,53	0	0,04	38	0,000
12	4,1	9,3	6,6	119,5	43,6	36,7	8,89	5,53	11	0,43	38	0,000
14	22,3	21,4	20,8	124,0	56,4	49,3	13,98	5,53	30	1,10	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica sismica

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 8,50$ m
 $C = 3,40$ m
 $F = 1,20$ m
 $M = 1,10$ m
 $N = 2,30$ m
 $P = 4,45$ m
 $Q = 0,40$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,25$ m

Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u85TM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 8,50$ m
 $H = 8,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$)

$K_1 = 0,277$
 $H = 8,50$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$
 $K_3 = 0,269$
 $K_p = 2,70$
 $\delta = 0^\circ$

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	178,1	718,3	27,2	150,9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9,3	50,8	1,4	7,9
Peso struttura (parete+platea) x 1	3,3	10,4	77,4	186,3
Peso terra e sovraccarico x 1	26,1	147,6	628,3	2.140,3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,5	1,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	4,3	2,6	99,9	169,8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-28,8*	-14,4*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	224,5	931,0	834,2	2.655,1

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: $G_8 = 93,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,31$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 740,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,218$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13,2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (834,2 * 0,532 + 28,8) / 1,0 = 472,4 > E_d = 224,5$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 376$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 264$ 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 $0,61$
 $K_0 = 0,269$

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	68,9	78,3	37,4	35,5	66,3	59,3	121,1	20,8	73°, 1,0	5,63	15,27	5,53	4,02	349,1	92,8	
2	30,2	37,9	225,6	-65,8	59,8	54,9	112,0	22,5	90°, 1,0	5,15	7,63	8,92	10,16	199,5	-186,2	
3	-40,8	-40,8	263,7	1,7	46,1	41,0	22,5	22,5	-	10,73	5,09	8,92	4,57	-199,1	80,0	
5	-19,2	-19,2	-217,4	30,4	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	6,35	9,11	11,66	5,82	-82,8	57,2	
7	-41,4	-33,3	139,8	-66,6	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,74	11,59	6,47	9,58	-111,2	-191,4	
8	-7,1	-7,1	139,8	67,9	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,58	7,57	6,47	3,22	-110,3	191,4	
9	31,9	31,9	0,0	39,6	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,69	11,59	3,08	9,82	147,9	174,3	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	32,1	26,6	114,3	13,1	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,8	46,1	
12	6,5	7,8	10,4	8,1	43,6	36,7	119,5	15,7	73°, 1,0	3,62	8,89	5,53	4,02	126,4	61,5	
14	30,6	35,2	23,8	21,3	56,4	49,3	124,0	18,6	73°, 1,0	4,59	12,16	5,53	4,02	230,9	79,2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

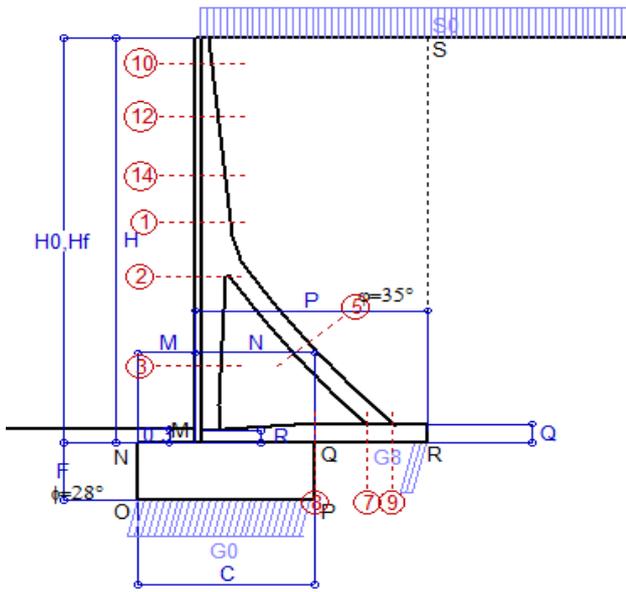
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 8,50$ m
 $C = 3,40$ m
 $F = 1,20$ m
 $M = 1,10$ m
 $N = 2,30$ m
 $P = 4,45$ m
 $Q = 0,40$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,25$ m

Acceleraz orizz. al suolo Prefabbricato tipo u85TM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 8,50$ m
 $H = 8,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 8,50 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\varepsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	180,5	728,1	40,8	226,3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9,4	51,4	2,1	11,8
Peso struttura (parete+platea) x 1	5,0	15,6	76,6	184,3
Peso terra e sovraccarico x 1	39,1	221,4	621,6	2.117,5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,7	1,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	6,4	3,8	98,8	168,0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-28,4*	-14,2*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	244,1	1.021,8	839,9	2.707,9

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: $G_8 = 79,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,26$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 760,0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,40$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,224$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14,4^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (2707.9 + 14.2) / 1.0 = 2722,1 > E_d = 1021.8$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (1724.7) / 1.0 = 1724,7 > E_d = 735.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 381$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 280$ 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) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm 0,68
 $K_0 = 0,283$

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	73,1	83,1	38,4	37,6	66,3	59,3	121,1	20,8	73°, 1,0	5,63	15,27	5,53	4,02	349,3	92,2	
2	32,3	40,5	236,8	-69,3	59,8	54,9	112,0	22,5	90°, 1,0	5,20	7,63	8,92	10,16	201,4	-185,7	
3	-42,5	-42,5	276,8	2,6	46,1	41,0	22,5	22,5	-	11,07	5,09	8,92	4,57	-202,1	80,9	
5	-19,2	-19,2	-229,9	30,4	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	6,25	9,11	11,66	5,82	-81,3	57,2	
7	-29,5	-22,9	147,8	-57,7	40,0	33,8	125,0	125,0	-	4,77	11,59	6,47	9,58	-112,5	-192,4	
8	14,6	14,6	147,8	77,4	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,81	7,57	6,47	3,22	125,3	193,2	
9	32,1	32,1	0,0	39,8	40,0	34,0	125,0	125,0	-	4,69	11,59	3,08	9,82	147,9	174,3	
10	0,4	0,6	2,5	1,5	32,1	26,6	114,3	13,1	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,8	46,0	
12	7,0	8,3	10,6	8,6	43,6	36,7	119,5	15,7	73°, 1,0	3,62	8,89	5,53	4,02	126,4	61,3	
14	32,6	37,5	24,4	22,6	56,4	49,3	124,0	18,6	73°, 1,0	4,59	12,16	5,53	4,02	231,0	78,7	

(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

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u85TM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,20	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1070,3	1111,4	740,4
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14,37°	14,88°	13,20°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	274,2	295,3	173,7
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3,40	3,40	3,40
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,70	1,70	1,70
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,50	1,50	1,50
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	409,97	399,53	423,71
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,12	1,12	1,12
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,55	0,54	0,59
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,13	1,13	1,13
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,53	0,52	0,57
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	401,62	386,37	427,12
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,41	0,40	0,45
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,812	0,786	0,851
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1971,0	1908,6	2410,7
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1070,3	1111,4	740,4
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

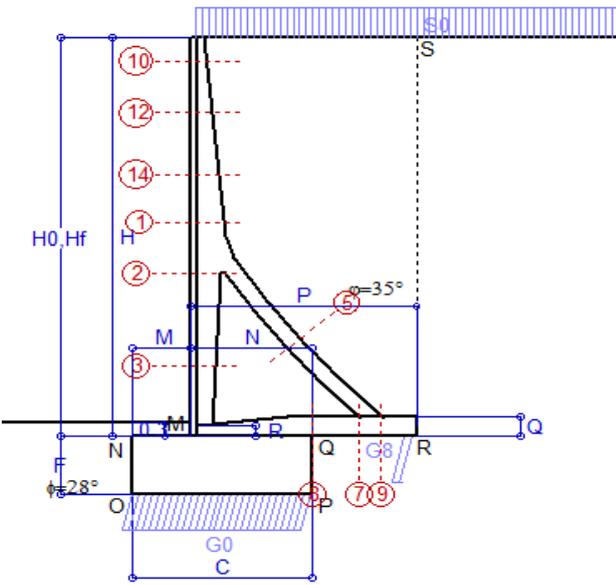
$H_m = 9,00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9,00$ m
$C = 3,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,00$ m
$F = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 2,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,25$ 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	$H = 9,00$ 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	256,8	1.104,3	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	73,2	424,4	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	113,7	294,8
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.036,9	3.731,5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,8	2,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	156,3	289,2
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 334,8$	$M_9 = 1.530,8$	$P_9 = 1.307,0$	$M_8 = 4.315,5$



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:	$G_8 = 103,5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,25$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1203,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,325$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1307 \cdot 0,532) / 1,1 = 631,7 > E_d = 334,8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (4315,5) / 1,15 = 3752,6 > E_d = 1530,8$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (2645,5) / 1,15 = 2300,4 > E_d = 1099,7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 616$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 431$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 3,63

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 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	160,5	179,6	64,4	65,8	69,3	62,3	121,2	20,9	73°, 1,0	6,07	16,46	5,53	5,03	399,8	117,7
2	95,5	109,2	376,4	-101,3	62,7	57,8	112,0	22,5	90°, 1,0	6,01	8,23	9,33	10,77	249,9	-203,1
3	-40,7	-40,7	434,1	0,0	47,9	42,8	22,5	22,5	-	15,56	5,09	9,33	4,59	-251,1	94,4
5	-33,5	-33,5	-377,4	51,2	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	5,46	10,30	12,25	6,01	-69,4	59,0
7	-32,4	-21,0	242,6	-82,7	45,0	38,8	125,0	125,0	-	5,49	12,60	7,60	10,36	-160,8	-222,1
8	27,2	27,2	242,6	91,8	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,55	8,04	7,60	3,38	167,3	222,9
9	50,2	50,2	0,0	60,6	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,13	12,60	3,08	8,73	184,0	191,4
10	1,4	1,9	4,6	4,6	32,1	26,6	114,2	13,1	73°, 1,0	2,97	6,35	5,53	4,02	68,0	44,2
12	18,2	21,1	18,6	18,5	44,1	37,2	119,3	15,6	73°, 1,0	3,67	8,89	5,53	4,02	128,8	59,1
14	75,8	85,6	41,6	42,0	58,3	51,2	124,0	18,6	73°, 1,0	4,71	11,98	5,53	4,02	238,9	76,7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

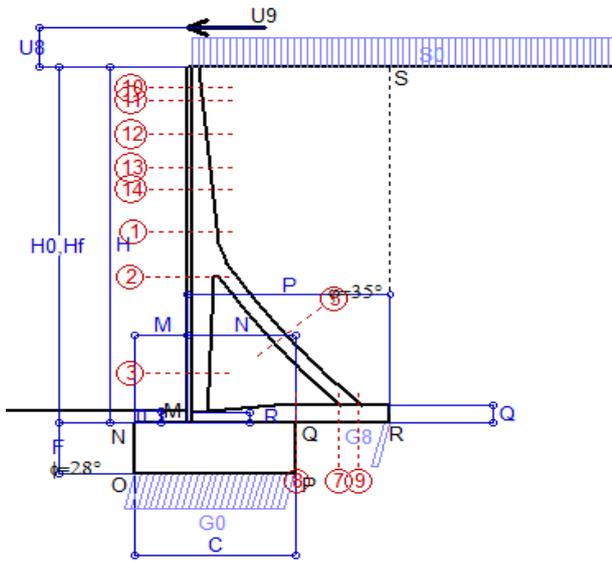
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 9,00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9,00$ m
$C = 3,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,00$ m
$F = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 2,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ 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)	$K_1 = 0,271$
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	197,6	849,5	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	48,8	282,9	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	87,5	226,7
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	783,3	2.820,0
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	129,1	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,7	1,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	120,2	222,5
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 261,5	M₉ = 1.263,1	P₉ = 991,0	M₈ = 3.269,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 48,2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 942,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,255$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = (991 \cdot 0,532) / 1,1 = 479,0 > E_d = 261,5$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = (3269,2) / 1,15 = 2842,7 > E_d = 1263,1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d = (2001,7) / 1,15 = 1740,6 > E_d = 926,4$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 481$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 342$ kN

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

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0,244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	189,1	205,8	48,0	50,1	69,3	62,3	121,2	20,9	73°, 1,0	6,00	16,46	5,53	5,03	396,8	122,8
2	132,5	144,7	321,4	-79,4	62,7	57,8	112,0	22,5	90°, 1,0	5,78	8,23	9,33	10,77	240,2	-207,1
3	-5,9	-5,9	375,9	0,0	47,9	42,8	22,5	22,5	-	14,06	5,09	9,33	4,59	-239,0	90,4
5	-25,2	-25,2	-325,8	38,5	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	5,84	10,30	12,25	6,01	-75,4	59,0
7	1,5	9,0	209,4	-55,2	45,0	39,0	125,0	125,0	-	6,18	12,60	7,60	10,36	223,3	-218,6
8	54,2	54,2	209,4	77,0	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,40	8,04	7,60	3,38	161,1	218,6
9	51,3	51,3	0,0	61,7	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,13	12,60	3,08	8,73	184,0	191,4
10	22,4	23,9	3,3	8,8	32,1	26,6	114,2	13,1	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,9	45,1
11	28,3	30,3	5,7	10,4	35,2	29,7	115,5	13,7	73°, 1,0	3,04	6,35	5,53	4,02	75,2	50,0
12	50,8	54,6	13,7	16,5	44,1	37,2	119,3	15,6	73°, 1,0	3,65	8,89	5,53	4,02	128,3	60,9
13	84,0	90,8	23,6	25,9	52,8	46,3	123,0	17,4	73°, 1,0	4,41	11,67	5,53	4,02	208,1	73,8
14	112,1	121,4	30,9	32,8	58,3	51,2	124,0	18,6	73°, 1,0	4,66	11,98	5,53	4,02	237,4	80,3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

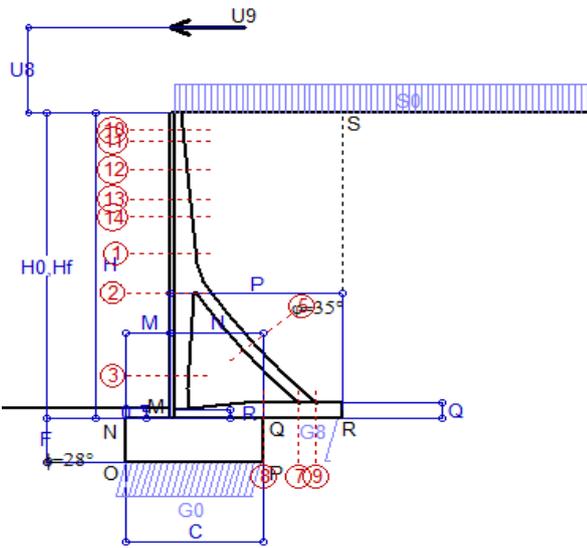
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 9,00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9,00$ m
$C = 3,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,00$ m
$F = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 2,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ kN/cad
$V_g = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_g = 0,00$ kN/cad
$R = 0,25$ 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) 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 RIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	256,8	1.104,3	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	73,2	424,4	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	113,7	294,8
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.036,9	3.731,5
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	144,0	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,8	2,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	156,3	289,2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 346,1	M₉ = 1.674,8	P₉ = 1.307,0	M₉ = 4.315,5

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:	$G_8 = 62,2$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,15$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1244,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,336$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1307 \cdot 0,532) / 1,1 = 631,7$	$> Ed = 346,1$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (4315,5) / 1,15 = 3752,6$	$> Ed = 1674,8$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2645,5) / 1,15 = 2300,4$	$> Ed = 1229,1$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 636$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 453$ 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	Azioni 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	253,8	275,6	64,4	63,9	69,3	62,3	121,2	20,9	73°, 1,0	6,07	16,46	5,53	5,03	399,8	117,7
2	177,2	193,5	417,2	-105,1	62,7	57,8	112,0	22,5	90°, 1,0	6,17	8,23	9,33	10,77	257,0	-203,1
3	-6,9	-6,9	485,4	0,0	47,9	42,8	22,5	22,5	-	16,90	5,09	9,33	4,59	-261,1	98,0
5	-33,5	-33,5	-430,7	51,2	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	5,06	10,30	12,25	6,01	-63,2	59,0
7	3,5	13,1	276,8	-71,9	45,0	39,0	125,0	125,0	-	6,46	12,60	7,60	10,36	235,4	-227,4
8	74,0	74,0	276,8	102,6	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,70	8,04	7,60	3,38	173,6	227,4
9	68,3	68,3	0,0	82,3	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,13	12,60	3,08	8,73	184,0	191,4
10	43,6	45,2	4,6	1,7	32,1	26,6	114,2	13,1	73°, 1,0	2,97	6,35	5,53	4,02	68,0	44,2
11	50,2	52,4	7,8	5,2	35,2	29,7	115,5	13,7	73°, 1,0	3,04	6,35	5,53	4,02	75,3	48,9
12	76,8	81,4	18,6	15,8	44,1	37,2	119,3	15,6	73°, 1,0	3,67	8,89	5,53	4,02	128,8	59,1
13	118,2	126,8	31,9	29,9	52,8	46,3	123,0	17,4	73°, 1,0	4,45	11,67	5,53	4,02	209,1	70,8
14	154,0	166,0	41,6	39,9	58,3	51,2	124,0	18,6	73°, 1,0	4,71	11,98	5,53	4,02	238,9	76,7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

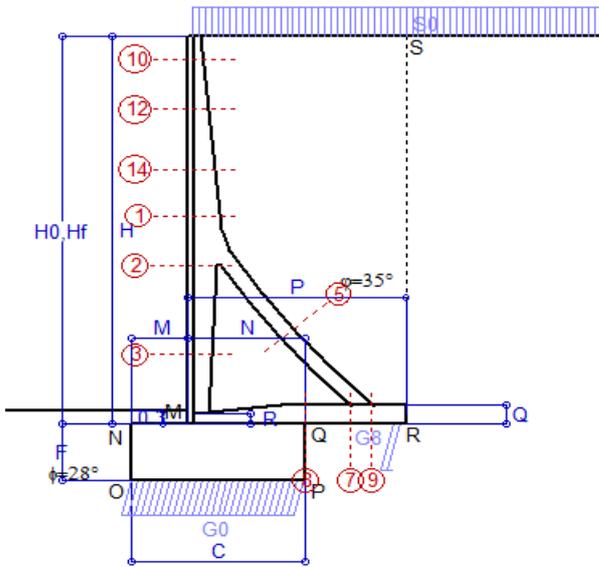
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 9,00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9,00$ m
$C = 3,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,00$ m
$F = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 2,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 9,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197,55	849,47	0,00	0,00
48,78	282,91	0,00	0,00
0,00	0,00	87,47	226,75
0,00	0,00	783,32	2.819,95
3,72	1,61	0,00	0,00
0,00	0,00	120,25	222,46
$S_9 = 250,05$	$M_9 = 1.134,00$	$P_9 = 991,04$	$M_8 = 3.269,16$

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' = 2,465
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,107
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 85,22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,26$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 905,82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3,70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,245$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14,2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,70

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	116,3	48,0	66,4	121,2	69,3	62,3	16,46	5,53	110	3,61	38	0,061
2	68,4	285,3	-79,2	112,0	62,7	57,8	8,23	9,33	47	3,63	38	0,000
3	-32,8	331,0	0,0	22,5	47,9	42,8	5,09	9,33	-5	4,04	38	0,000
5	-20,5	-278,7	37,1	0,0	34,0	21,9	10,30	12,25	193	0,00	38	0,129
7	-30,3	179,2	-65,5	125,0	45,0	38,8	12,60	7,60	8	1,43	50	0,000
8	12,0	179,2	66,8	125,0	45,0	39,0	8,04	7,60	-1	0,59	50	0,000
9	38,2	0,0	46,0	125,0	45,0	39,0	12,60	3,08	82	2,63	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	114,2	32,1	26,6	6,35	5,53	5	0,20	38	0,000
12	12,8	13,7	16,4	119,3	44,1	37,2	8,89	5,53	37	1,22	38	0,000
14	54,5	30,9	40,8	124,0	58,3	51,2	14,58	5,53	71	2,42	38	0,000

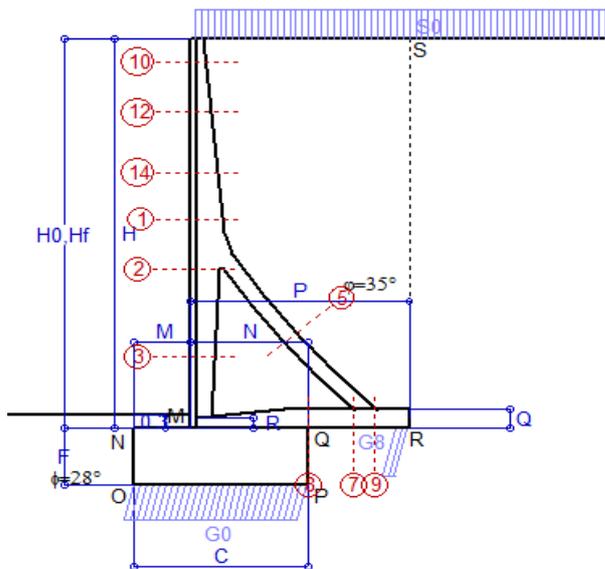
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 9,00$ m	Prefabbricato tipo u90TM	$H_0 = 9,00$ m
$C = 3,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,00$ m
$F = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 2,50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

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
Spinta della terra su sez. R-S x 1	197,55	849,47	0,00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	36,58	212,19	0,00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,00	0,00	87,47
Peso terra e sovraccarico x 1	0,00	0,00	760,07
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,72	1,61	0,00
Peso della fondazione x 1	0,00	0,00	120,25
Totale	$S_9 = 237,85$	$M_9 = 1.063,27$	$P_9 = 967,79$
			$M_8 = 3.187,20$

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

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,572
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,163
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 94,35$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0,29$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 873,44$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 3,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,236$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,20

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	103,7	45,5	60,6	121,2	69,3	62,3	16,46	5,53	98	3,22	38	0,046
2	57,9	267,7	-74,5	112,0	62,7	57,8	8,23	9,33	32	3,07	38	0,000
3	-35,7	311,1	0,0	22,5	47,9	42,8	5,09	9,33	-4	4,17	38	0,000
5	-19,8	-259,9	35,8	0,0	34,0	21,9	10,30	12,25	182	0,00	38	0,125
7	-39,1	167,1	-68,5	125,0	45,0	38,8	12,60	7,60	32	2,43	50	0,000
8	-2,5	167,1	60,6	125,0	45,0	38,8	8,04	7,60	-2	0,35	50	0,000
9	37,3	0,0	44,9	125,0	45,0	39,0	12,60	3,08	80	2,57	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	114,2	32,1	26,6	6,35	5,53	4	0,16	38	0,000
12	10,7	12,7	14,0	119,3	44,1	37,2	8,89	5,53	30	1,03	38	0,000
14	47,6	29,0	36,5	124,0	58,3	51,2	14,58	5,53	61	2,12	38	0,000

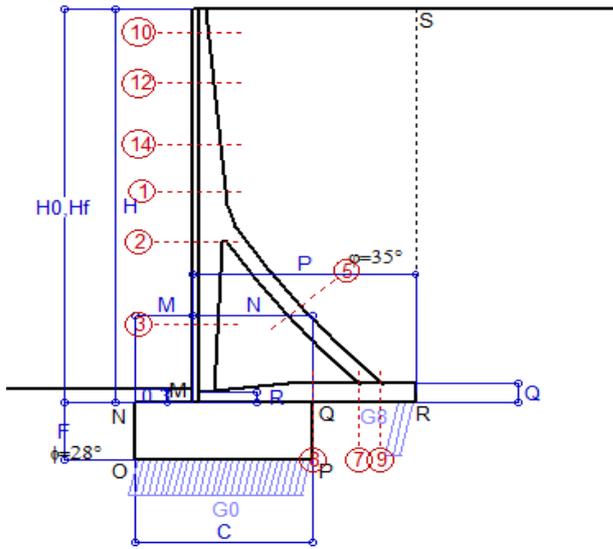
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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
$C = 3,70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,00$ m
$F = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 0,0$ kN/m ²	
$N = 2,50$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,65$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 9,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
197,55	849,47	0,00	0,00
0,00	0,00	87,47	226,75
0,00	0,00	690,32	2.492,13
3,72	1,61	0,00	0,00
0,00	0,00	120,25	222,46
$S_9 = 201,27$	$M_9 = 851,08$	$P_9 = 898,04$	$M_8 = 2.941,33$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 3,013
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,372
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 116,12$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,36$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 781,92$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 3,65$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,214$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,6^\circ$

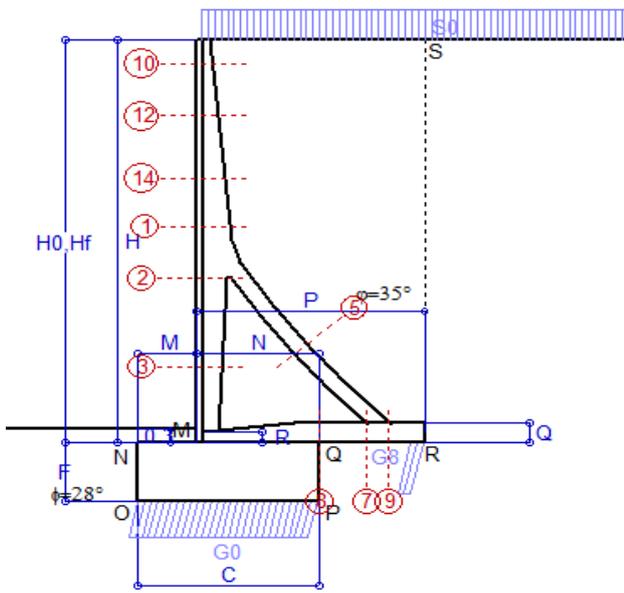
Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprим. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	66,0	38,0	43,2	121,2	69,3	62,3	16,46	5,53	60	2,08	38	0,000
2	26,4	215,0	-60,5	112,0	62,7	57,8	8,23	9,33	1	1,53	38	0,000
3	-45,0	251,5	0,0	22,5	47,9	42,8	5,09	9,33	0	4,71	38	0,000
5	-17,6	-203,5	31,7	0,0	34,0	21,9	10,30	12,25	150	0,00	38	0,105
7	-58,1	130,8	-70,7	125,0	45,0	38,8	12,60	7,60	117	4,59	50	0,000
8	-31,3	130,8	48,9	125,0	45,0	38,8	8,04	7,60	27	1,98	50	0,000
9	34,6	0,0	41,6	125,0	45,0	39,0	12,60	3,08	74	2,38	50	0,000
10	0,2	2,1	0,6	114,2	32,1	26,6	6,35	5,53	0	0,04	38	0,000
12	4,5	9,7	7,0	119,3	44,1	37,2	8,89	5,53	11	0,46	38	0,000
14	26,9	23,5	23,6	124,0	58,3	51,2	14,58	5,53	33	1,23	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 9,00$ m
 $C = 3,70$ m
 $F = 1,30$ m
 $M = 1,20$ m
 $N = 2,50$ m
 $P = 4,65$ m
 $Q = 0,45$ m
 $U_1 = 0,0$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 9,00$ m
 $H = 9,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

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 $H = 9,00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	199,7	858,5	30,5	178,3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9,9	57,2	1,5	8,8
Peso struttura (parete+platea) x 1	3,7	12,1	85,6	222,0
Peso terra e sovraccarico x 1	28,9	173,9	694,1	2.504,2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,1	1,8	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	5,0	3,3	117,7	217,8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-32,8*	-17,5*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	251,2	1.106,8	929,5	3.131,1

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: $G_8 = 90,7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,28$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 838,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,227$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13,2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (929,5 * 0,532 + 32,8) / 1,0 = 527,0 > E_d = 251,2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 424$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 297$ 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 $0,83$
 $K_0 = 0,269$

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	85,1	96,5	42,0	40,6	69,3	62,3	121,2	20,9	73°, 1,0	5,97	16,46	5,53	5,03	395,7	124,1	
2	39,0	48,1	251,8	-73,5	62,7	57,8	112,0	22,5	90°, 1,0	5,48	8,23	9,33	10,77	227,9	-207,8	
3	-46,5	-46,5	294,2	1,8	47,9	42,8	22,5	22,5	-	11,94	5,09	9,33	4,59	-220,8	84,7	
5	-22,2	-22,2	-244,0	34,1	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	6,42	10,30	12,25	6,01	-84,7	59,0	
7	-37,1	-28,4	156,8	-61,7	45,0	38,8	125,0	125,0	-	5,16	12,60	7,60	10,36	-144,9	-211,0	
8	2,1	2,1	156,8	62,0	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,17	8,04	7,60	3,38	151,3	211,8	
9	35,7	35,7	0,0	43,0	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,13	12,60	3,08	8,73	184,0	191,4	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	32,1	26,6	114,2	13,1	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,8	46,1	
12	7,1	8,4	10,9	8,5	44,1	37,2	119,3	15,6	73°, 1,0	3,64	8,89	5,53	4,02	128,1	62,2	
14	36,4	41,8	26,1	23,8	58,3	51,2	124,0	18,6	73°, 1,0	4,64	11,98	5,53	4,02	236,7	81,6	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

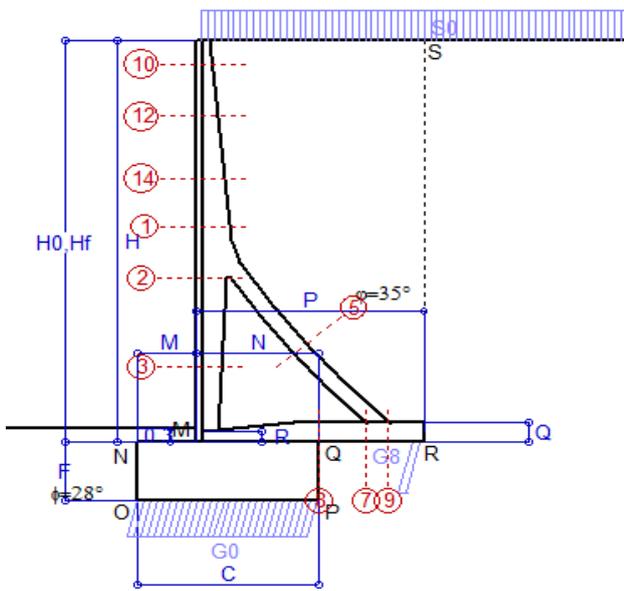
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 9,00$ m
 $C = 3,70$ m
 $F = 1,30$ m
 $M = 1,20$ m
 $N = 2,50$ m
 $P = 4,65$ m
 $Q = 0,45$ m
 $U_1 = 0,0$ 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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 9,00$ m
 $H = 9,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_0 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$)

$K_1 = 0,285$
 $H = 9,00$ m
 $O_3 = 12,73^\circ$
 $K_3 = 0,283$
 $K_p = 2,66$
 $\delta = 0^\circ$

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	202,4	870,2	45,7	267,4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10,0	58,0	2,3	13,2
Peso struttura (parete+platea) x 1	5,5	18,1	84,7	219,6
Peso terra e sovraccarico x 1	43,3	260,9	686,7	2.477,5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,3	1,9	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	7,5	4,9	116,5	215,5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-32,3*	-17,2*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 273,0	M₉ = 1.214,0	P₉ = 935,9	M₈ = 3.193,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 74,7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,23$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 861,2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,70$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,233$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14,4^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (3193.2 + 17.2) / 1.0 = 3210,5 > E_d = 1214$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (1994.5) / 1.0 = 1994,5 > E_d = 867,7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 429$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 315$ 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) $K_0 = 0,283$

Freccia in cima al pannello mm $0,92$
 $K_0 = 0,283$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni r	
	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	90,3	102,4	43,2	43,0	69,3	62,3	121,2	20,9	73°, 1,0	5,98	16,46	5,53	5,03	395,9	123,4	
2	41,7	51,4	264,3	-77,4	62,7	57,8	112,0	22,5	90°, 1,0	5,53	8,23	9,33	10,77	230,1	-207,2	
3	-48,5	-48,5	308,9	2,8	47,9	42,8	22,5	22,5	-	12,32	5,09	9,33	4,59	-224,2	85,7	
5	-22,2	-22,2	-257,9	34,1	34,0	27,9	18,5	18,5	90°, 1,0	6,33	10,30	12,25	6,01	-83,2	59,0	
7	-22,0	-15,4	165,8	-51,3	45,0	38,8	125,0	125,0	-	5,19	12,60	7,60	10,36	-146,6	-212,2	
8	28,1	28,1	165,8	73,0	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,21	8,04	7,60	3,38	152,9	213,0	
9	35,9	35,9	0,0	43,2	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,13	12,60	3,08	8,73	184,0	191,4	
10	0,4	0,6	2,5	1,5	32,1	26,6	114,2	13,1	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,8	46,0	
12	7,6	9,0	11,1	9,1	44,1	37,2	119,3	15,6	73°, 1,0	3,64	8,89	5,53	4,02	128,1	62,0	
14	38,8	44,5	26,8	25,3	58,3	51,2	124,0	18,6	73°, 1,0	4,64	11,98	5,53	4,02	236,8	81,2	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u90TM

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				
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$	0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$	0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,30		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$	0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1203,4	1244,7	838,8
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14,37°	14,83°	13,22°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	308,3	329,6	197,0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3,70	3,70	3,70
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,85	1,85	1,85
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,60	1,60	1,60
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	436,37	426,33	450,62
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,12	1,12	1,12
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,55	0,54	0,59
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,12	1,12	1,12
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,53	0,52	0,57
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	437,06	422,06	464,24
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,41	0,40	0,45
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,873	0,848	0,915
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2308,4	2242,2	2820,8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1203,4	1244,7	838,8
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

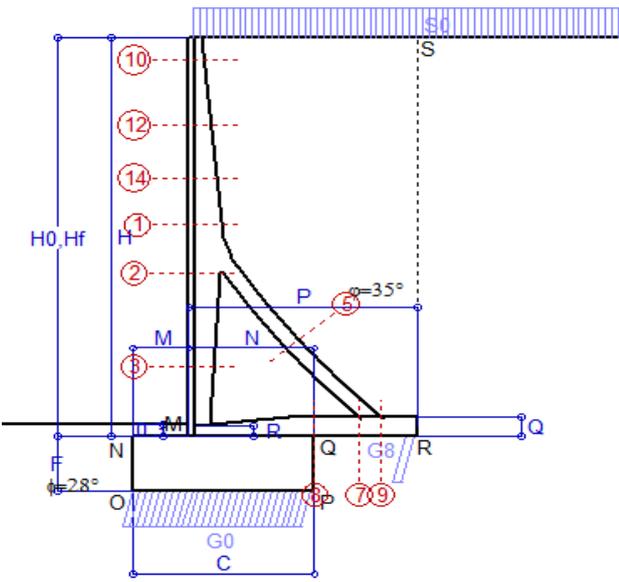
$H_m = 9,50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9,50$ m
$C = 3,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,50$ m
$F = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 2,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,25$ 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	$H = 9,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	286,1	1.278,1	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	77,2	467,3	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	120,6	320,3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.149,4	4.281,8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,8	2,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	164,8	321,3
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 = 368,2$	$M_9 = 1.747,5$	$P_9 = 1.434,8$	$M_8 = 4.923,4$



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:	$G_8 = 102,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,23$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1332,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,342$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (1434,8 * 0,532) / 1,1 = 693,5 > Ed = 368,2$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (4923,4) / 1,15 = 4281,2 > Ed = 1747,5$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (3078) / 1,15 = 2676,5 > Ed = 1273$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 680$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 488$ 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	4,28
$K_0 =$	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	191,4	213,8	71,3	73,2	72,3	65,3	121,4	21,0	73°, 1,0	6,62	18,85	5,53	5,03	478,7	122,2	
2	114,7	130,7	413,7	-111,1	65,7	60,7	112,0	22,5	90°, 1,0	6,48	9,42	9,74	10,50	297,0	-206,9	
3	-46,0	-46,0	477,2	0,0	49,6	44,4	22,5	22,5	-	15,89	6,28	9,74	4,61	-279,6	100,2	
5	-39,5	-39,5	-416,0	57,7	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,76	11,37	14,51	6,31	-84,3	61,8	
7	-19,7	-9,6	267,4	-77,8	45,0	38,8	125,0	125,0	-	5,60	13,67	7,60	10,37	-165,4	-225,3	
8	51,2	51,2	267,4	104,2	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,84	9,11	7,60	3,39	186,5	226,2	
9	63,0	63,0	0,0	71,2	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,35	13,67	3,08	8,73	198,8	191,7	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	32,1	26,6	114,1	13,0	73°, 1,0	3,06	6,94	5,53	4,02	73,6	44,2	
12	29,6	33,9	24,4	24,4	48,0	41,2	120,5	16,2	73°, 1,0	4,01	10,08	5,53	4,02	161,1	64,4	
14	92,2	103,8	46,5	47,2	60,8	53,7	124,0	18,7	73°, 1,0	4,95	12,72	5,53	4,02	266,4	79,7	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché il momento flettente è già massimo

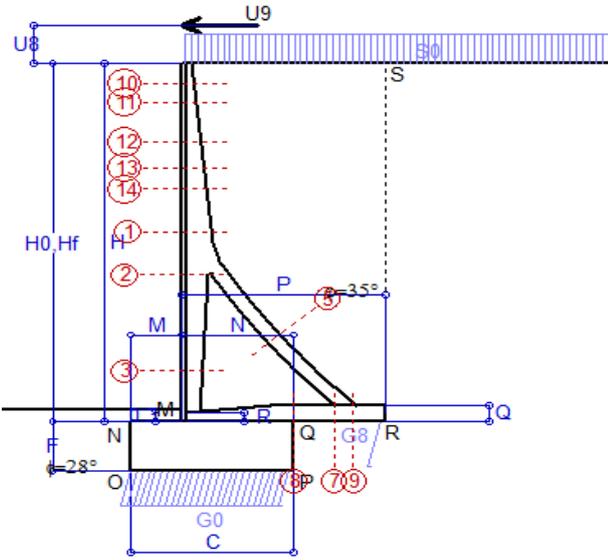
con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"



Dati

$H_m = 9,50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9,50$ m
$C = 3,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,50$ m
$F = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ 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)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 9,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	220,1	983,2	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	51,5	311,5	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	92,8	246,4
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	869,1	3.238,6
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	134,8	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3,7	1,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	126,7	247,2
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 286,7	M₉ = 1.431,1	P₉ = 1.088,6	M₈ = 3.732,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 47,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1040,9$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 3,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,267$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1088,6 * 0,532) / 1,1 = 526,2$	$> Ed = 286,7$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (3732,2) / 1,15 = 3245,4$	$> Ed = 1431,1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (2330,8) / 1,15 = 2026,8$	$> Ed = 1061,5$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione:	Lato valle (punto M) $G_6 = 529$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 385$ kN	

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

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0,244$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	216,0	235,3	53,2	55,5	72,3	65,3	121,4	21,0	73°, 1,0	6,55	18,85	5,53	5,03	475,1	127,9
2	150,1	164,1	349,9	-86,3	65,7	60,7	112,0	22,5	90°, 1,0	6,21	9,42	9,74	10,50	285,2	-211,3
3	-8,6	-8,6	409,0	0,0	49,6	44,4	22,5	22,5	-	14,12	6,28	9,74	4,61	-264,8	95,3
5	-29,8	-29,8	-354,7	43,4	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	6,17	11,37	14,51	6,31	-91,3	61,8
7	13,2	19,6	228,0	-51,8	45,0	39,0	125,0	125,0	-	6,43	13,67	7,60	10,37	241,1	-221,4
8	74,1	74,1	228,0	86,3	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,67	9,11	7,60	3,39	179,2	221,1
9	64,1	64,1	0,0	72,6	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,35	13,67	3,08	8,73	198,8	191,7
10	22,4	23,9	3,3	8,8	32,1	26,6	114,1	13,0	73°, 1,0	3,05	6,94	5,53	4,02	73,5	45,1
11	32,7	35,0	7,3	11,7	37,2	31,7	116,1	14,0	73°, 1,0	3,18	6,94	5,53	4,02	86,8	53,0
12	64,5	69,5	18,0	20,5	48,0	41,2	120,5	16,2	73°, 1,0	3,98	10,08	5,53	4,02	160,4	66,7
13	94,5	102,2	26,4	28,6	54,9	48,4	123,3	17,5	73°, 1,0	4,55	11,97	5,53	4,02	223,6	76,7
14	127,6	138,3	34,6	36,5	60,8	53,7	124,0	18,7	73°, 1,0	4,90	12,72	5,53	4,02	264,6	83,7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

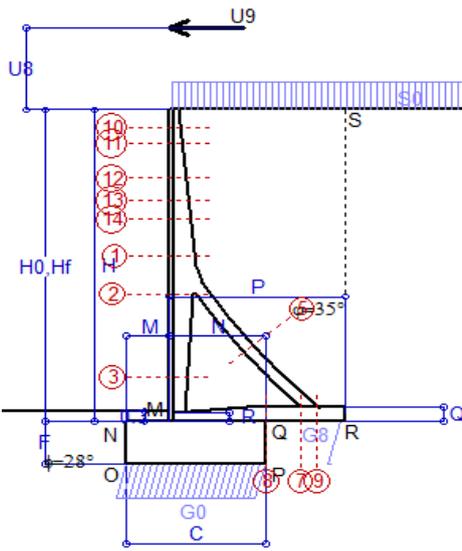
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 9,50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9,50$ m
$C = 3,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,50$ m
$F = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,20$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 2,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ kN/cad
$V_g = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_g = 0,00$ kN/cad
$R = 0,25$ 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	$H = 9,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	286,1	1.278,1	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	77,2	467,3	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	120,6	320,3
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.149,4	4.281,8
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	149,6	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4,8	2,1	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	164,8	321,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 379,5	M₉ = 1.897,1	P₉ = 1.434,8	M₉ = 4.923,4

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:	$G_8 = 61,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,14$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1373,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 3,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,352$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,8^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	$Rd = (1434,8 * 0,532) / 1,1 = 693,5 > Ed = 379,5$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo	$Rd = (4923,4) / 1,15 = 4281,2 > Ed = 1897,1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo	$Rd = (3078) / 1,15 = 2676,5 > Ed = 1408$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 700$ kN	Lato monte (punto Q) $G_7 = 509$ 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) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm $12,71$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp- 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	289,0	314,2	71,3	71,4	72,3	65,3	121,4	21,0	73°, 1,0	6,62	18,85	5,53	5,03	478,7	122,2
2	200,1	218,7	454,3	-114,1	65,7	60,7	112,0	22,5	90°, 1,0	6,64	9,42	9,74	10,50	304,5	-206,9
3	-10,5	-10,5	528,2	0,0	49,6	44,4	22,5	22,5	-	17,21	6,28	9,74	4,61	-290,0	103,8
5	-39,5	-39,5	-468,9	57,7	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	5,39	11,37	14,51	6,31	-78,1	61,8
7	19,4	27,6	301,4	-67,1	45,0	39,0	125,0	125,0	-	6,74	13,67	7,60	10,37	254,1	-230,9
8	100,9	100,9	301,4	115,0	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,99	9,11	7,60	3,39	192,7	230,6
9	85,5	85,5	0,0	96,8	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,35	13,67	3,08	8,73	198,8	191,7
10	43,6	45,2	4,6	1,7	32,1	26,6	114,1	13,0	73°, 1,0	3,06	6,94	5,53	4,02	73,6	44,2
11	55,1	57,8	10,0	7,6	37,2	31,7	116,1	14,0	73°, 1,0	3,20	6,94	5,53	4,02	87,0	51,7
12	93,7	99,9	24,4	21,9	48,0	41,2	120,5	16,2	73°, 1,0	4,01	10,08	5,53	4,02	161,1	64,4
13	131,5	141,4	35,6	33,9	54,9	48,4	123,3	17,5	73°, 1,0	4,59	11,97	5,53	4,02	224,8	73,5
14	173,9	187,9	46,5	45,1	60,8	53,7	124,0	18,7	73°, 1,0	4,95	12,72	5,53	4,02	266,4	79,7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

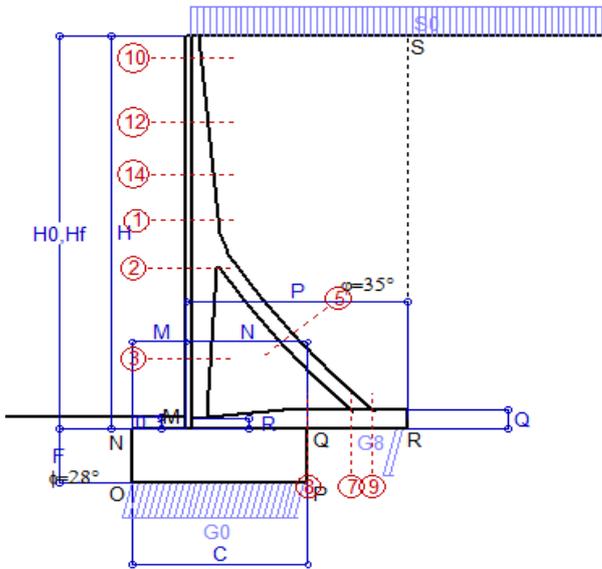
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 9,50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9,50$ m
$C = 3,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,50$ m
$F = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 2,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
220,11	983,17	0,00	0,00
51,49	311,50	0,00	0,00
0,00	0,00	92,77	246,40
0,00	0,00	869,11	3.238,62
3,72	1,61	0,00	0,00
0,00	0,00	126,75	247,16
$S_9 = 275,32$	$M_9 = 1.296,28$	$P_9 = 1.088,62$	$M_8 = 3.732,19$

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' = 2,475
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,102
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 84,68$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0,25$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1003,95$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 3,90$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,257$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14,2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2,08

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile	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	139,1	53,2	74,6	121,4	72,3	65,3	18,85	5,53	110	3,77	38	0,066
2	82,7	313,9	-87,9	112,0	65,7	60,7	9,42	9,74	51	3,92	38	0,000
3	-36,8	364,1	0,0	22,5	49,6	44,4	6,28	9,74	-5	4,23	38	0,000
5	-24,1	-307,7	41,5	0,0	34,0	21,9	11,37	14,51	185	0,00	38	0,115
7	-21,6	197,8	-62,0	125,0	45,0	38,8	13,67	7,60	1	0,88	50	0,000
8	29,1	197,8	76,1	125,0	45,0	39,0	9,11	7,60	4	1,24	50	0,000
9	45,3	0,0	51,3	125,0	45,0	39,0	13,67	3,08	90	3,01	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	114,1	32,1	26,6	6,94	5,53	4	0,19	38	0,000
12	20,9	18,0	22,3	120,5	48,0	41,2	10,08	5,53	48	1,59	38	0,000
14	66,3	34,6	46,3	124,0	60,8	53,7	13,22	5,53	90	2,84	38	0,000

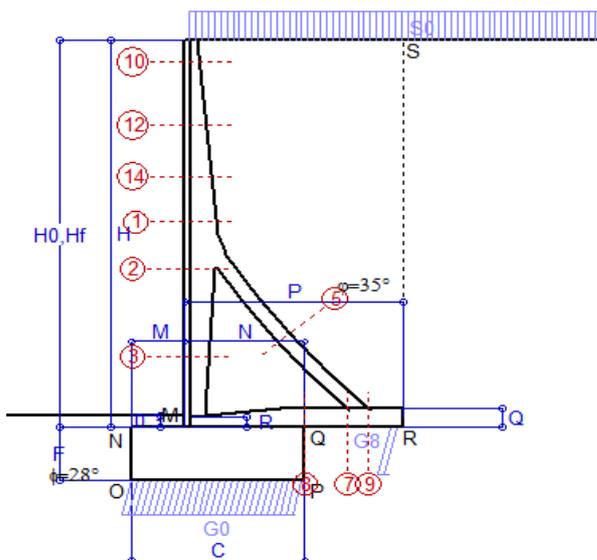
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 9,50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9,50$ m
$C = 3,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,50$ m
$F = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²
$N = 2,70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 4,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
220,11	983,17	0,00	0,00
38,62	233,63	0,00	0,00
0,00	0,00	92,77	246,40
0,00	0,00	844,61	3.149,20
3,72	1,61	0,00	0,00
0,00	0,00	126,75	247,16
S_g = 262,45	M_g = 1.218,40	P_g = 1.064,12	M_g = 3.642,77

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' = 2,579
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,156
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 94,64$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,28$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 969,48$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,249$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,51

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	124,7	50,5	68,4	121,4	72,3	65,3	18,85	5,53	98	3,38	38	0,052
2	70,7	295,2	-82,9	112,0	65,7	60,7	9,42	9,74	36	3,36	38	0,000
3	-40,2	343,1	0,0	22,5	49,6	44,4	6,28	9,74	-4	4,38	38	0,000
5	-23,3	-287,7	40,1	0,0	34,0	21,9	11,37	14,51	176	0,00	38	0,113
7	-32,1	185,0	-65,5	125,0	45,0	38,8	13,67	7,60	10	1,55	50	0,000
8	12,4	185,0	69,5	125,0	45,0	39,0	9,11	7,60	-1	0,61	50	0,000
9	44,3	0,0	50,2	125,0	45,0	39,0	13,67	3,08	88	2,94	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	114,1	32,1	26,6	6,94	5,53	3	0,15	38	0,000
12	17,8	16,7	19,4	120,5	48,0	41,2	10,08	5,53	41	1,36	38	0,000
14	58,2	32,6	41,7	124,0	60,8	53,7	13,23	5,53	79	2,50	38	0,000

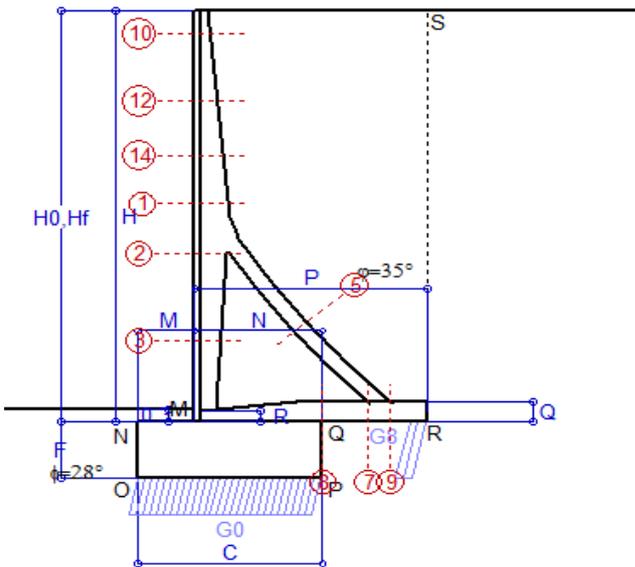
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 9,50$ m	Prefabbricato tipo u95TM	$H_0 = 9,50$ m
$C = 3,90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 9,50$ m
$F = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra $\phi = 35^\circ$	
$M = 1,20$ m	Sovraccarico sul rilevato $S_0 = 0,0$ kN/m ²	
$N = 2,70$ m	Peso specifico della terra $P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 4,90$ m	Peso specifico del calcestruzzo $Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 9,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
220,11	983,17	0,00	0,00
0,00	0,00	92,77	246,40
0,00	0,00	771,11	2.880,92
3,72	1,61	0,00	0,00
0,00	0,00	126,75	247,16
$S_9 = 223,83$	$M_9 = 984,78$	$P_9 = 990,62$	$M_8 = 3.374,49$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,999
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,353
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 123,20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $.Q_8 = 0,36$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 867,42$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $.C_8 = 3,89$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,223$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

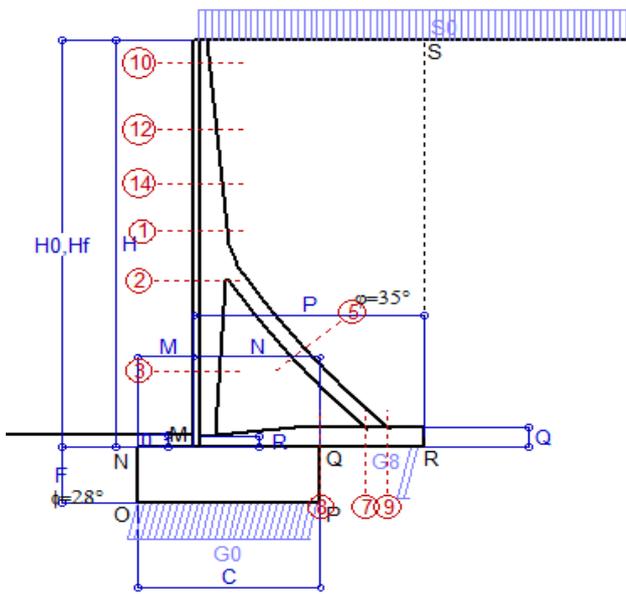
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- teecipazione	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	ricoprим. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	81,2	42,5	49,7	121,4	72,3	65,3	18,85	5,53	62	2,23	38	0,000
2	34,6	239,3	-67,9	112,0	65,7	60,7	9,42	9,74	3	1,76	38	0,000
3	-50,9	279,8	0,0	22,5	49,6	44,4	6,28	9,74	0	4,93	38	0,000
5	-20,8	-227,9	35,8	0,0	34,0	21,9	11,37	14,51	147	0,00	38	0,103
7	-60,3	146,5	-74,3	125,0	45,0	38,8	13,67	7,60	114	4,70	50	0,000
8	-32,2	146,5	51,2	125,0	45,0	38,8	9,11	7,60	22	1,91	50	0,000
9	41,2	0,0	46,7	125,0	45,0	39,0	13,67	3,08	82	2,74	50	0,000
10	0,2	2,1	0,6	114,1	32,1	26,6	6,94	5,53	0	0,04	38	0,000
12	8,4	13,0	10,7	120,5	48,0	41,2	10,08	5,53	18	0,66	38	0,000
14	34,0	26,5	27,7	124,0	60,8	53,7	13,28	5,53	44	1,49	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 9,50$ m
 $C = 3,90$ m
 $F = 1,30$ m
 $M = 1,20$ m
 $N = 2,70$ m
 $P = 4,90$ m
 $Q = 0,45$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,25$ m

Acceleraz orizz. al suolo
Prefabbricato tipo u95TM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 9,50$ m
 $H = 9,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 9,50 m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 8,68^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,269$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,70$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	222,5	993,7	34,0	207,1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10,4	63,0	1,6	9,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	3,9	13,3	90,8	241,3
Peso terra e sovraccarico x 1	32,2	202,3	774,2	2.890,8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,1	1,8	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	5,3	3,4	124,1	242,0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-32,8*	-17,5*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	278,4	1.277,5	1.024,7	3.590,8

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: $G_8 = 89,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $G_8 = 0,26$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 934,9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,240$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13,5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (1024,7 * 0,532 + 32,8) / 1,0 = 577,6 > E_d = 278,4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 471$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 340$ 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 $1,08$
 $K_0 = 0,269$

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	103,8	117,4	47,0	46,0	72,3	65,3	121,4	21,0	73°, 1,0	6,52	18,85	5,53	5,03	473,9	129,1	
2	49,3	60,1	279,5	-81,5	65,7	60,7	112,0	22,5	90°, 1,0	5,92	9,42	9,74	10,50	272,0	-211,9	
3	-52,7	-52,7	326,4	2,0	49,6	44,4	22,5	22,5	-	11,98	6,28	9,74	4,61	-245,5	89,5	
5	-26,5	-26,5	-272,1	38,6	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	6,70	11,37	14,51	6,31	-100,7	61,8	
7	-29,0	-21,4	174,9	-57,8	45,0	38,8	125,0	125,0	-	5,25	13,67	7,60	10,37	-148,4	-213,4	
8	19,0	19,0	174,9	71,8	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,44	9,11	7,60	3,39	169,4	214,1	
9	42,5	42,5	0,0	48,2	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,35	13,67	3,08	8,73	198,8	191,7	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	32,1	26,6	114,1	13,0	73°, 1,0	3,05	6,94	5,53	4,02	73,5	46,1	
12	12,4	14,5	14,6	12,1	48,0	41,2	120,5	16,2	73°, 1,0	3,97	10,08	5,53	4,02	160,1	68,0	
14	45,5	52,0	29,5	27,4	60,8	53,7	124,0	18,7	73°, 1,0	4,88	12,72	5,53	4,02	263,9	85,0	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

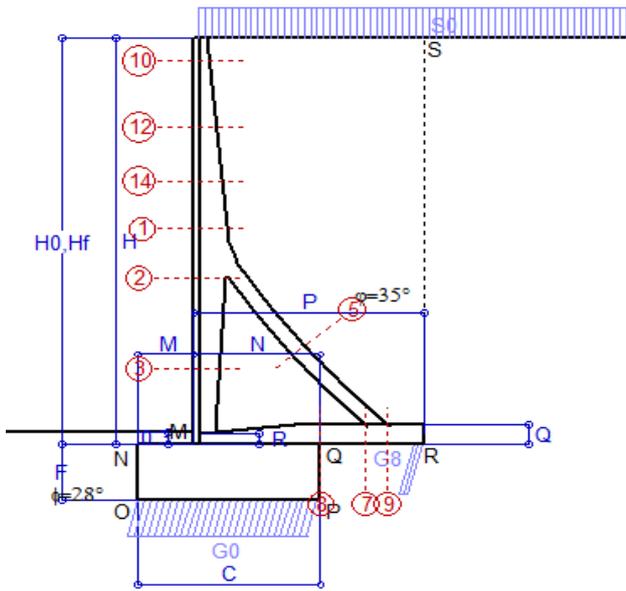
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m = 9,50$ m
 $C = 3,90$ m
 $F = 1,30$ m
 $M = 1,20$ m
 $N = 2,70$ m
 $P = 4,90$ m
 $Q = 0,45$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,25$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u95TM

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

$a_g/g = 0,073$
 $H_0 = 9,50$ m
 $H = 9,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,57$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_g = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 9,50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 12,73^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0,283$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2,66$
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	225,5	1.007,2	50,9	310,7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	10,5	63,8	2,4	14,5
Peso struttura (parete+platea) x 1	5,8	19,9	89,9	238,7
Peso terra e sovraccarico x 1	48,3	303,5	765,9	2.859,9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,3	1,9	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	7,9	5,2	122,8	239,4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-32,3*	-17,2*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	302,4	1.401,4	1.031,9	3.663,2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 72,0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,21$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 959,8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 3,90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,246$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14,7^\circ$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (3663.2 + 17.2) / 1.0 = 3680,4 > E_d = 1401.4$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (2332.9) / 1.0 = 2332,9 > E_d = 1017.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 478$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 359$ 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) $K_0 = 0,283$

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	110,1	124,5	48,3	48,7	72,3	65,3	121,4	21,0	73°, 1,0	6,53	18,85	5,53	5,03	474,2	128,3
2	52,7	64,1	293,4	-85,9	65,7	60,7	112,0	22,5	90°, 1,0	5,98	9,42	9,74	10,50	274,6	-211,2
3	-55,0	-55,0	342,7	3,0	49,6	44,4	22,5	22,5	-	12,40	6,28	9,74	4,61	-249,4	90,6
5	-26,5	-26,5	-287,5	38,6	34,0	27,8	18,5	18,5	90°, 1,0	6,60	11,37	14,51	6,31	-99,0	61,8
7	-10,8	-5,5	184,8	-46,4	45,0	38,8	125,0	125,0	-	5,29	13,67	7,60	10,37	-150,2	-214,6
8	49,2	49,2	184,8	83,9	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,48	9,11	7,60	3,39	171,2	215,4
9	45,8	45,8	0,0	51,7	45,0	39,0	125,0	125,0	-	5,35	13,67	3,08	8,73	198,8	191,7
10	0,4	0,6	2,5	1,5	32,1	26,6	114,1	13,0	73°, 1,0	3,05	6,94	5,53	4,02	73,5	46,0
12	13,2	15,5	14,9	12,9	48,0	41,2	120,5	16,2	73°, 1,0	3,97	10,08	5,53	4,02	160,1	67,7
14	48,4	55,3	30,3	29,1	60,8	53,7	124,0	18,7	73°, 1,0	4,88	12,72	5,53	4,02	264,0	84,5

(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

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u95TM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,30	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1332,7	1373,7	934,9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14,39°	14,81°	13,48°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	342,0	363,3	224,1
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	3,90	3,90	3,90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	1,95	1,95	1,95
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,60	1,60	1,60
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	433,46	424,37	442,62
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,11	1,11	1,11
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,55	0,54	0,58
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,12	1,12	1,12
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,53	0,52	0,56
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	459,86	445,46	480,30
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,41	0,40	0,44
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,893	0,870	0,923
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2488,6	2423,1	2999,5
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1332,7	1373,7	934,9
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

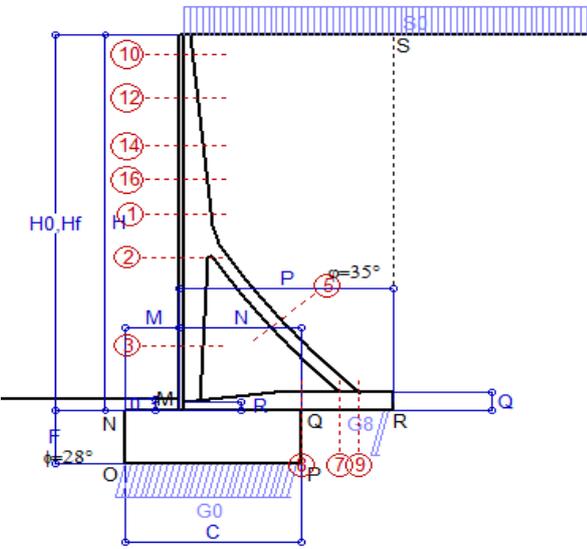
$H_m = 10,00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10,00$ m
$C = 4,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,00$ m
$F = 1,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 2,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,25$ 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	$H = 10,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	317,1	1.500,7	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	81,3	520,3	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	138,3	389,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.246,9	4.903,1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5,6	2,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	191,1	401,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 404,0	M₉ = 2.023,7	P₉ = 1.576,2	M₈ = 5.694,1



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:	$G_8 = 93,8$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$G_8 = 0,20$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1482,4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$G_8 = 4,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0,353$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1576,2 * 0,532) / 1,1 = 761,9$	$> Ed = 404$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (5694,1) / 1,15 = 4951,4$	$> Ed = 2023,7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (3492,1) / 1,15 = 3036,6$	$> Ed = 1463,3$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 753$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 538$ 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 $4,04$
 $K_0 = 0,244$

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 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	227,1	253,2	79,8	81,1	75,3	68,3	121,5	24,9	73°, 1,0	7,04	20,36	5,53	5,03	542,4	127,6	
2	143,4	161,8	455,8	-121,5	68,7	63,8	112,0	27,0	90°, 1,0	6,89	10,18	10,05	10,26	346,1	-212,1	
3	-46,3	-46,3	526,6	0,0	51,3	46,2	27,0	27,0	-	15,58	5,09	10,05	4,63	-305,4	118,8	
5	-44,9	-44,9	-456,3	63,3	34,0	28,0	23,0	23,0	90°, 1,1	5,61	15,27	15,27	6,67	-88,7	72,2	
7	-5,4	4,1	293,3	-66,9	50,0	43,8	125,0	125,0	-	6,02	14,20	8,42	11,17	-203,9	-246,0	
8	72,2	72,2	293,3	93,8	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,19	9,11	8,42	3,56	215,5	246,8	
9	78,1	78,1	0,0	86,2	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,71	14,20	3,08	7,85	233,4	208,1	
10	1,4	1,9	4,6	4,6	32,1	26,6	114,4	13,4	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,9	44,2	
12	17,8	20,6	18,4	18,2	43,8	37,0	119,8	16,5	73°, 1,0	3,66	8,89	5,53	4,02	128,0	58,8	
14	68,6	77,5	39,5	39,6	56,9	49,8	124,0	20,0	73°, 1,0	4,64	11,91	5,53	4,02	231,1	75,2	
16	132,0	147,8	57,8	58,3	66,0	58,8	124,0	22,4	-	5,63	15,27	5,53	4,02	350,2	92,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"

Dati

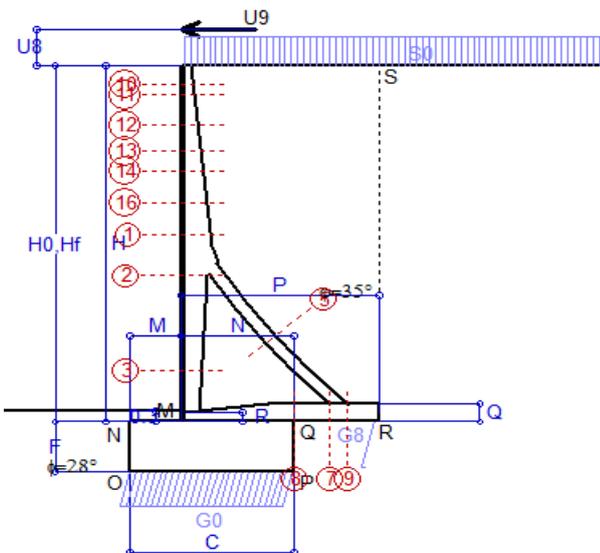
$H_m = 10,00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10,00$ m
$C = 4,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,00$ m
$F = 1,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 2,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ 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)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	243,9	1.154,4	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	54,2	346,9	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	106,3	299,8
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	943,4	3.711,2
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	141,7	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,3	2,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	147,0	308,7
TOTALI (GEO e STR)	313,8	1.645,0	1.196,8	4.319,6



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:	$G_8 = 41,7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,12$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1155,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 4,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,275$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1196,8 * 0,532) / 1,1 = 578,5 > E_d = 313,8$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (4319,6) / 1,15 = 3756,2 > E_d = 1645$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (2646,2) / 1,15 = 2301,1 > E_d = 1209,6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 585$ kN

Lato monte (punto Q) $G_7 = 423$ kN

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

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

Freccia in cima al pannello mm	8,44
$K_0 =$	0,244

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	KN.m	KN	
1	246,5	268,7	59,6	61,3	75,3	68,3	121,5	24,9	73°, 1,0	6,95	20,36	5,53	5,03	538,0	133,5
2	175,4	191,4	382,8	-93,8	68,7	63,8	112,0	27,0	90°, 1,0	6,59	10,18	10,05	10,26	330,6	-216,7
3	-7,1	-7,1	448,0	0,0	51,3	46,2	27,0	27,0	-	13,88	5,09	10,05	4,63	-288,1	112,6
5	-33,9	-33,9	-385,1	47,8	34,0	28,0	23,0	23,0	90°, 1,0	5,98	15,27	15,27	6,67	-96,8	65,7
7	25,8	31,7	247,5	-43,4	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,86	14,20	8,42	11,17	284,9	-240,8
8	91,8	91,8	247,5	78,6	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,99	9,11	8,42	3,56	206,0	240,8
9	75,9	75,9	0,0	83,9	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,71	14,20	3,08	7,85	233,4	208,1
10	22,4	23,9	3,3	8,8	32,1	26,6	114,4	13,4	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,9	45,1
11	28,1	30,1	5,6	10,4	35,1	29,6	115,8	14,2	73°, 1,0	3,03	6,35	5,53	4,02	74,9	49,8
12	50,2	53,9	13,6	16,4	43,8	37,0	119,8	16,5	73°, 1,0	3,64	8,89	5,53	4,02	127,6	60,6
13	77,4	83,6	21,9	24,1	51,2	44,7	123,2	18,5	73°, 1,0	4,30	11,44	5,53	4,02	197,0	71,7
14	105,0	113,7	29,3	31,0	56,9	49,8	124,0	20,0	73°, 1,0	4,59	11,91	5,53	4,02	229,7	78,6
16	163,8	178,0	43,0	44,6	66,0	58,8	124,0	22,4	-	5,57	15,27	5,53	4,02	347,5	91,1

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

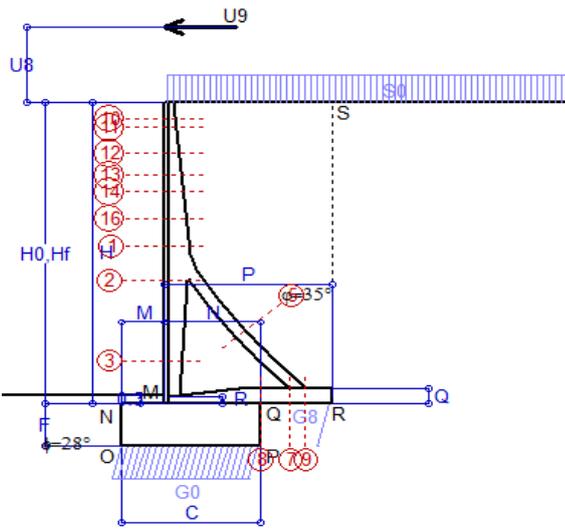
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 10,00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10,00$ m
$C = 4,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,00$ m
$F = 1,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 2,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ m	Forza verticale concentrata in cima	$V_9 = 0,00$ kN/cad
$R = 0,25$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 10,00$ 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	317,1	1.500,7	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	81,3	520,3	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	138,3	389,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.246,9	4.903,1
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	156,4	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5,6	2,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	191,1	401,3
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 415,2	M₉ = 2.180,0	P₉ = 1.576,2	M₈ = 5.694,1

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:	$G_8 = 52,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,11$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1523,6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 4,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,363$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,8^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1576,2 * 0,532) / 1,1 = 761,9$	$> Ed = 415,2$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (5694,1) / 1,15 = 4951,4$	$> Ed = 2180$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (3492,1) / 1,15 = 3036,6$	$> Ed = 1604$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 773$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 560$ 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. trasata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp-presso	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	328,9	358,0	79,8	79,3	75,3	68,3	121,5	24,9	73°, 1,0	7,04	20,36	5,53	5,03	542,4	127,6	
2	233,1	254,3	496,1	-123,7	68,7	63,8	112,0	27,0	90°, 1,0	7,05	10,18	10,05	10,26	354,5	-212,1	
3	-8,6	-8,6	577,3	0,0	51,3	46,2	27,0	27,0	-	16,68	5,09	10,05	4,63	-315,9	122,8	
5	-44,9	-44,9	-508,9	63,3	34,0	28,0	23,0	23,0	90°, 1,0	5,33	15,27	15,27	6,67	-82,6	65,7	
7	36,7	44,1	327,1	-55,7	50,0	44,0	125,0	125,0	-	7,19	14,20	8,42	11,17	300,9	-251,3	
8	125,0	125,0	327,1	105,0	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,34	9,11	8,42	3,56	222,5	251,3	
9	101,3	101,3	0,0	111,9	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,71	14,20	3,08	7,85	233,4	208,1	
10	43,6	45,2	4,6	1,7	32,1	26,6	114,4	13,4	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,9	44,2	
11	50,0	52,2	7,7	5,1	35,1	29,6	115,8	14,2	73°, 1,0	3,04	6,35	5,53	4,02	75,1	48,7	
12	76,1	80,6	18,4	15,6	43,8	37,0	119,8	16,5	73°, 1,0	3,66	8,89	5,53	4,02	128,0	58,8	
13	109,9	117,7	29,6	27,4	51,2	44,7	123,2	18,5	73°, 1,0	4,34	11,44	5,53	4,02	197,9	69,0	
14	145,0	156,1	39,5	37,4	56,9	49,8	124,0	20,0	73°, 1,0	4,64	11,91	5,53	4,02	231,1	75,2	
16	220,9	239,3	57,8	56,3	66,0	58,8	124,0	22,4	-	5,63	15,27	5,53	4,02	350,2	92,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

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 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470

Dati

$H_m = 10,00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10,00$ m
$C = 4,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,00$ m
$F = 1,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 2,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 10,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243,89	1.154,42	0,00	0,00
54,20	346,87	0,00	0,00
0,00	0,00	106,35	299,77
0,00	0,00	943,43	3.711,16
4,31	2,01	0,00	0,00
0,00	0,00	147,00	308,70
$S_9 = 302,40$	$M_9 = 1.503,30$	$P_9 = 1.196,78$	$M_8 = 4.319,64$

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' = 2,441
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,104
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 79,01$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . $Q_8 = 0,22$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1117,77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 4,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,266$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14,2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,94

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	165,4	59,6	83,3	121,5	75,3	68,3	20,36	5,53	115	4,02	38	0,065
2	103,8	346,8	-97,1	112,0	68,7	63,8	10,18	10,05	55	4,22	38	0,000
3	-37,9	403,0	0,0	27,0	51,3	46,2	5,09	10,05	-5	3,83	38	0,000
5	-28,2	-338,0	45,4	0,0	34,0	21,9	15,27	15,27	195	0,00	38	0,129
7	-11,9	217,3	-54,1	125,0	50,0	43,8	14,20	8,42	-1	0,56	50	0,000
8	43,8	217,3	67,9	125,0	50,0	44,0	9,11	8,42	12	1,75	50	0,000
9	55,2	0,0	60,8	125,0	50,0	44,0	14,20	3,08	93	2,98	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	114,4	32,1	26,6	6,35	5,53	5	0,20	38	0,000
12	12,5	13,6	16,1	119,8	43,8	37,0	8,89	5,53	36	1,20	38	0,000
14	49,2	29,3	38,2	124,0	56,9	49,8	13,98	5,53	68	2,32	38	0,000
16	95,4	43,0	58,4	124,0	66,0	58,8	15,27	5,53	103	3,30	38	0,046

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Dati

$H_m = 10,00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10,00$ m
$C = 4,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,00$ m
$F = 1,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m2
$N = 2,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m3
$P = 5,10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m3
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 10,00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
243,89	1.154,42	0,00	0,00
40,65	260,15	0,00	0,00
0,00	0,00	106,35	299,77
0,00	0,00	917,93	3.612,99
4,31	2,01	0,00	0,00
0,00	0,00	147,00	308,70
$S_9 = 288,85$	$M_9 = 1.416,58$	$P_9 = 1.171,28$	$M_8 = 4.221,46$

- 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' = 2,540
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,156
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 90,14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0,25$ m
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1081,14$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 4,20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,257$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,38

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

$K_0 = 0,244$

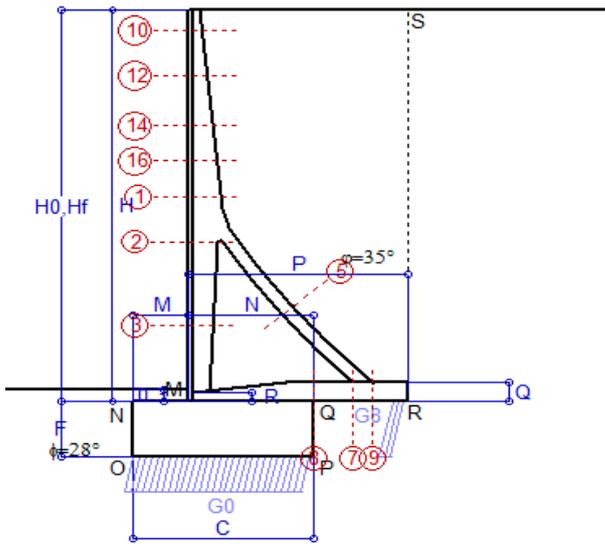
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE			AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile	Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm	
1	148,9	56,7	76,6	121,5	75,3	68,3	20,36	5,53	103	3,63	38	0,052	
2	89,9	327,0	-91,8	112,0	68,7	63,8	10,18	10,05	41	3,65	38	0,000	
3	-42,0	380,8	0,0	27,0	51,3	46,2	5,09	10,05	-4	3,97	38	0,000	
5	-27,3	-316,9	43,9	0,0	34,0	21,9	15,27	15,27	185	0,00	38	0,123	
7	-24,5	203,7	-58,3	125,0	50,0	43,8	14,20	8,42	1	0,80	50	0,000	
8	24,8	203,7	61,0	125,0	50,0	44,0	9,11	8,42	1	0,82	50	0,000	
9	48,8	0,0	53,9	125,0	50,0	44,0	14,20	3,08	83	2,64	50	0,000	
10	0,8	3,0	2,7	114,4	32,1	26,6	6,35	5,53	4	0,16	38	0,000	
12	10,5	12,6	13,8	119,8	43,8	37,0	8,89	5,53	30	1,01	38	0,000	
14	42,8	27,5	34,0	124,0	56,9	49,8	13,98	5,53	59	2,03	38	0,000	
16	84,6	40,7	53,0	124,0	66,0	58,8	15,27	5,53	91	2,94	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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



Dati

$H_m = 10,00$ m	Prefabbricato tipo u100TM	$H_0 = 10,00$ m
$C = 4,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,00$ m
$F = 1,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 2,90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,10$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

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
243,89	1.154,42	0,00	0,00
0,00	0,00	106,35	299,77
0,00	0,00	841,43	3.318,46
4,31	2,01	0,00	0,00
0,00	0,00	147,00	308,70
$S_9 = 248,20$	$M_9 = 1.156,43$	$P_9 = 1.094,78$	$M_8 = 3.926,94$

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 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2,935
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,345
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$ 123,72 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,34$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$ 971,06 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 4,20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0,231 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12,8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

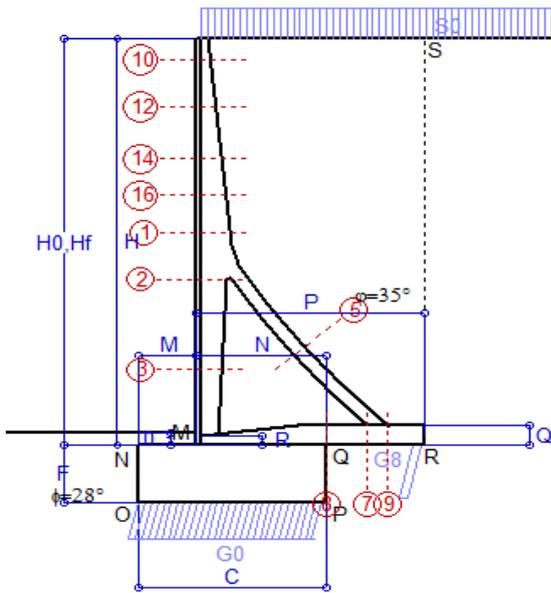
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom. flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	99,3	48,1	56,7	121,5	75,3	68,3	20,36	5,53	67	2,45	38	0,000
2	48,2	267,9	-75,8	112,0	68,7	63,8	10,18	10,05	6	1,98	38	0,000
3	-54,8	313,8	0,0	27,0	51,3	46,2	5,09	10,05	0	4,49	38	0,000
5	-24,5	-253,7	39,4	0,0	34,0	21,9	15,27	15,27	156	0,00	38	0,099
7	-59,8	163,0	-71,4	125,0	50,0	43,8	14,20	8,42	73	3,49	50	0,000
8	-29,9	163,0	40,1	125,0	50,0	43,8	9,11	8,42	6	1,12	50	0,000
9	45,6	0,0	50,4	125,0	50,0	44,0	14,20	3,08	77	2,47	50	0,000
10	0,2	2,1	0,6	114,4	32,1	26,6	6,35	5,53	0	0,04	38	0,000
12	4,4	9,6	6,9	119,8	43,8	37,0	8,89	5,53	11	0,44	38	0,000
14	23,8	22,2	21,7	124,0	56,9	49,8	13,98	5,53	31	1,15	38	0,000
16	52,3	33,8	36,9	124,0	66,0	58,8	15,27	5,53	54	1,84	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 10,00$ m
 $C = 4,20$ m
 $F = 1,40$ m
 $M = 1,30$ m
 $N = 2,90$ m
 $P = 5,10$ m
 $Q = 0,50$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u100TM

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

$a_g/g = 0,073$

$H_0 = 10,00$ m
 $H = 10,00$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\phi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_9 = 0,0\%$
 $l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0,277$
 $H = 10,00$ m
 $O_3 = 8,68^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)
 (Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$)

$K_3 = 0,269$
 $K_p = 2,70$
 $\delta = 0^\circ$

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	246,5	1.166,7	37,6	240,8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11,0	70,1	1,7	10,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	4,4	16,1	104,1	293,5
Peso terra e sovraccarico x 1	35,2	234,0	843,8	3.326,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,7	2,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	6,1	4,3	143,9	302,2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-37,0*	-21,0*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 308,0	M₉ = 1.493,5	P₉ = 1.131,2	M₈ = 4.173,2

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: $G_8 = 84,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0,23$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1046,6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 4,20$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_f = 0,249$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13,5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (1131,2 * 0,532 + 37) / 1,0 = 638,5 > E_d = 308$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 525$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 378$ 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 0,97
 $K_0 = 0,269$

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	126,0	142,1	53,1	51,9	75,3	68,3	121,5	24,9	73°, 1,0	6,93	20,36	5,53	5,03	536,5	134,7	
2	66,4	79,0	311,9	-90,1	68,7	63,8	112,0	27,0	90°, 1,0	6,29	10,18	10,05	10,26	315,5	-217,2	
3	-55,7	-55,7	364,9	2,3	51,3	46,2	27,0	27,0	-	12,09	5,09	10,05	4,63	-268,7	106,0	
5	-30,3	-30,3	-302,1	42,7	34,0	28,0	23,0	23,0	90°, 1,0	6,40	15,27	15,27	6,67	-106,2	65,7	
7	-20,0	-12,7	194,2	-50,2	50,0	43,8	125,0	125,0	-	5,63	14,20	8,42	11,17	-183,3	-232,9	
8	33,4	33,4	194,2	64,9	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,75	9,11	8,42	3,56	194,8	233,7	
9	47,0	47,0	0,0	52,0	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,71	14,20	3,08	7,85	233,4	208,1	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	32,1	26,6	114,4	13,4	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,8	46,1	
12	6,9	8,2	10,7	8,4	43,8	37,0	119,8	16,5	73°, 1,0	3,63	8,89	5,53	4,02	127,3	61,8	
14	32,7	37,5	24,7	22,2	56,9	49,8	124,0	20,0	73°, 1,0	4,57	11,91	5,53	4,02	229,0	79,9	
16	68,5	77,9	37,4	35,4	66,0	58,8	124,0	22,4	73°, 1,0	5,54	15,27	5,53	4,02	346,5	91,9	

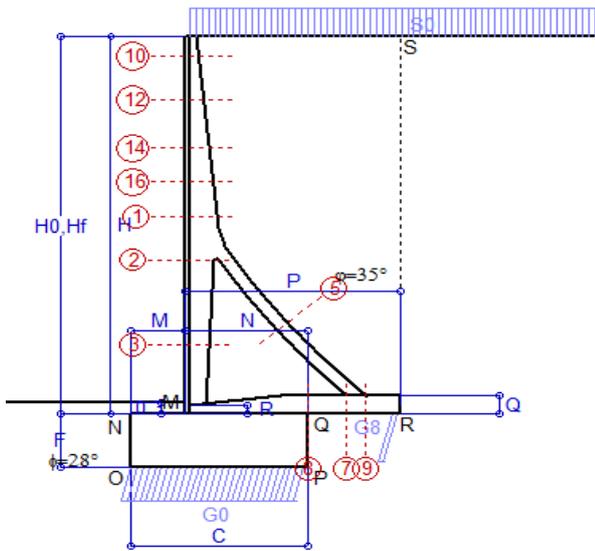
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m =$ #####	Prefabbricato tipo u100TM	$a_g/g =$ 0.073
$C =$ 4,20 m	Altezza della terra contro il pannello	$H_0 =$ 10,00 m
$F =$ 1,40 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$H =$ 10,00 m
$M =$ 1,30 m	Angolo d'attrito della terra	$S_0 =$ 4,0 kN/m ²
$N =$ 2,90 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$\varphi =$ 35°
$P =$ 5,10 m	Accelerazione massima locale	$R_0 =$ 0,532
$Q =$ 0,50 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$a_{max}/g =$ 0,110
$U_1 =$ 0,0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$\beta_m =$ 0,57
$R =$ 0,25 m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$I_9 =$ 0,0%
		$I_8 =$ 0,0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 =$ 0,285
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$ 10,00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$ 12,73°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$ 0,283
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p =$ 2,66
(Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\varepsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)	

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	249,8	1.182,6	56,4	361,2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11,1	71,1	2,5	16,1
Peso struttura (parete+platea) x 1	6,7	24,2	103,0	290,4
Peso terra e sovraccarico x 1	52,8	351,0	834,8	3.290,5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5,0	2,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	9,2	6,5	142,4	299,0
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-36,5*	-20,7*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	334,6	1.637,6	1.139,2	4.257,1

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:	$G_8 =$ 64,5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$ 0,18 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$ 1074,6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	$C_8 =$ 4,20 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t =$ **0,256 MPa**
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta =$ **14,7°**

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (4257.1 + 20.7) / 1.0 = 4277,8 > E_d = 1637.6$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (2662.3) / 1.0 = 2662,3 > E_d = 1180.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 =$ 533 kN Lato monte (punto Q) $G_7 =$ 400 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) $K_0 =$ 0,283

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	133,7	150,8	54,6	54,9	75,3	68,3	121,5	24,9	73°, 1,0	6,93	20,36	5,53	5,03	536,9	133,8	
2	70,8	84,1	327,4	-94,9	68,7	63,8	112,0	27,0	90°, 1,0	6,36	10,18	10,05	10,26	318,8	-216,6	
3	-58,0	-58,0	383,1	3,5	51,3	46,2	27,0	27,0	-	12,48	5,09	10,05	4,63	-273,1	107,4	
5	-30,3	-30,3	-319,3	42,7	34,0	28,0	23,0	23,0	90°, 1,0	6,32	15,27	15,27	6,67	-104,3	65,7	
7	2,4	6,7	205,3	-37,0	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,67	14,20	8,42	11,17	276,3	-235,2	
8	68,8	68,8	205,3	78,7	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,80	9,11	8,42	3,56	197,1	235,2	
9	58,1	58,1	0,0	64,1	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,71	14,20	3,08	7,85	233,4	208,1	
10	0,4	0,6	2,5	1,5	32,1	26,6	114,4	13,4	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	67,8	46,0	
12	7,4	8,8	10,9	9,0	43,8	37,0	119,8	16,5	73°, 1,0	3,63	8,89	5,53	4,02	127,3	61,6	
14	34,8	40,0	25,3	23,6	56,9	49,8	124,0	20,0	73°, 1,0	4,57	11,91	5,53	4,02	229,1	79,5	
16	72,9	82,8	38,4	37,5	66,0	58,8	124,0	22,4	73°, 1,0	5,55	15,27	5,53	4,02	346,7	91,3	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u100TM

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					
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$	0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$	0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,40		
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$	0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)			Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1482,4	1523,6	1046,6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14,37°	14,76°	13,47°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	379,9	401,3	250,7
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4,20	4,20	4,20
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2,10	2,10	2,10
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,70	1,70	1,70
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	460,35	451,55	469,82
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,11	1,11	1,11
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,55	0,54	0,58
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,12	1,12	1,12
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,53	0,52	0,56
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	495,92	481,78	517,54
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,41	0,40	0,44
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,956	0,933	0,987
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	2868,8	2800,0	3455,8
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1482,4	1523,6	1046,6
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Esercizio"

Dati

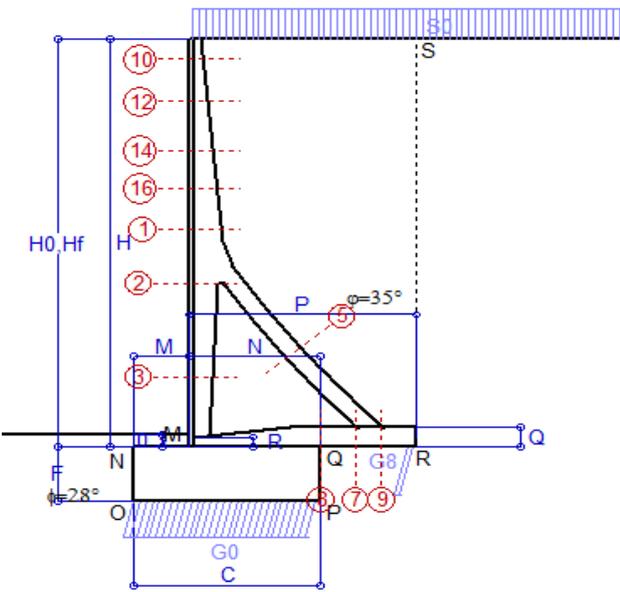
$H_m = 10,50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10,50$ m
$C = 4,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,50$ m
$F = 1,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35,00^\circ$
$N = 3,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$R = 0,25$ 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	$H = 10,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	349,6	1.712,8	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	85,4	567,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	149,9	433,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.367,1	5.550,8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5,6	2,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	200,2	440,4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 440,5	M₉ = 2.283,1	P₉ = 1.717,2	M₈ = 6.425,0



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:	$G_8 = 91,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,19$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1626,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0,370$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$Rd = (1717,2 * 0,532) / 1,1 = 830,0 > Ed = 440,5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$Rd = (6425) / 1,15 = 5586,9 > Ed = 2283,1$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$Rd = (4012,5) / 1,15 = 3489,1 > Ed = 1671,6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 825$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 601$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 4,10

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 $\alpha^\circ, ctg\theta$	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	245,5	273,7	83,5	85,0	77,3	70,1	124,0	24,7	73°, 1,0	7,35	22,15	5,53	5,03	604,0	129,6
2	160,0	180,1	501,6	-133,0	69,2	64,2	112,0	27,0	90°, 1,0	7,35	11,97	10,87	10,53	400,5	-218,8
3	-47,8	-47,8	578,7	0,0	53,7	48,5	27,0	27,0	-	16,89	5,69	10,87	4,59	-346,9	127,8
5	-51,1	-51,1	-500,2	66,2	44,0	37,8	23,0	23,0	90°, 1,0	5,54	15,27	15,27	6,59	-116,5	87,7
7	15,8	17,0	321,5	-35,6	50,0	44,0	125,0	125,0	-	7,37	15,39	8,42	14,11	318,0	-253,4
8	108,2	108,2	321,5	105,6	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,52	10,30	8,42	3,93	239,9	250,5
9	103,1	103,1	0,0	105,8	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,95	15,39	3,08	7,85	252,2	210,9
10	1,4	1,9	4,6	4,6	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	68,0	44,3
12	16,3	19,0	17,6	17,4	43,4	36,5	120,7	16,1	73°, 1,0	3,63	8,89	5,53	4,02	126,4	58,1
14	64,2	72,6	38,0	38,0	56,3	49,2	124,0	19,4	73°, 1,0	4,66	12,24	5,53	4,02	234,1	74,5
16	132,6	148,7	57,9	58,5	66,4	59,2	124,0	21,9	-	5,74	15,87	5,53	4,02	365,7	92,3

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

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

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

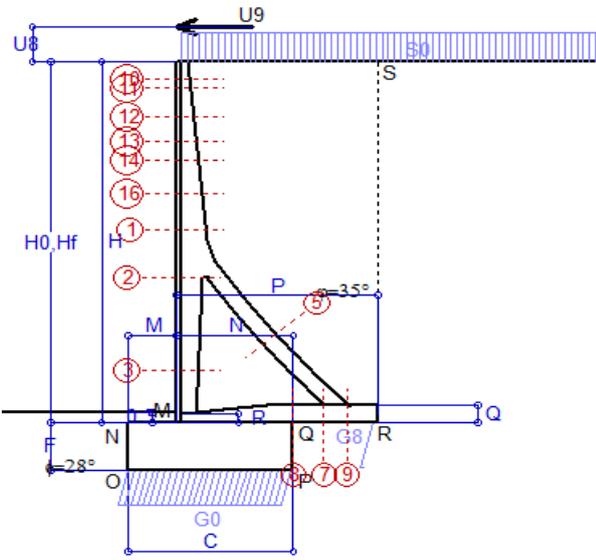
Scheda 1: Urto sul sicurvia da 14.28 kN/cad a 1.00 m da terra

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Urto"

Dati

$H_m = 10,50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10,50$ m
$C = 4,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,50$ m
$F = 1,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 3,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$
$U_v = 1,00$ m	Urto: Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 14,28$ kN/cad
$V_8 = 0,00$ 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)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 10,50$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	268,9	1.317,6	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	56,9	378,4	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0,0	0,0	115,3	333,6
Peso terra su platea x 1	0,0	0,0	1.035,1	4.204,4
Forze concentrate (U9+V9) x 1	11,4	147,4	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,3	2,0	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	154,0	338,8
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 341,5	M₉ = 1.845,4	P₉ = 1.304,4	M₉ = 4.876,9

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:	$G_8 = 40,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0,11$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1264,3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 4,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0,287$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (1304,4 * 0,532) / 1,1 = 630,5 > E_d = 341,5$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = (4876,9) / 1,15 = 4240,7 > E_d = 1845,4$$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = (3042,5) / 1,15 = 2645,6 > E_d = 1371,3$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 640$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 471$ kN

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

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0,244$

Freccia in cima al pannello mm $8,84$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	KN.m	KN.m	KN	KN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	KN.m	KN	
1	262,2	286,0	62,4	64,1	77,3	70,1	124,0	24,7	73°, 1,0	7,27	22,15	5,53	5,03	599,3	136,0
2	190,1	207,4	418,6	-104,6	69,2	64,2	112,0	27,0	90°, 1,0	7,03	11,97	10,87	10,53	382,9	-223,7
3	-6,9	-6,9	488,9	0,0	53,7	48,5	27,0	27,0	-	14,95	5,69	10,87	4,59	-326,8	120,6
5	-38,6	-38,6	-418,3	50,0	44,0	37,8	23,0	23,0	90°, 1,0	6,09	15,27	15,27	6,59	-130,1	87,7
7	44,7	44,4	268,8	-20,0	50,0	44,0	125,0	125,0	-	7,14	15,39	8,42	14,11	307,5	-246,4
8	121,0	121,0	268,8	87,2	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,29	10,30	8,42	3,93	229,0	243,6
9	95,9	95,9	0,0	98,5	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,95	15,39	3,08	7,85	252,2	210,9
10	22,4	23,9	3,3	8,8	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	68,0	45,1
11	27,5	29,4	5,4	10,2	34,9	29,4	116,2	14,0	73°, 1,0	3,02	6,35	5,53	4,02	74,4	49,4
12	48,4	51,9	12,9	15,8	43,4	36,5	120,7	16,1	73°, 1,0	3,61	8,89	5,53	4,02	126,0	59,9
13	74,8	80,8	21,1	23,4	50,8	44,3	124,0	18,0	73°, 1,0	4,27	11,44	5,53	4,02	195,1	71,0
14	100,7	109,0	28,2	29,9	56,3	49,2	124,0	19,4	73°, 1,0	4,62	12,24	5,53	4,02	232,8	77,8
16	164,4	178,7	43,1	44,6	66,4	59,2	124,0	21,9	-	5,68	15,87	5,53	4,02	363,0	91,2

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

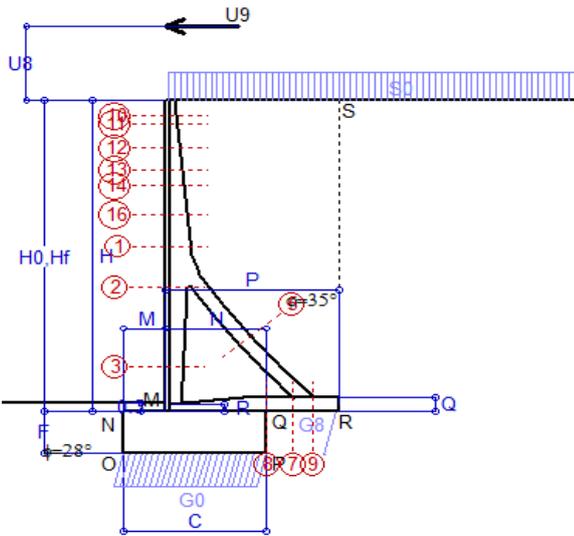
Le sezioni sulla parete prefabbricata (come la 12) sono collocate poco sopra il piego di ogni ferro, senza più considerarne il contributo.

Norma: Italia D.M 17/1/2018

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

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470

Condizione di carico "Vento"



Dati

$H_m = 10,50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10,50$ m
$C = 4,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,50$ m
$F = 1,40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$M = 1,30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35,00^\circ$
$N = 3,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,532$
$U_v = 2,50$ m	Forza orizzontale concentrata	$U_9 = 9,375$ 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	$l_8 = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$H = 10,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$O_3 = 0,00^\circ$
	$K_3 = 0,244$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	349,6	1.712,8	0,0	0,0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	85,4	567,7	0,0	0,0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0,0	0,0	149,9	433,7
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0,0	0,0	1.367,1	5.550,8
Forze concentrate (U9+V9) x 1.5	11,3	162,0	0,0	0,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5,6	2,6	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1.3	0,0	0,0	200,2	440,4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 451,8	M₉ = 2.445,1	P₉ = 1.717,2	M₈ = 6.425,0

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:	$G_8 = 50,1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,10$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 1667,0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 4,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_1 = 0,379$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 14,7^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$Rd = (1717,2 * 0,532) / 1,1 = 830,0$	$> Ed = 451,8$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo		$Rd = (6425) / 1,15 = 5586,9$	$> Ed = 2445,1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo		$Rd = (4012,5) / 1,15 = 3489,1$	$> Ed = 1817,8$
Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 845$ kN		Lato monte (punto Q) $G_7 = 622$ 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. trasata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp-presso	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	349,4	380,7	83,5	83,1	77,3	70,1	124,0	24,7	73°, 1,0	7,35	22,15	5,53	5,03	604,0	129,6
2	252,2	275,1	541,9	-138,1	69,2	64,2	112,0	27,0	90°, 1,0	7,51	11,97	10,87	10,53	408,9	-218,8
3	-8,4	-8,4	629,4	0,0	53,7	48,5	27,0	27,0	-	17,99	5,69	10,87	4,59	-357,7	131,9
5	-51,1	-51,1	-552,8	66,2	44,0	37,8	23,0	23,0	90°, 1,0	5,17	15,27	15,27	6,59	-107,6	87,7
7	62,5	61,6	355,3	-24,7	50,0	44,0	125,0	125,0	-	7,51	15,39	8,42	14,11	324,7	-257,8
8	164,4	164,4	355,3	116,5	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,66	10,30	8,42	3,93	246,8	255,0
9	127,8	127,8	0,0	131,3	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,95	15,39	3,08	7,85	252,2	210,9
10	43,6	45,2	4,6	1,6	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,96	6,35	5,53	4,02	68,0	44,3
11	49,3	51,4	7,4	4,7	34,9	29,4	116,2	14,0	73°, 1,0	3,03	6,35	5,53	4,02	74,5	48,3
12	73,8	78,2	17,6	14,6	43,4	36,5	120,7	16,1	73°, 1,0	3,63	8,89	5,53	4,02	126,4	58,1
13	106,6	114,1	28,6	26,2	50,8	44,3	124,0	18,0	73°, 1,0	4,30	11,44	5,53	4,02	196,0	68,4
14	139,5	150,1	38,0	35,7	56,3	49,2	124,0	19,4	73°, 1,0	4,66	12,24	5,53	4,02	234,1	74,5
16	221,7	240,3	57,9	56,4	66,4	59,2	124,0	21,9	-	5,74	15,87	5,53	4,02	365,7	92,3

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

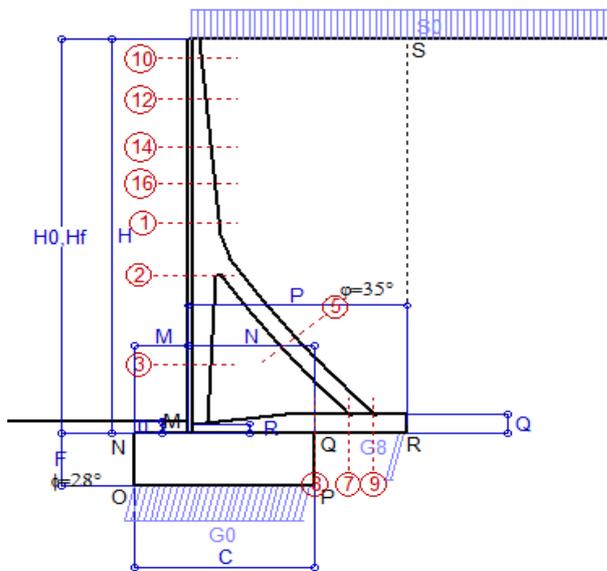
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 2: Verifica SLE combinaz. RARA

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

Dati

$H_m = 10,50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10,50$ m
$C = 4,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,50$ m
$F = 1,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 20,0$ kN/m ²
$N = 3,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
268,89	1.317,56	0,00	0,00
56,91	378,44	0,00	0,00
0,00	0,00	115,31	333,62
0,00	0,00	1.035,13	4.204,44
4,31	2,01	0,00	0,00
0,00	0,00	154,00	338,80
$S_9 = 330,11$	$M_9 = 1.698,01$	$P_9 = 1.304,44$	$M_8 = 4.876,86$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2,454
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,101
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 77,40$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0,20$ m
Carico sul terreno della fondazione:	$G_0 = 1227,03$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio.	$C_8 = 4,40$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0,279 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	14,2°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,85

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	179,1	62,4	87,7	124,0	77,3	70,1	22,15	5,53	112	3,99	38	0,064
2	116,3	382,4	-105,3	112,0	69,2	64,2	11,97	10,87	53	4,49	38	0,000
3	-39,3	443,7	0,0	27,0	53,7	48,5	5,69	10,87	-6	3,82	38	0,000
5	-32,1	-371,0	49,1	0,0	44,0	31,5	15,27	15,27	188	0,00	40	0,133
7	2,9	238,5	-30,4	125,0	50,0	44,0	15,39	8,42	-2	0,43	50	0,000
8	69,8	238,5	76,8	125,0	50,0	44,0	10,30	8,42	50	3,48	50	0,000
9	73,7	0,0	75,4	125,0	50,0	44,0	15,39	3,08	115	3,84	50	0,000
10	1,0	3,3	3,4	114,7	32,1	26,6	6,35	5,53	5	0,20	38	0,000
12	11,5	12,9	15,3	120,7	43,4	36,5	8,89	5,53	33	1,13	38	0,000
14	46,0	28,2	36,6	124,0	56,3	49,2	13,98	5,53	64	2,21	38	0,000
16	95,9	43,1	58,6	124,0	66,4	59,2	15,87	5,53	99	3,23	38	0,044

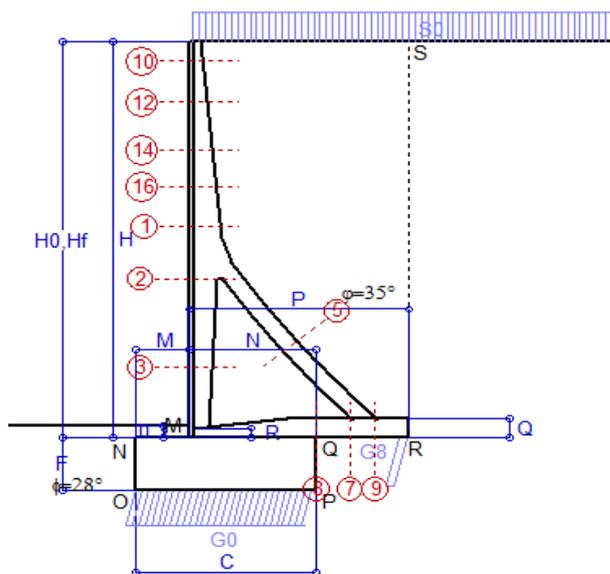
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



- 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

$H_m = 10,50$ m	Prefabbricato tipo	u105TM	$H_0 = 10,50$ m
$C = 4,40$ m	Altezza della terra contro il pannello		$H = 10,50$ m
$F = 1,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$	
$M = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 15,0$ kN/m ²	
$N = 3,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³	
$P = 5,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³	
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0,271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 10,50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
268,89	1.317,56	0,00	0,00
42,68	283,83	0,00	0,00
0,00	0,00	115,31	333,62
0,00	0,00	1.008,38	4.098,11
4,31	2,01	0,00	0,00
0,00	0,00	154,00	338,80
$S_9 = 315,88$	$M_9 = 1.603,40$	$P_9 = 1.277,69$	$M_8 = 4.770,53$

- GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O' = 2,550
- GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,151
- Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 89,38$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0,24$ m
- Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 1188,31$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 4,40$ m
- TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,270$ MPa
- OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13,9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1,23

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

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	161,5	59,5	80,9	124,0	77,3	70,1	22,15	5,53	101	3,61	38	0,051
2	100,9	361,6	-99,7	112,0	69,2	64,2	11,97	10,87	40	3,91	38	0,000
3	-44,1	420,1	0,0	27,0	53,7	48,5	5,69	10,87	-5	3,97	38	0,000
5	-31,1	-348,7	47,5	0,0	44,0	31,5	15,27	15,27	179	0,00	40	0,124
7	-12,5	224,2	-35,5	125,0	50,0	43,8	15,39	8,42	-1	0,58	50	0,000
8	48,2	224,2	69,5	125,0	50,0	44,0	10,30	8,42	16	1,98	50	0,000
9	64,0	0,0	65,4	125,0	50,0	44,0	15,39	3,08	100	3,34	50	0,000
10	0,8	3,0	2,7	114,7	32,1	26,6	6,35	5,53	4	0,16	38	0,000
12	9,6	12,0	13,1	120,7	43,4	36,5	8,89	5,53	27	0,95	38	0,000
14	40,0	26,4	32,6	124,0	56,3	49,2	13,98	5,53	56	1,93	38	0,000
16	85,1	40,8	53,2	124,0	66,4	59,2	15,87	5,53	87	2,88	38	0,000

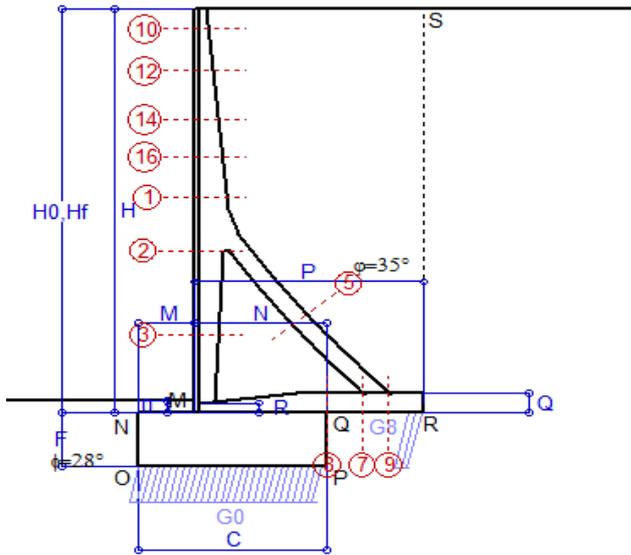
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+800 a 15+470



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

$H_m = 10,50$ m	Prefabbricato tipo u105TM	$H_0 = 10,50$ m
$C = 4,40$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 10,50$ m
$F = 1,40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 1,30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kN/m ²
$N = 3,10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kN/m ³
$P = 5,35$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kN/m ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,53$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0,244$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
268,89	1.317,56	0,00	0,00
0,00	0,00	115,31	333,62
0,00	0,00	928,13	3.779,11
4,31	2,01	0,00	0,00
0,00	0,00	154,00	338,80
$S_9 = 273,20$	$M_9 = 1.319,57$	$P_9 = 1.197,44$	$M_8 = 4.451,54$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$	valore rispetto a 'M' perché < del valore rispetto a 'O'	=	2,929
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$	(attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)	=	2,330
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 =$	125,51 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0,33 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 =$	1071,92 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	4,40 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$	0,244 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione		$\beta =$	12,9°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

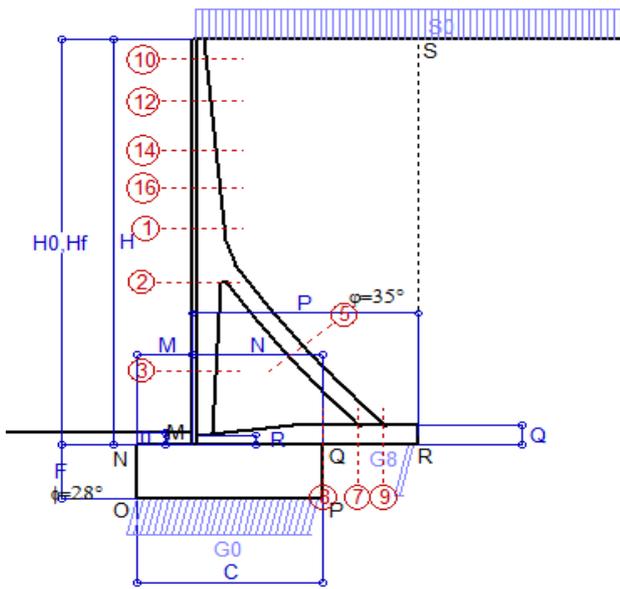
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0,244$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	108,7	50,6	60,3	124,0	77,3	70,1	22,15	5,53	66	2,46	38	0,000
2	54,9	299,0	-82,9	112,0	69,2	64,2	11,97	10,87	6	2,19	38	0,000
3	-59,0	349,3	0,0	27,0	53,7	48,5	5,69	10,87	-1	4,49	38	0,000
5	-28,1	-281,8	42,9	0,0	44,0	31,5	15,27	15,27	151	0,00	40	0,097
7	-55,8	181,1	-51,0	125,0	50,0	43,8	15,39	8,42	53	3,04	50	0,000
8	-14,4	181,1	47,4	125,0	50,0	43,8	10,30	8,42	0	0,55	50	0,000
9	55,4	0,0	56,8	125,0	50,0	44,0	15,39	3,08	87	2,89	50	0,000
10	0,2	2,1	0,6	114,7	32,1	26,6	6,35	5,53	0	0,04	38	0,000
12	3,9	9,1	6,4	120,7	43,4	36,5	8,89	5,53	10	0,41	38	0,000
14	21,9	21,3	20,5	124,0	56,3	49,2	13,98	5,53	29	1,08	38	0,000
16	52,6	33,8	37,1	124,0	66,4	59,2	15,87	5,53	52	1,81	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 2,44^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,042$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,021$

Dati

$H_m = 10,50$ m
 $C = 4,40$ m
 $F = 1,40$ m
 $M = 1,30$ m
 $N = 3,10$ m
 $P = 5,35$ m
 $Q = 0,50$ m
 $U_1 = 0,0$ m
 $R = 0,25$ m

Acceleraz orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u105TM

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

$a_g/g = 0,073$

$H_0 = 10,50$ m
 $H = 10,50$ m
 $S_0 = 4,0$ kN/m²
 $\varphi = 35^\circ$
 $R_0 = 0,532$
 $a_{max}/g = 0,110$
 $\beta_m = 0,38$
 $l_g = 0,0\%$
 $l_b = 0,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale

$K_1 = 0,277$

$H = 10,50$ m

$O_3 = 8,68^\circ$

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)

$K_3 = 0,269$

Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)

$K_p = 2,70$

(Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\epsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	271,8	1.331,6	41,5	275,8
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11,5	76,5	1,8	11,7
Peso struttura (parete+platea) x 1	4,8	18,0	112,9	326,7
Peso terra e sovraccarico x 1	38,8	268,1	929,7	3.783,4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	4,7	2,2	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	6,4	4,5	150,8	331,7
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-37,0*	-21,0*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	338,1	1.701,0	1.236,6	4.729,3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 82,2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_g = 0,22$ m

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 1154,4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_g = 4,40$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,262$ MPa

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13,7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (1236,6 * 0,532 + 37) / 1,0 = 694,5 > E_d = 338,1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 578$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 425$ 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 $0,76$

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	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	137,6	155,2	55,8	54,9	77,3	70,1	124,0	24,7	73°, 1,0	7,24	22,15	5,53	5,03	597,9	137,2	
2	75,0	88,8	347,1	-98,0	69,2	64,2	112,0	27,0	90°, 1,0	6,74	11,97	10,87	10,53	367,7	-224,1	
3	-59,5	-59,5	405,1	2,6	53,7	48,5	27,0	27,0	-	13,14	5,69	10,87	4,59	-306,7	113,8	
5	-34,7	-34,7	-334,6	44,9	44,0	37,8	23,0	23,0	90°, 1,0	6,64	15,27	15,27	6,59	-143,9	87,7	
7	-5,5	-4,4	215,1	-26,8	50,0	43,8	125,0	125,0	-	5,72	15,39	8,42	14,11	-187,7	-235,7	
8	59,8	59,8	215,1	74,7	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,05	10,30	8,42	3,93	217,9	236,5	
9	64,2	64,2	0,0	65,8	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,95	15,39	3,08	7,85	252,2	210,9	
10	0,4	0,5	2,4	1,4	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,95	6,35	5,53	4,02	67,9	46,1	
12	6,3	7,5	10,2	7,9	43,4	36,5	120,7	16,1	73°, 1,0	3,60	8,89	5,53	4,02	125,7	61,1	
14	30,3	34,9	23,7	21,2	56,3	49,2	124,0	19,4	73°, 1,0	4,60	12,24	5,53	4,02	232,2	79,2	
16	69,1	78,5	37,5	35,5	66,4	59,2	124,0	21,9	73°, 1,0	5,66	15,87	5,53	4,02	362,0	92,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

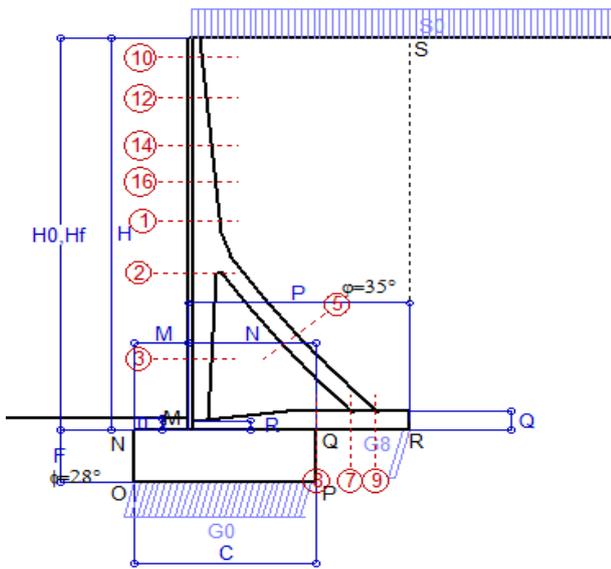
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 Med=Medu perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Scheda 6: Verifica sismica al ribaltamento

ANAS S.p.A. - S.S. 130 "Iglesiente" - Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+800 a 15+470



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 3,70^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,063$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,031$

Dati

$H_m =$ #####	Prefabbricato tipo u105TM	$a_g/g =$ 0.073
$C =$ 4,40 m	Altezza della terra contro il pannello	$H_0 =$ 10,50 m
$F =$ 1,40 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$H =$ 10,50 m
$M =$ 1,30 m	Angolo d'attrito della terra	$S_0 =$ 4,0 kN/m ²
$N =$ 3,10 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$\phi =$ 35°
$P =$ 5,35 m	Accelerazione massima locale	$R_0 =$ 0,532
$Q =$ 0,50 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$a_{max}/g =$ 0,110
$U_1 =$ 0,0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$\beta_m =$ 0,57
$R =$ 0,25 m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$l_0 =$ 0,0%
		$l_8 =$ 0,0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 =$ 0,285
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$ 10,50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$ 12,73°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$ 0,283
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe)	$K_p =$ 2,66
(Dati: $\phi = 28,00^\circ$ $\varepsilon = 0,0^\circ$ $\psi = 90^\circ$)	$\delta = 0^\circ$

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	275,5	1.349,7	62,2	413,7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	11,7	77,5	2,6	17,5
Peso struttura (parete+platea) x 1	7,2	27,1	111,7	323,2
Peso terra e sovraccarico x 1	58,2	402,1	919,8	3.743,0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5,0	2,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	9,7	6,8	149,2	328,2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 <i>*non sommati</i>	-36,5*	-20,7*	0,0*	0,0*
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 367,2	M₉ = 1.865,5	P₉ = 1.245,5	M₈ = 4.825,6

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:	$G_8 =$ 60,2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$ 0,16 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$ 1185,3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	$C_8 =$ 4,40 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$ 0,269 MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$ 14,9°

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = (4825.6 + 20.7) / 1.0 = 4846,3 > E_d = 1865.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = (3072.2) / 1.0 = 3072,2 > E_d = 1362.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 587$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 449$ 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) $K_0 =$ 0,283

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	146,1	164,7	57,4	58,1	77,3	70,1	124,0	24,7	73°, 1,0	7,25	22,15	5,53	5,03	598,2	136,3	
2	80,1	94,7	364,3	-103,3	69,2	64,2	112,0	27,0	90°, 1,0	6,81	11,97	10,87	10,53	371,4	-223,4	
3	-62,0	-62,0	425,3	3,9	53,7	48,5	27,0	27,0	-	13,58	5,69	10,87	4,59	-311,7	115,4	
5	-34,7	-34,7	-353,8	44,9	44,0	37,8	23,0	23,0	90°, 1,0	6,51	15,27	15,27	6,59	-140,7	87,7	
7	22,3	20,1	227,4	-12,5	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,97	15,39	8,42	14,11	299,1	-240,9	
8	100,5	100,5	227,4	89,5	50,0	44,0	125,0	125,0	-	6,11	10,30	8,42	3,93	220,4	238,1	
9	78,1	78,1	0,0	80,1	50,0	44,0	125,0	125,0	-	5,95	15,39	3,08	7,85	252,2	210,9	
10	0,4	0,6	2,5	1,5	32,1	26,6	114,7	13,3	73°, 1,0	2,95	6,35	5,53	4,02	67,9	46,1	
12	6,8	8,1	10,4	8,5	43,4	36,5	120,7	16,1	73°, 1,0	3,60	8,89	5,53	4,02	125,7	60,9	
14	32,4	37,3	24,2	22,5	56,3	49,2	124,0	19,4	73°, 1,0	4,60	12,24	5,53	4,02	232,2	78,8	
16	73,5	83,5	38,5	37,6	66,4	59,2	124,0	21,9	73°, 1,0	5,66	15,87	5,53	4,02	362,2	91,8	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 $M_{ed} = M_{edu}$ perché il momento flettente è già massimo

con il programma Tensiter 'Muri 2018' vers.1.1.4

Norma: Italia D.M 17/1/2018

Prefabbricato tipo u105TM

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			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	32,0°	$\phi = \text{rad}$ 0,5585
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	19,00	
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0,0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1,40	
I7	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$ 0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo (A1+M1+R3)		Scheda 1 (Esercizio)	Scheda 1 (Vento)	Sisma	
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	1626,1	1667,0	1154,4
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14,39°	14,74°	13,68°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	417,2	438,6	281,0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	4,40	4,40	4,40
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5585	0,5585	0,5585
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	2,20	2,20	2,20
D	Affondamento = E + F + E5 * Iv	m	1,70	1,70	1,70
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	457,93	449,90	462,86
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		23,18	23,18	23,18
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,11	1,11	1,11
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,55	0,54	0,57
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		35,49	35,49	35,49
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,11	1,11	1,11
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0,53	0,52	0,55
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,986
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	519,00	505,40	533,84
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		30,21	30,21	30,21
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_\gamma = 1,00$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0,41	0,40	0,43
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0,35}$		-	-	0,976
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,977	0,955	0,997
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,4	1,2
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	3070,3	3002,3	3654,6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	1626,1	1667,0	1154,4
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					