

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI PROGETTI PALERMO

SOGGETTO TECNICO:



DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI PALERMO
S. O. INGEGNERIA DI PALERMO

PROGETTAZIONE:

SINTAGMA S.r.l. - ITALIANA SISTEMI S.r.l.

TIMBRO E FIRMA DEL PROGETTISTA



PROGETTO DEFINITIVO

CONTRATTO APPLICATIVO n.9/2017 - A.Q. n.341/2016 del 29/11/2016

**Progettazione definitiva delle opere civili ed armamento
per il ripristino della linea Palermo - Trapani via Milo**

OPERE CIVILI

NUOVE OPERE DI SOSTEGNO LUNGO LINEA

Relazione di calcolo dei muri di sostegno

SCALA -

Foglio - di -

PROGETTO/ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	PROGR.OP.	FASE FUNZ.	NUMERAZ.
3 0 4 8 1 7	S 0 1	P D	T G - -	0 6	0 0 0	E 0 0 0 1

Rev.	Descrizione	Progettista			RFI			
		Redatto	Verificato	Approvato	Verificato Team Ver.	Verificato C.	Approvato	Autorizzato
A	Emissione	OTT. 18	OTT. 18	OTT. 18				
		F. Novelli	Ing. Sellari	Ing. Granieri	D.T.	D.T.	Ing. Martinelli	Ing. Palazzo
B	Recep. Istruttoria	Luglio '19	Luglio '19	Luglio '19				
		F. Novelli	Ing. Sellari	Ing. Granieri	D.T.	D.T.	Ing. Martinelli	Ing. Palazzo

LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZ.
Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data

Sommario

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	CALCESTRUZZO	5
3.1.1	MAGRONE DI PULIZIA E LIVELLAMENTO	5
3.1.2	MURO DI SOSTEGNO.....	5
3.2	ACCIAIO	5
3.2.1	ACCIAIO D'ARMATURA	5
4	DATI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	7
5	MURI DI SOSTEGNO: ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE	8
5.1	AZIONI STATICHE	8
5.2	AZIONI SISMICHE	8
5.3	VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU).....	9
5.3.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE	9
5.3.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE	10
5.4	VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)	15
6	MURO DI SOSTEGNO: VERIFICHE.....	17
6.1	GEOMETRIA E DATI DI INPUT	17
6.2	CALCOLO DELLE AZIONI.....	19
6.2.1	FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI	20
6.2.2	SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE	22
6.2.3	SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE	23
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	25
6.3.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE	25
6.3.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE	27
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	31
6.4.1	VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE	31
6.4.2	VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE	33
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI	35
6.5.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	35
6.5.2	VERIFICHE SLU	37
6.5.3	VERIFICHE SLE	37

1 INTRODUZIONE

La presente **Relazione di calcolo** viene redatta a supporto della Progettazione Definitiva relativa agli interventi di potenziamento della tratta ferroviaria Alcamo Diramazione – Trapani via Milo, finalizzati al ripristino della funzionalità della linea attraverso la risoluzione dei numerosi dissesti di carattere geologico – geotecnico presenti.

In particolare, la Relazione ha per oggetto il dimensionamento e la verifica dei muri di sostegno previsti in progetto. Tali opere d’arte sono state previste nelle sezioni in rilevato e, più precisamente, in corrispondenza dei ponti a fondo valle, al fine di proteggere il piede del nuovo rilevato da eventuali ondate di piena e ristagni di acqua. Si tratta di muri di sottoscarpa di altezza massima del paramento verticale pari a due metri ed idonea sviluppo longitudinale. Allo scopo di limitare l’impatto delle opere, se ne prevede il rivestimento con muratura in pietra locale.

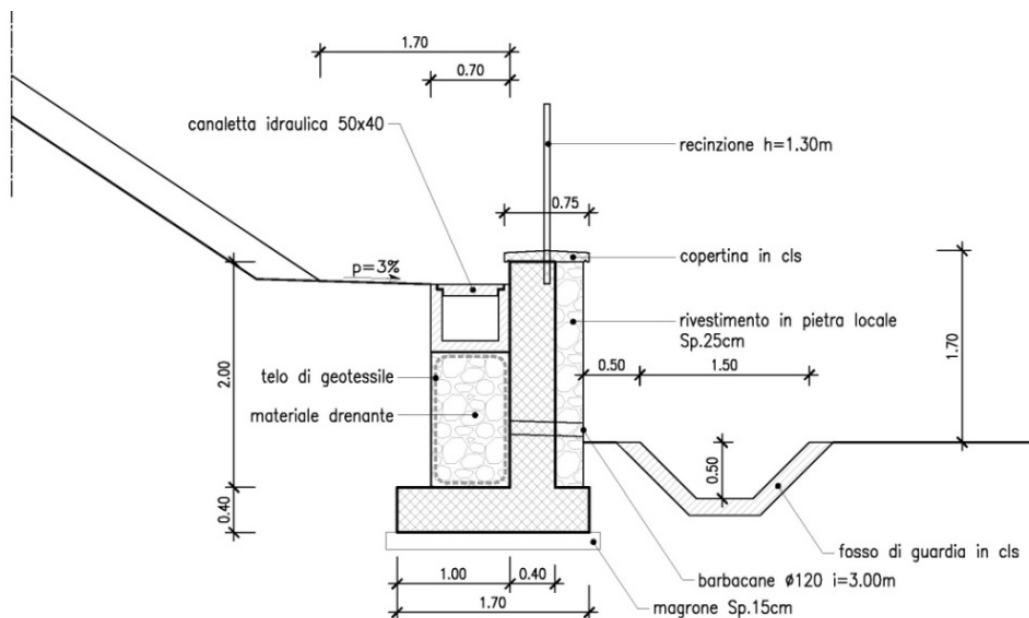


Figura 1 – Muro di sottoscarpa.

 <p>RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE Direzione Territoriale Produzione Palermo</p>	<p>CONTRATTO APPLICATIVO n.9/2017 - A.Q. n.341/2016 del 29/11/2016</p> <p>Progettazione definitiva delle opere civili ed armamento per il ripristino della linea Palermo - Trapani via Milo</p>
<p>304817_S01_PD_TG--_06_000_E0001</p>	<p>Relazione di calcolo dei muri di sostegno</p>

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

La Normativa seguita per il dimensionamento delle opere è costituita da:

- **D.M. 14 Gennaio 2008:** Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- **Circ. Min. 02 Febbraio 2009:** Circolare esplicativa delle NTC2008;
- **RFI DTC SI MA IFS 001 A:** Manuale di Progettazione delle Opere Civili del 30/12/2016;
- **D.M. 17 Gennaio 2018:** Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni.

Si è fatto inoltre riferimento ai seguenti riferimenti bibliografici:

- R. Lancellotta, *Geotecnica*, Zanichelli;
- C. Viggiani, *Fondazioni*, Hevelius, 1999;
- C.R. I. Clayton, J. Milititsky, R.I. Woods, *Earth Pressure and Earth Retaining Structures*, 1993 (traduzione italiana a cura di M. Cecconi, G.M.B. Viggiani, *La spinta delle terre e le opere di sostegno*, Hevelius, 2006)

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 MAGRONE DI PULIZIA E LIVELLAMENTO

- Classe di resistenza C12/15 $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione ambientale X0

3.1.2 MURO DI SOSTEGNO

- Classe di resistenza C32/40 $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione ambientale XC4
- Copriferro nominale minimo 40 mm

Resistenza di calcolo del calcestruzzo per la verifica agli SLU ($\gamma_c = 1.5$):

Resistenza di calcolo a rottura per compressione:

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ 33.2 N/mm^2
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$ 41.2 N/mm^2
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ 18.8 N/mm^2

Resistenza di calcolo a rottura per trazione:

- $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ 3.10 N/mm^2
- $f_{ctk,5\%} = 0.70 \cdot f_{ctm}$ 2.17 N/mm^2
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ 1.45 N/mm^2
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ 3.72 N/mm^2
- $f_{cfk,5\%} = 0.70 \cdot f_{cfm}$ 2.60 N/mm^2
- $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3}$ 33642.8 N/mm^2

Massima tensione allo SLE per combinazione caratteristica (rara):

- $\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck}$ 18.26 N/mm^2

Massima tensione allo SLE per combinazione quasi permanente:

- $\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck}$ 13.28 N/mm^2

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO D'ARMATURA

L'acciaio utilizzato è ad aderenza migliorata tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura:

- $f_{y, \text{nom}}$ 450 N/mm^2
- $f_{t, \text{nom}}$ 540 N/mm^2

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tabella 1 – Tabella 11.3.Ib delle NTC18.

:

caratteristiche	requisiti	frattile (%)
tensione caratteristica di snervamento, f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
tensione caratteristica di rottura, f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 < 1.35	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	≤ 1.25	10.0
allungamento, $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	10.0
diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche		
$\Phi < 12$ mm	4 Φ	
$12 \leq \Phi \leq 16$ mm	5 Φ	
per $16 < \Phi \leq 25$ mm	8 Φ	
per $25 < \Phi \leq 40$ mm	10 Φ	

Tabella 1 – Tabella 11.3.Ib delle NTC18.

- E_s 210000 N/mm²
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\Phi$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ($\gamma_s=1.15$):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ 391.3 N/mm²
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$ 0.186%

Massima tensione allo SLE:

- $\sigma_s = 0.75 f_{yk}$ 337.5 N/mm²

4 DATI GEOTECNICI DI CALCOLO

Il modello geotecnico del sottosuolo, impiegato nelle analisi, è stato definito a partire dai risultati delle indagini geognostiche a disposizione. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica (304817_S01_PD_TG--_02_000_E0017)

In particolare, per il terreno di fondazione, si è considerata l'Unità Geotecnica 1, caratterizzata dai seguenti parametri:

$$\gamma=18.5 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi' = 19^\circ;$$

$$c'=22 \text{ kPa.}$$

Si precisa nella verifica nei confronti dello Stato Limite Ultimo di scorrimento sul piano di posa si è adottato, a favore di sicurezza, il valore dell'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p , in luogo di quello a volume costante φ'_{cv} (o a stato critico φ'_{cs}), perché quest'ultimo, correlabile come noto all'indice di plasticità IP (si veda la Figura 2), risulta essere maggiore. Per un indice di plasticità medio $IP \approx 35\%$ per la UG1, si avrebbe $\sin\varphi'_{cv} \approx 0.46$ e, quindi, $\varphi'_{cv} = 27.4$.

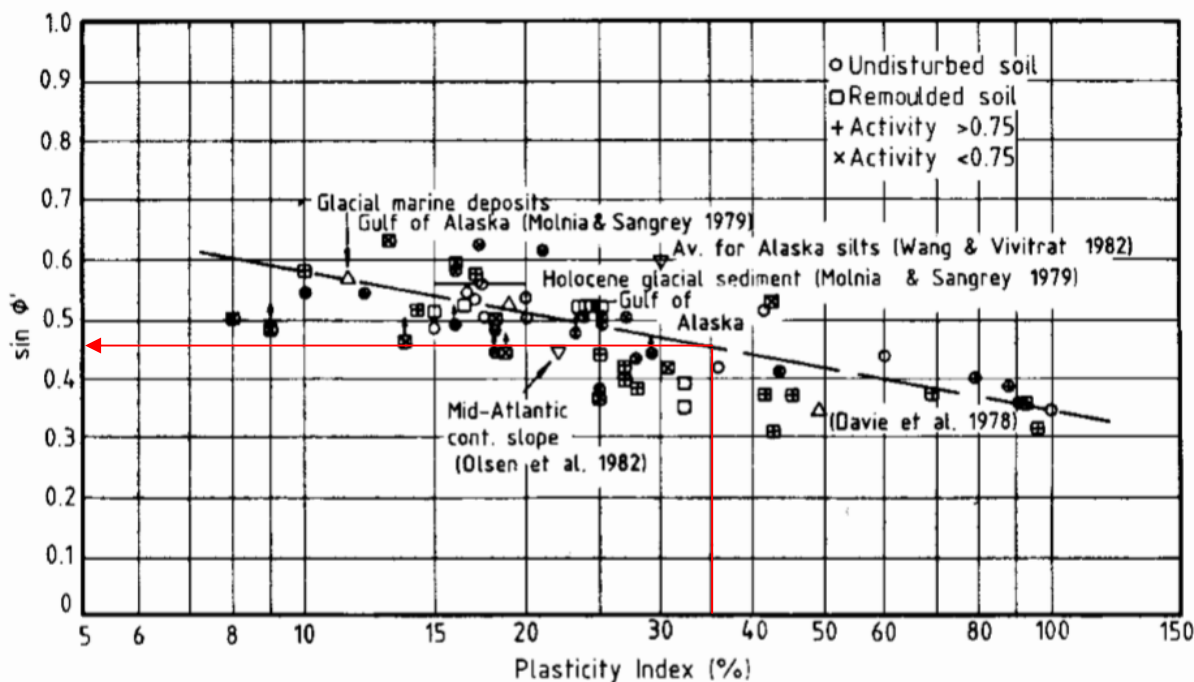


Figura 2 – Relazione tra angolo di resistenza al taglio a volume costante e indice di plasticità (Kenney, 1959).

Per il terreno a tergo dei muri di sostegno si è invece considerato il rilevato ferroviario di nuova realizzazione, i cui parametri, così come indicati nel Manuale di Progettazione RFI, sono i seguenti:

$$\gamma=20.0 \text{ kN/m}^3,$$

$$\varphi' = 38^\circ,$$

$$c'=0 \text{ kPa.}$$

5 MURI DI SOSTEGNO: ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE

5.1 AZIONI STATICHE

La spinta del terreno a tergo dei muri viene valutata considerando uno stato limite attivo e utilizzando per la determinazione del coefficiente di spinta la formulazione proposta da Muller – Breslau, secondo cui:

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

dove

ψ = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro assunto pari a β ;

β = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale;

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno.

Per la determinazione del coefficiente di spinta attiva si è considerata un'inclinazione nulla del terreno a monte ($\beta = 0$).

5.2 AZIONI SISMICHE

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{A/P} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{A/P} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente $k_{A/P}$ è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione aggiuntiva definito come segue.

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_P = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e le spinte attiva e passiva risultano univocamente determinate; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

5.3 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

5.3.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

Gli Stati Limite Ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno** si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione – terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale del muro.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC18 per le azioni e i parametri geotecnici e 6.8.I delle NTC18. per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC18. Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 2 – Tabella 6.5.I delle NTC18 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

5.3.1.1 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

Per le verifiche di stabilità, si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce. Le ipotesi alla base di questi metodi sono:

1. stato di deformazione piano;
2. arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda;
3. comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr – Coulomb;
4. coefficiente di sicurezza FS uguale per la componente di coesione e per quella di attrito e unico per tutti i conci.

I diversi metodi poi differiscono sulle ipotesi semplificative necessarie a rendere il problema determinato; i due più diffusi sono il metodo di Fellenius ed il metodo di Bishop. Si è fatto riferimento a quest'ultimo nelle analisi effettuate.

5.3.1.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Secondo il paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, ai fini della verifica a traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva antistante il muro.

Inoltre, la verifica allo scorrimento, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, viene effettuata trascurando ogni contributo della coesione (paragrafo C6.2.2 della Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.)

5.3.1.3 VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL COMPLESSO FONDAZIONE – TERRENO

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

γ = peso di volume del terreno di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

c' = coesione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

i_γ, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna.

5.3.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

In conformità con il paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC18, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è stata eseguita mediante i metodi pseudo – statici.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo – statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo – statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

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

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione 6.2.1 delle NTC18, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella Tabella 7.11.III delle NTC18.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1.2$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.2$

Tabella 3 – Tabella 7.11.III delle NTC18 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

Per l'analisi sismica, si considera che l'opera abbia una Vita Nominale V_N di 75 anni, ricada in classe d'uso III (coefficiente d'uso $C_U=1.50$) e, quindi una Vita di Riferimento $V_R=V_N \cdot C_U$ di 112.5 anni.

Con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), i parametri sismici sono di seguito riportati. Si precisa che, nel dimensionamento e nella verifica dei muri di sostegno, si è considerato che l'opera ricada nel Comune più gravoso, in termini di accelerazione massima attesa, lungo il tracciato (Comune di Calatafimi – Segesta, si veda la Relazione Sismica).

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12.8634

LATITUDINE
37.9159

Ricerca per comune

REGIONE
Sicilia

PROVINCIA
Trapani

COMUNE
Calatafimi

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta |>

Variabilità dei parametri |>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



Interpolazione

superficie rigata v

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

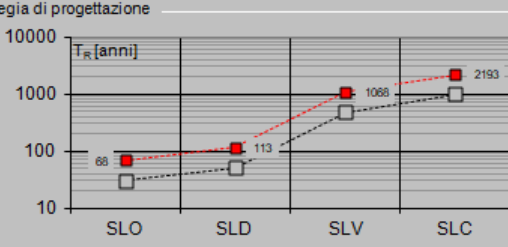
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametrizzazione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info $S_B = 1.600$ $C_C = 1.803$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.500$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza **no** info

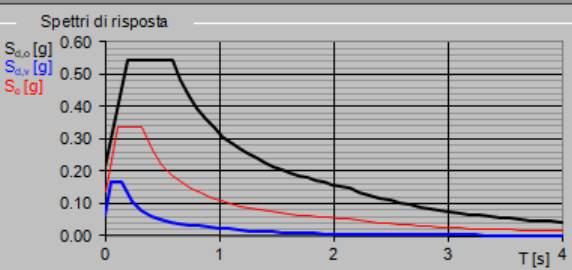
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

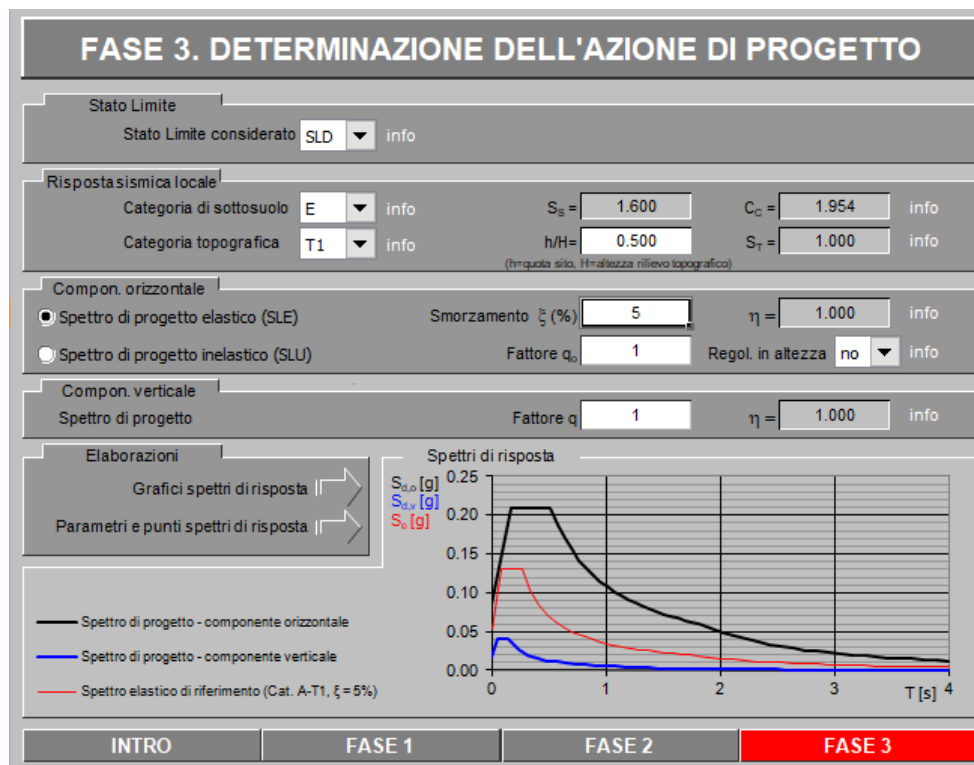
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.135 g
F_n	2.514
T_c^*	0.325 s
S_s	1.600
C_c	1.803
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.195 s
T_C	0.586 s
T_D	2.140 s

Tabella 4 – Parametri sismici per verifiche SLV – Comune di Calatafimi (Trapani).



 <p>RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE Direzione Territoriale Produzione Palermo</p>	<p>CONTRATTO APPLICATIVO n.9/2017 - A.Q. n.341/2016 del 29/11/2016</p> <p>Progettazione definitiva delle opere civili ed armamento per il ripristino della linea Palermo - Trapani via Milo</p>
<p>304817_S01_PD_TG--_06_000_E0001</p>	<p>Relazione di calcolo dei muri di sostegno</p>

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_n	0.054 g
F_n	2.445
T_c^*	0.266 s
S_s	1.600
C_c	1.954
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.173 s
T_c	0.519 s
T_D	1.815 s

Tabella 5 – Parametri sismici per verifiche SLD – Comune di Calatafimi (Trapani).

5.3.2.1 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

Anche in condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC18.

Utilizzando il metodo pseudo – statico, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente sono pari a:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

con k_h e k_v definiti come segue (paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC18):

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove $\beta_s = 0.38$ è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

La verifica di sicurezza deve essere effettuata con lo stesso approccio utilizzato in condizioni statiche ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con un coefficiente di progetto $\gamma_R = 1.2$.

5.4 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

Per i muri a mensola in condizioni di esercizio devono essere rispettate le seguenti limitazioni per le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio; va inoltre effettuata la verifica allo SLE di apertura delle fessure.

 Direzione Territoriale Produzione Palermo	CONTRATTO APPLICATIVO n.9/2017 - A.Q. n.341/2016 del 29/11/2016 Progettazione definitiva delle opere civili ed armamento per il ripristino della linea Palermo - Trapani via Milo
304817_S01_PD_TG- - _06_000_E0001	Relazione di calcolo dei muri di sostegno

Verifica delle tensioni in esercizio

limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) = $0.55 f_{ck}$;
- per combinazione di carico quasi permanente = $0.40 f_{ck}$;

limiti per le tensioni di trazione nel acciaio:

- per caratteristica (rara): $0.75 f_{yk}$.

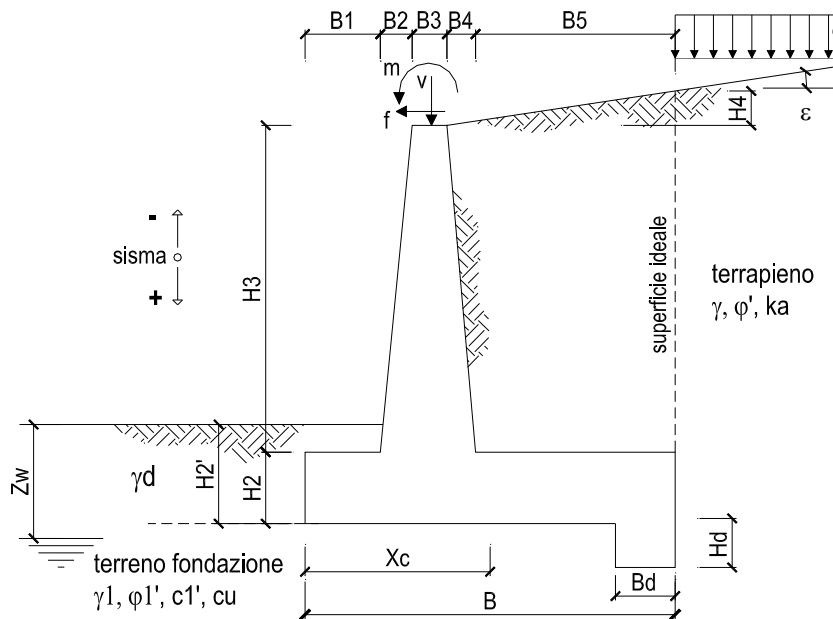
Verifica per lo Stato Limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$\delta_f < w_1 = 0.2 \text{ mm.}$$

6 MURO DI SOSTEGNO: VERIFICHE

6.1 GEOMETRIA E DATI DI INPUT



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.85	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Nella Tabella riportata sopra la prima colonna di coefficienti parziali di sicurezza fa riferimento alle condizioni statiche, mentre la seconda alle condizioni sismiche.

Si precisa che in condizioni statiche, è stato previsto un sovraccarico variabile, agente all'estradosso del terrapieno a tergo del muro, dovuto alle operazioni di manutenzione/spurgo della canaletta di valore pari a

5 kN/m². In condizioni sismiche per tale sovraccarico è stato assunto un valore 2.5 kN/m² (corrispondente ad un coefficiente di combinazione $\psi = 0.5$). Il carico variabile da traffico ferroviario non è stato preso in conto dal momento che la sua influenza è trascurabile, considerando una distribuzione dello stesso con una pendenza 1 a 4 all'interno del ballast, e con un angolo di diffusione pari all'angolo di attrito interno nel sub-ballast, supercompattato e rilevato (si veda la Figura 3).

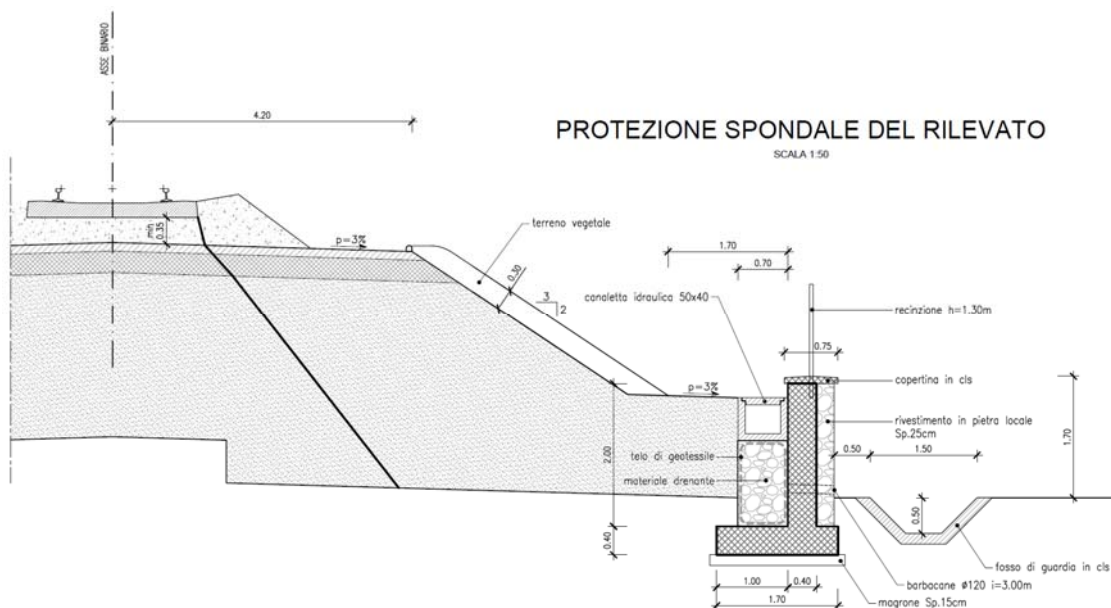


Figura 3 – Diffusione del carico da traffico ferroviario.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	altro	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00
	sfavorevole		1.35	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.00

Parametro		altro	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	1.00	1.00
coesione	c'_k	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	altro	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40	1.20
Scorrimento		1.10	1.00
Ribaltamento		1.15	1.00

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate	<input type="checkbox"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	22.00	22.00	22.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.50	18.50	18.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.50	18.50	18.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.40		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	60000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.135	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.08208	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0410	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="checkbox"/> si

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238	0.238	0.238	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.279	0.279	0.279	0.279	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.283	0.283	0.283	0.283	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.965	1.965	1.965	1.965	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.850	1.850	1.850	1.850	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.839	1.839	1.839	1.839	

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5.00	7.50	7.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\psi1$	1.00	condizione quasi permanente $\psi2$	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	2.50		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

6.2 CALCOLO DELLE AZIONI

6.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	20.00	20.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	17.00	17.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	37.00	37.00

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	40.00	40.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	40.00	40.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	5	7.5
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	2.5	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	10.00	10.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	14.45	14.45
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	24.45	24.45

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	48.00	48.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	48.00	48.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	6	9
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	3	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

$$Ps \quad h = \quad Pm * kh \quad (kN/m) \quad 3.04$$

$$Ps \quad v = \quad Pm * kv \quad (kN/m) \quad 1.52$$

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

$$Pts \quad h = \quad Pt * kh \quad (kN/m) \quad 3.28$$

$$Pts \quad v = \quad Pt * kv \quad (kN/m) \quad 1.64$$

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

$$MPs1 \quad h = \quad kh * Pm1 * (H2 + H3/3) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPs2 \quad h = \quad kh * Pm2 * (H2 + H3/2) \quad (kNm/m) \quad 2.30$$

$$MPs3 \quad h = \quad kh * Pm3 * (H2 + H3/3) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPs4 \quad h = \quad kh * Pm4 * (H2/2) \quad (kNm/m) \quad 0.28$$

$$MPs5 \quad h = \quad -kh * Pm5 * (Hd/2) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPs \quad h = \quad MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5 \quad (kNm/m) \quad 2.58$$

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

$$MPs1 \quad v = \quad kv * Pm1 * (B1 + 2/3 * B2) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPs2 \quad v = \quad kv * Pm2 * (B1 + B2 + B3/2) \quad (kNm/m) \quad 0.41$$

$$MPs3 \quad v = \quad kv * Pm3 * (B1 + B2 + B3 + B4/3) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPs4 \quad v = \quad kv * Pm4 * (B/2) \quad (kNm/m) \quad 0.59$$

$$MPs5 \quad v = \quad kv * Pm5 * (B - Bd/2) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPs \quad v = \quad MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5 \quad (kNm/m) \quad 1.00$$

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

$$MPts1 \quad h = \quad kh * Pt1 * (H2 + H3/2) \quad (kNm/m) \quad 4.60$$

$$MPts2 \quad h = \quad kh * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPts3 \quad h = \quad kh * Pt3 * (H2 + H3 * 2/3) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPts \quad h = \quad MPts1 + MPts2 + MPts3 \quad (kNm/m) \quad 4.60$$

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

$$MPts1 \quad v = \quad kv * Pt1 * ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) * 0.5) \quad (kNm/m) \quad 1.97$$

$$MPts2 \quad v = \quad kv * Pt2 * ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) * 0.5) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPts3 \quad v = \quad kv * Pt3 * ((H2 + H3 * 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 * B4) * 0.5) \quad (kNm/m) \quad 0.00$$

$$MPts \quad v = \quad MPts1 + MPts2 + MPts3 \quad (kNm/m) \quad 1.97$$

6.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	13.70	18.50	18.50
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	2.85	4.28	4.28

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13.70	18.50	18.50
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.85	4.28	4.28

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	10.96	14.80	14.80
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	3.43	5.14	5.14
MSq2 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

6.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

6.2.3.1 CONDIZIONE SISMICA +

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	13.70	13.70	13.70
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.03	3.03	3.03
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	1.67	1.67	1.67

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13.70	13.70	13.70
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.03	3.03	3.03
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.67	1.67	1.67

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	10.96	10.96	10.96
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2.42	2.42	2.42
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	2.01	2.01	2.01
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00	

6.2.3.2 CONDIZIONE SISMICA –

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	13.70	13.70	13.70
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.92	1.92	1.92
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	1.70	1.70	1.70

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13.70	13.70	13.70
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.92	1.92	1.92
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.70	1.70	1.70

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_d^2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	10.96	10.96	10.96
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	1.53	1.53	1.53
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	2.04	2.04	2.04
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_d^2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0.00	

6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.3.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$	77.00	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	22.78	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg} \phi_1'$	0.34	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.16	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	72.45	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$Mr = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	19.94	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.63	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$	77.00	84.50	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - Sp$	22.78	22.78	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	52.51	61.51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	12.94	10.31	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	22.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	19.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.10	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.12 (m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.36	1.46 (m)

I valori di N_c , N_q e N_g sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	5.80		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	13.93		(-)
$N_g = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	4.68		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.74	0.76	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.69	0.69	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0.64	0.65	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	296.32	298.12	(kN/m^2)
-----------	--------------------------	--------	--------	--------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B' / N$	N_{min}	5.25	>	1.4
		N_{max}	5.14	>	

6.3.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

6.3.2.1 CONDIZIONE SISMICA +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	80.16 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	24.72 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	=	$\tan \phi_1'$	0.34 (-)
F_s	=	(N*f + S_p) / T	1.12 > 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M _s)			
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	72.45 (kNm/m)
Momento ribaltante (M _r)			
M _r	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	23.16 (kNm/m)
F_r	=	M_s / M_r	3.13 > 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	N _{min} 80.16 N _{max} 82.66 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	24.72 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM	=	$\sum M$	52.86 55.86 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M	=	$X_c * N - MM$	15.28 14.40 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	22.00	(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	19.00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50	(kN/m ³)
q ₀ = γ*d'H ²	sovraccarico stabilizzante	11.10	(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.19	0.17 (m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.32	1.35 (m)

I valori di N_c , N_q e N_g sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	5.80		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	13.93		(-)
$N_g = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	4.68		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.72	0.73	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.66	0.67	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0.61	0.62	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	284.99	289.12	(kN/m^2)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B' / N$	N_{min}	4.69	>	1.2
		N_{max}	4.73	>	

6.3.2.2 CONDIZIONE SISMICA –

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	73.84	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	23.64	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
$f = \tan \phi_1'$	0.34	(-)	
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$	1.08	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	72.45	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	30.83	(kNm/m)	
$F_r = M_s / M_r$	2.35	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax [*]	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	73.84	76.34	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	23.64		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	47.77	50.77	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	14.99	14.12	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	22.00	(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	19.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50	(kN/m³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.10	(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0.20	0.18 (m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.29	1.33 (m)

I valori di N_c , N_q e N_g sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	5.80		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	13.93		(-)
$N_g = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	4.68		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.72	0.73	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.66	0.67	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0.61	0.62	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	283.77	288.34	(kN/m^2)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B' / N$	N_{min}	4.97	>	1.2
		N_{max}	5.02	>	

6.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

6.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

Nella verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno, si è considerato che sul rilevato siano presenti:

- il carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie) di valore 14.4 kN/m^2 , valutato considerando uno spessore di 0.8 m con un peso dell'unità di volume $\gamma_b = 18.0 \text{ kN/m}^3$ ed esteso fino ad una distanza di 2.00 m dai bordi, laddove l'armamento non è effettivamente presente. Tale carico è di tipo sfavorevole e, in accordo al coefficiente parziale sulle azioni del gruppo A2 della Tabella 5.2.V delle NTC18, il valore di calcolo è stato assunto pari a $b_d = b_k \cdot \gamma_b = 14.4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.3 = 18.7 \text{ kN/m}^2$.
- il sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario. Il carico dato dal treno LM71 risulta essere pari a 250 kN ad asse, con interasse pari a 1.6 m , (ossia $250/1.6 = 156.25 \text{ kN/m}$); per riportare il carico ferroviario dalla traversina, di larghezza pari a 2.4 m , al piano al di sotto dell'armamento si è considerata una diffusione con pendenza $1:4$. Pertanto la pressione equivalente è stata valutata come applicata su una fascia di larghezza pari a 2.80 m , centrata in corrispondenza dell'asse della linea ferroviaria (ossia $156.25/2.8 = 55.8 \text{ kPa}$). La pressione equivalente è stata amplificata, in base a quanto indicato dal Manuale di Progettazione, con un coefficiente α pari a 1.1 . Il valore di pressione risultante è, pertanto, pari a 61.4 kPa . Tale sovraccarico è di tipo variabile sfavorevole e, in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2 della Tabella 5.2.V delle NTC18; il valore di calcolo è stato assunto pari a $q_d = q_k \cdot \gamma_Q = 61.4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.25 = 76.7 \text{ kN/m}^2$.

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	32.0	0	Rilevato Ferroviario
materiale 2	18.5	15.4	17.6	Unità Geotecnica 1
materiale 3				
materiale 4				

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

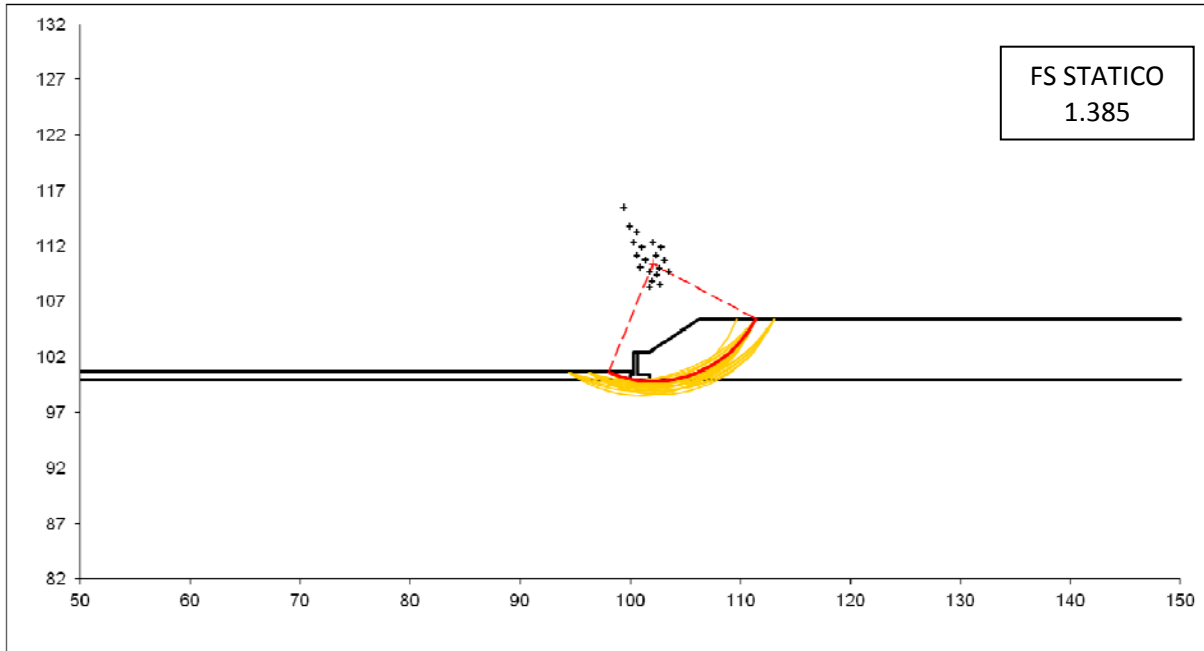
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	100.600	0	100.700	102.400	0	50.000	100.000	0		
1	50.000	100.600	1	101.700	102.400	1	150.000	100.000	1		
2			2	106.300	105.400	2			2		
3			3	150.000	105.400	3			3		

Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1	108.3	18.7	112.7	18.7	
sovraccarico 2	109.1	76.7	111.9	76.7	

Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	108	alfa min	30
Xb	98	Xd	125	alfa max	70
n1	10	n2	10	n alfa	10



6.4.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

Nella verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno, si è considerato che sul rilevato siano presenti:

- il carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie) di valore 14.4 kN/m^2 , valutato considerando uno spessore di 0.8 m con un peso dell'unità di volume $\gamma_b = 18.0 \text{ kN/m}^3$ ed esteso fino ad una distanza di 2.00 m dai bordi, laddove l'armamento non è effettivamente presente;
- il sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario. Il carico dato dal treno LM71 risulta essere pari a 250 kN ad asse, con interasse pari a 1.6 m, (ossia $250/1.6 = 156.25 \text{ kN/m}$); per riportare il carico ferroviario dalla traversina, di larghezza pari a 2.4 m, al piano al di sotto dell'armamento si è considerata una diffusione con pendenza 1:4. Pertanto la pressione equivalente è stata valutata come applicata su una fascia di larghezza pari a 2.80 m, centrata in corrispondenza dell'asse della linea ferroviaria (ossia $156.25/2.8 = 55.8 \text{ kPa}$). La pressione equivalente è stata amplificata, in base a quanto indicato dal Manuale di Progettazione, con un coefficiente α pari a 1.1. Il valore di pressione risultante è, pertanto, pari a 61.4 kPa. Se ne è considerata un'aliquota del 20% in accordo al valore del coefficiente di combinazione $\psi = 0.2$.

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	38	0	Rilevato Ferroviario
materiale 2	18.5	19	22	Unità Geotecniche 1
materiale 3				
materiale 4				

azioni sismiche a_g/g 0.135 (-) S_s 1.6 k_h 0.0821 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0410 (-)

x muro 100 (m) **y muro** 100 (m)

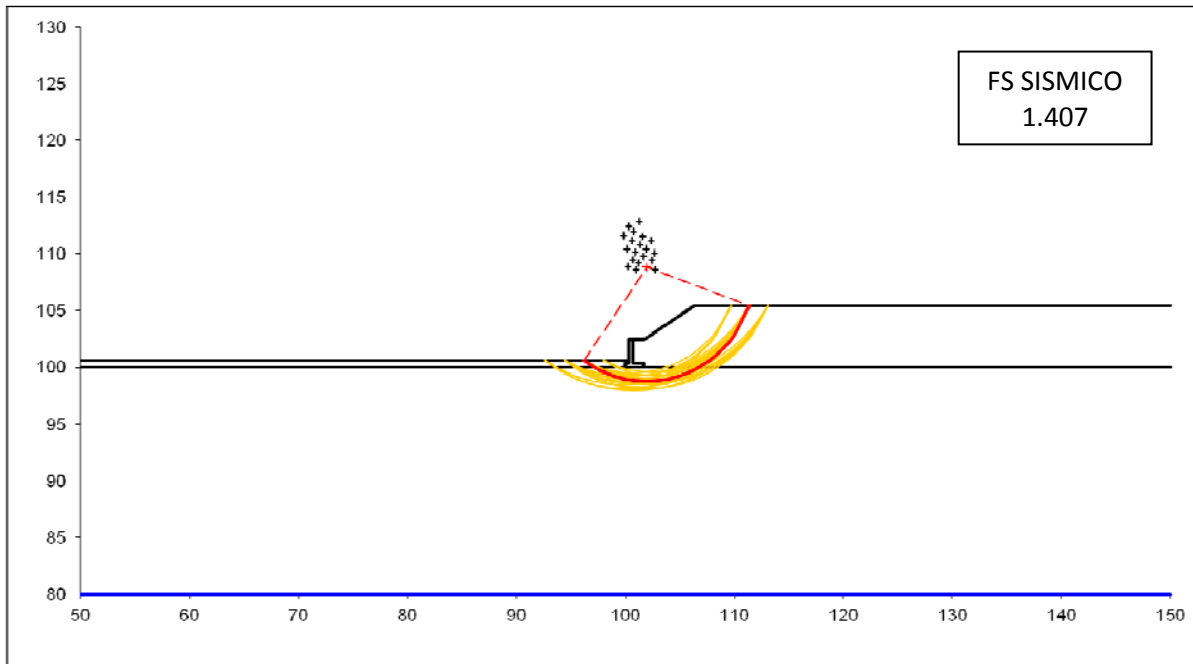
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
	materiale 1			<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	materiale 4	<input type="checkbox"/>	materiale 2	<input checked="" type="checkbox"/>	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	100.600	0	100.700	102.400	0	50.000	100.000	0	50.000	80.000
1	50.000	100.600	1	101.700	102.400	1	150.000	100.000	1	150.000	80.000
2			2	106.300	105.400	2			2		
3			3	150.000	105.400	3			3		

Sovraccarichi

	X_{in}	q_{in}	X_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1	108.3	14.4	112.7	14.4	100%
sovraccarico 2	109.1	61.4	111.9	61.4	20%

Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	108	alfa min	30
Xb	98	Xd	125	alfa max	70
n1	10	n2	10	n alfa	10



6.5 VERIFICHE STRUTTURALI

6.5.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

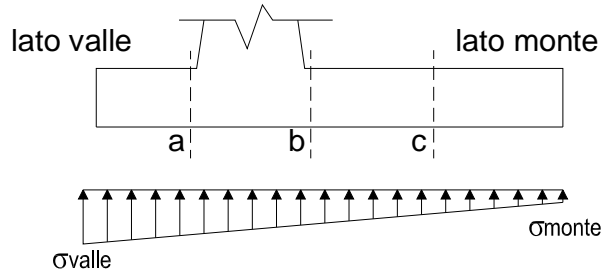
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 1.70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.48 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	77.00	12.94	72.15	18.44
	84.50	10.31	71.11	28.30
sisma+	80.16	13.27	74.70	19.60
	80.16	13.27	74.70	19.60
sisma-	73.84	12.96	70.34	16.54
	73.84	12.96	70.34	16.54



Mensola Lato Valle

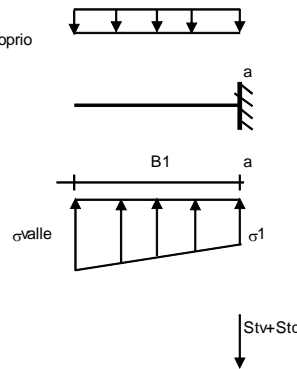
Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	72.15	62.67	2.65	17.22
	71.11	63.56	2.64	17.20
sisma+	74.70	64.98	2.75	21.23
	74.70	64.98	2.77	21.23
sisma-	70.34	60.84	2.59	19.88
	70.34	60.84	2.57	19.88

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m²)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

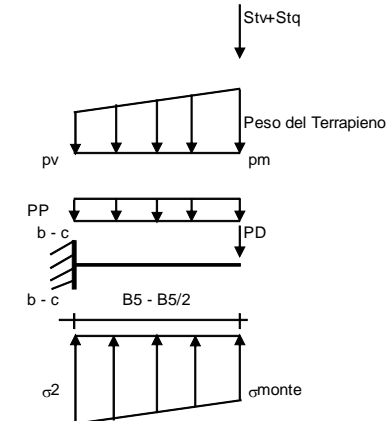
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	40.00	47.50	40.00	(kN/m ²)
pvb	40.00	47.50	40.00	(kN/m ²)
pvc	40.00	47.50	40.00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	18.44	50.03	-10.52	-15.76	34.24	-3.29	-11.83
	28.30	53.48	-10.40	-16.61	40.89	-3.13	-11.45
sisma+	19.60	52.01	-10.82	-16.24	35.81	-3.38	-12.17
	19.60	52.01	-10.82	-16.24	35.81	-3.38	-12.17
sisma-	16.54	48.18	-10.43	-15.59	32.36	-3.27	-11.75
	16.54	48.18	-10.43	-15.59	32.36	-3.27	-11.75

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

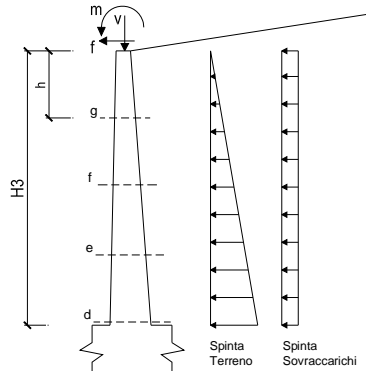
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	8.56	3.57	0.00	12.13	0.00	20.00	20.00
e-e	1.50	3.61	2.01	0.00	5.62	0.00	15.00	15.00
f-f	1.00	1.07	0.89	0.00	1.96	0.00	10.00	10.00
g-g	0.50	0.13	0.22	0.00	0.36	0.00	5.00	5.00

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	12.85	3.57	0.00	16.41
e-e	1.50	7.23	2.68	0.00	9.90
f-f	1.00	3.21	1.78	0.00	5.00
g-g	0.50	0.80	0.89	0.00	1.69

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	6.34	1.40	0.00	0.00	1.64	9.39	0.00	20.82	20.82
e-e	1.50	2.68	0.59	0.00	0.00	0.92	4.19	0.00	15.62	15.62
f-f	1.00	0.79	0.18	0.00	0.00	0.41	1.38	0.00	10.41	10.41
g-g	0.50	0.10	0.02	0.00	0.00	0.10	0.22	0.00	5.21	5.21

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	9.52	2.10	0.00	0.00	1.64	13.26
e-e	1.50	5.35	1.18	0.00	0.00	1.23	7.77
f-f	1.00	2.38	0.53	0.00	0.00	0.82	3.73
g-g	0.50	0.59	0.13	0.00	0.00	0.41	1.14

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	6.34	0.89	0.00	0.00	1.64	8.87	0.00	19.18	19.18
e-e	1.50	2.68	0.37	0.00	0.00	0.92	3.97	0.00	14.38	14.38
f-f	1.00	0.79	0.11	0.00	0.00	0.41	1.31	0.00	9.59	9.59
g-g	0.50	0.10	0.01	0.00	0.00	0.10	0.22	0.00	4.79	4.79

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	9.52	1.33	0.00	0.00	1.64	12.49
e-e	1.50	5.35	0.75	0.00	0.00	1.23	7.33
f-f	1.00	2.38	0.33	0.00	0.00	0.82	3.53
g-g	0.50	0.59	0.08	0.00	0.00	0.41	1.09

6.5.2 VERIFICHE SLU

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da $\phi 14/20$ e un'armatura di ripartizione costituita da $\phi 10/20$. Il copriferro di calcolo è pari a 5.7 mm.

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	2.77	0.00	0.40	7.70	7.70	106.67
b - b	-10.82	0.00	0.40	7.70	7.70	106.67
c - c	-3.38	0.00	0.40	7.70	7.70	106.67
d - d	12.13	20.00	0.40	7.70	7.70	109.71
e - e	5.62	15.00	0.40	7.70	7.70	108.95
f - f	1.96	10.00	0.40	7.70	7.70	108.19
g - g	0.36	5.00	0.40	7.70	7.70	107.43

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	21.23	0.40	159.05	10	20	20	21.8	592.95	Armatura a taglio non necessaria
b - b	16.61	0.40	159.05	10	20	20	21.8	592.95	Armatura a taglio non necessaria
c - c	12.17	0.40	159.05	10	20	20	21.8	592.95	Armatura a taglio non necessaria
d - d	16.41	0.40	161.62	10	20	20	21.8	592.95	Armatura a taglio non necessaria
e - e	9.90	0.40	160.98	10	20	20	21.8	592.95	Armatura a taglio non necessaria
f - f	5.00	0.40	160.34	10	20	20	21.8	592.95	Armatura a taglio non necessaria
g - g	1.69	0.40	159.69	10	20	20	21.8	592.95	Armatura a taglio non necessaria

6.5.3 VERIFICHE SLE

6.5.3.1 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
a - a	2.20	0.00	0.40	7.70	7.70	0.17	9.05	
b - b	-7.01	0.00	0.40	7.70	7.70	0.55	28.88	
c - c	-2.13	0.00	0.40	7.70	7.70	0.17	8.77	
d - d	8.72	20.00	0.40	7.70	7.70	0.66	23.11	
e - e	4.01	15.00	0.40	7.70	7.70	0.29	7.29	
f - f	1.39	10.00	0.40	7.70	7.70	0.09	0.65	
g - g	0.25	5.00	0.40	7.70	7.70	0.02	-	sez. compressa

6.5.3.2 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	
a - a	2.20	0.00	0.40	7.70	7.70	0.17	9.05	0.013	0.200	
b - b	-7.01	0.00	0.40	7.70	7.70	0.55	28.88	0.042	0.200	
c - c	-2.13	0.00	0.40	7.70	7.70	0.17	8.77	0.013	0.200	
d - d	8.72	20.00	0.40	7.70	7.70	0.66	23.11	0.031	0.200	
e - e	4.01	15.00	0.40	7.70	7.70	0.29	7.29	0.009	0.200	
f - f	1.39	10.00	0.40	7.70	7.70	0.09	0.65	0.001	0.200	
g - g	0.25	5.00	0.40	7.70	7.70	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

6.6 VERIFICHE SLE

Per quanto concerne lo stato limite di esercizio del muro di sostegno, in condizioni statiche, al fine di controllare che non si verifichi una rotazione del muro verso l'esterno dovuta alla spinta del terrapieno, si è controllato che la risultante del peso proprio, delle azioni permanenti e di quelle di lunga durata non cada al di fuori del nocciolo d'inerzia della sezione di base.

In particolare l'eccentricità $e = M/N$, in condizioni statiche, risulta pari a 0.17 m per N_{min} e 0.12 m per N_{max} (si veda il paragrafo 6.3.1, dove con N_{min} e N_{max} si intende la risultante delle azioni verticali rispettivamente senza e con il sovraccarico accidentale agente sulla zattera di mote). Essa risulta minore di $B/6 = 1.70/6 = 0.28$ m e dunque si esclude che, in esercizio si possano verificare rotazioni eccessive del muro verso l'esterno.

In condizioni sismiche si è proceduto a verificare che lo spostamento massimo in testa all'opera risulti al più pari a 2 cm. Lo spostamento permanente allo SLD è stato determinato, in via semplificata, secondo la seguente relazione (Rampello et al., 2008):

$$d = (S_S \cdot S_T \cdot B) \cdot \exp(A \cdot a_c / a_{max})$$

come suggerita al paragrafo 3.10.3.2.3 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 3 Corpo Stradale (codifica RFI DTC SI CS MA IFS 001 B).

Nella relazione sopra

S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

a_c è l'accelerazione critica e rappresenta il valore limite dell'accelerazione al di sotto del quale l'opera non subisce spostamenti;

A e B sono coefficienti raccolti nella seguente tabella in funzione di a_{max} e della categoria di sottosuolo

Sottosuolo	Cat. A		Cat. B		Cat. C, D, E	
	A	B	A	B	A	B
a_{max}/g						
0.3 – 0.4	-7.5	1.21	-7.9	1.06	-7.4	0.56
0.2 – 0.3	-7.42	1.28	-7.79	1.11	-7.54	0.58
0.1 – 0.2	-7.48	0.65	-7.86	0.73	-8.05	0.86
≤ 0.1	-7.87	0.28	-7.86	0.3	-8.07	0.44

Tabella 6 – Coefficienti A e B da utilizzare per valutare gli spostamenti dei muri di sostegno nelle verifiche SLE.

L'accelerazione critica a_c è stata determinata imponendo che, nella verifica allo scorrimento sul piano di posa, effettuata prendendo a riferimento i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze (coefficienti γ_F e γ_M pari ad 1) – il rapporto R_d/E_d sia pari ad 1. Il valore di a_c è pari a 0.103. Allo SLD $a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.054 \cdot 1.6 \cdot 1 = 0.086$. Lo spostamento d , assumendo $A = -8.07$ e $B = 0.44$, è pari a $4.8E-02$ mm e dunque minore di quello ammissibile.