

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

FABBRICATI E PIAZZALI - Piazzali - FA01 - Basamento shelter GA02

Relazione di calcolo muro di sostegno

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	A	5	F	0	1	D	7	8	C	L	F	A	0	1	0	0	0	0	2	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE	E. Sellari	Luglio 2019	C. Toraldo <i>C. Toraldo</i>	Luglio 2019	F. GERNONE <i>F. Gernone</i>	Luglio 2019	D. TIBERTI Luglio 2019 <i>D. Tiberti</i>

ITALFERRO S.p.A.
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Generale
 UO Infrastrutture Sud
 Dott. Ing. Dario Tiberti
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10776

File: IA5F01D78CLFA0100002

n. Elab.:

Sommario

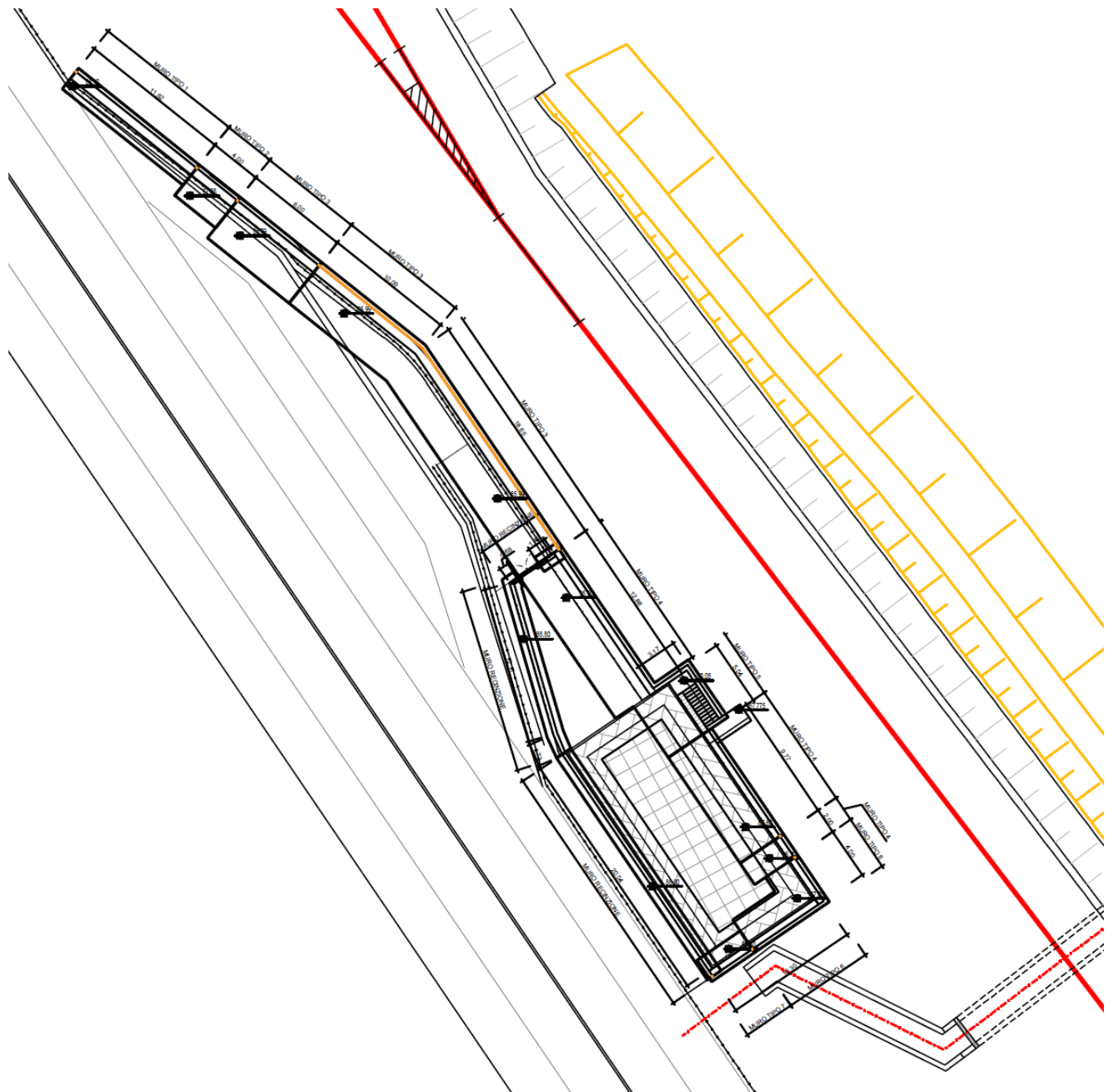
1	INTRODUZIONE	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO	8
4	DATI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	9
5	MURI DI SOSTEGNO: ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE	9
5.1	AZIONI STATICHE	9
5.2	AZIONI SISMICHE	10
5.3	URTO DA TRAFFICO VEICOLARE	11
5.4	VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU).....	11
5.4.1	<i>VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE.....</i>	<i>11</i>
5.4.2	<i>VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE.....</i>	<i>13</i>
5.5	VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE).....	15
5.6	VERIFICHE ALL'URTO	16
6	ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 5.....	17
6.1	INPUT	17
6.2	AZIONI	20
6.2.1	<i>FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI</i>	<i>20</i>
6.2.2	<i>SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE.....</i>	<i>22</i>
6.2.3	<i>SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	<i>23</i>
6.2.1	<i>SPINTE IN PRESENZA DI URTO</i>	<i>25</i>
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	26
6.3.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE.....</i>	<i>26</i>
6.3.2	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE.....</i>	<i>29</i>
6.3.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI ECCEZIONALI (URTO)</i>	<i>31</i>
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	32
6.4.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE-SISMICHE</i>	<i>32</i>

6.5	VERIFICHE STRUTTURALI	34
6.5.1	<i>CALCOLO SOLLECITAZIONI</i>	34
6.5.2	<i>VERIFICHE SLU</i>	36
6.5.3	<i>VERIFICHE SLE</i>	37
6.5.4	<i>VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI URTO</i>	38
7	ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 3 E 4	40
7.1	INPUT	40
7.2	AZIONI	43
7.2.1	<i>FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI</i>	43
7.2.2	<i>SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE</i>	45
7.2.3	<i>SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	46
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	48
7.3.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE</i>	48
7.3.2	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	51
7.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	53
7.4.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE - SISMICHE</i>	53
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI	54
7.5.1	<i>CALCOLO SOLLECITAZIONI</i>	54
7.5.2	<i>VERIFICHE SLU</i>	56
7.5.3	<i>VERIFICHE SLE</i>	58
8	ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 2 E 6	59
8.1	INPUT	59
8.2	AZIONI	62
8.2.1	<i>FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI</i>	62
8.2.2	<i>SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE</i>	64
8.2.3	<i>SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	65
8.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	67
8.3.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE</i>	67
8.3.2	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	70
8.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	72
8.4.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE - SISMICHE</i>	72
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI	73
8.5.1	<i>CALCOLO SOLLECITAZIONI</i>	73
8.5.2	<i>VERIFICHE SLU</i>	75
8.5.3	<i>VERIFICHE SLE</i>	76

9	ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 1 E 7	77
9.1	INPUT	77
9.2	AZIONI	80
9.2.1	<i>FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI</i>	80
9.2.2	<i>SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE</i>	82
9.2.3	<i>SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	83
9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	85
9.3.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE</i>	85
9.3.2	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	88
9.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	90
9.4.1	<i>VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE - SISMICHE</i>	90
9.5	VERIFICHE STRUTTURALI	91
9.5.1	<i>CALCOLO SOLLECITAZIONI</i>	91
9.5.2	<i>VERIFICHE SLU</i>	93
9.5.3	<i>VERIFICHE SLE</i>	94

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritte le verifiche ai fini del dimensionamento strutturale dei muri di sostegno della linea Ferrandina - Matera La Martella in corrispondenza del Piazzale FA01 -Basemento shelter GA2 .



Inquadramento _muri



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL FA0100 002

REV.
A

FOGLIO
6 di 94

2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore

:

- **RFI DTC SI CS MA IFS 001 C – rev 21/12/2018:** Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- **D.M. 17 Gennaio 2018:** Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni e relativa circolare.
- **UNI EN 1997-1: Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- **UNI EN 1998-5: Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- **EUROCODICE 2-** UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Inoltre si fa riferimento ai seguenti documenti e ai seguenti riferimenti bibliografici:

[D1]. R. Lancellotta, Geotecnica, Zanichelli;

[D2]. C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius, 1999;

[D3]. 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

- Classe di resistenza C32/40 $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione ambientale XC3
- 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:

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

Resistenza di calcolo a rottura per trazione:

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

Massima tensione allo SLE per combinazione caratteristica (rara):

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

Massima tensione allo SLE per combinazione quasi permanente:

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

3.2 ACCIAIO

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

- f_y , nom 450 N/mm²
- f_t , nom 540 N/mm²

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	4Φ	
$12 \leq \Phi \leq 16$ mm	5Φ	
per $16 < \Phi \leq 25$ mm	8Φ	
per $25 < \Phi \leq 40$ mm	10Φ	

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 (IA5F-00-D-78-RB-GE0005-001)

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

Parametri	Unità 1b
γ (kN/m ³)	19.5
ϕ (°)	30
c' (kPa)	2.5

Per il terreno a tergo dei muri di sostegno si è invece considerato il terreno di riporto, caratterizzato dai parametri si seguito:

$$\gamma=18 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi' = 30^\circ;$$

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

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 addizionale 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 URTO DA TRAFFICO VEICOLARE

Per i muri di sostegno si considera l'azione causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza. La normativa prevede una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia (il più piccolo dei due valori), ed applicata su una linea lunga 0,5 m. Effettuando una diffusione longitudinale a 45° fino alla base del paramento si ottiene la lunghezza longitudinale (L_c) e il valore della forza riferito ad 1 m di lunghezza di muro.

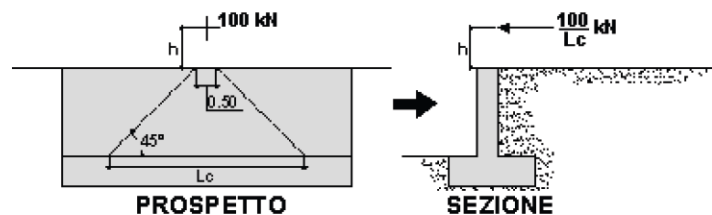


Figura 1 – Schema di diffusione forza collisione.

5.4 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

5.4.1 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.

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.

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.

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_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

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

5.4.2 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 le opere abbiano una Vita Nominale VN di 75 anni, ricadano in classe d'uso II (coefficiente d'uso CU=1.00) e, quindi hanno una Vita di Riferimento VR= VN·CU di 75 anni.

Con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), i parametri sismici sono di seguito riportati.

Categoria sismica	a_g	S_s	a_{max}/g
[-]	[-]	[-]	[-]
C	0.176	1.44	0.252

Tabella 4 Parametri sismici di riferimento.

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 $\gamma_R = 1.2$.

5.5 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.

Verifica delle tensioni in esercizio

limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) = 0.55 fck;
- per combinazione di carico quasi permanente = 0.40 fck ;

limiti per le tensioni di trazione nell'acciaio:

- per caratteristica (rara): 0.75 fyk.

Verifica per lo Stato Limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$\delta f < w_1 = 0.2 \text{ mm.}$$

5.6 VERIFICHE ALL'URTO

L'urto rappresenta un carico eccezionale quindi la combinazione di riferimento vede i coefficienti parziali delle azioni e dei materiali pari all'unità.

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica un carico di 100 kN diffuso sulla lunghezza del muro, che a favore di sicurezza si considera pari a 10 m da cui:

$$f=100/10=10 \text{ kN/m} \quad \text{forza in testa}$$

$$m=f \cdot 1=10 \text{ kNm/m} \quad \text{momento in testa al muro}$$

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccatto del paramento per la quale:

$$M=[100 \cdot (H_p+1)]/L_c = \text{momento allo spiccatto} \quad \text{momento allo spiccatto}$$

$$T=100/L_c \quad \text{taglio allo spiccatto}$$

in cui

$$L_c=0.5 \text{ m} + 2 H_p \quad \text{larghezza di ripartizione come descritto al par. 5.3}$$

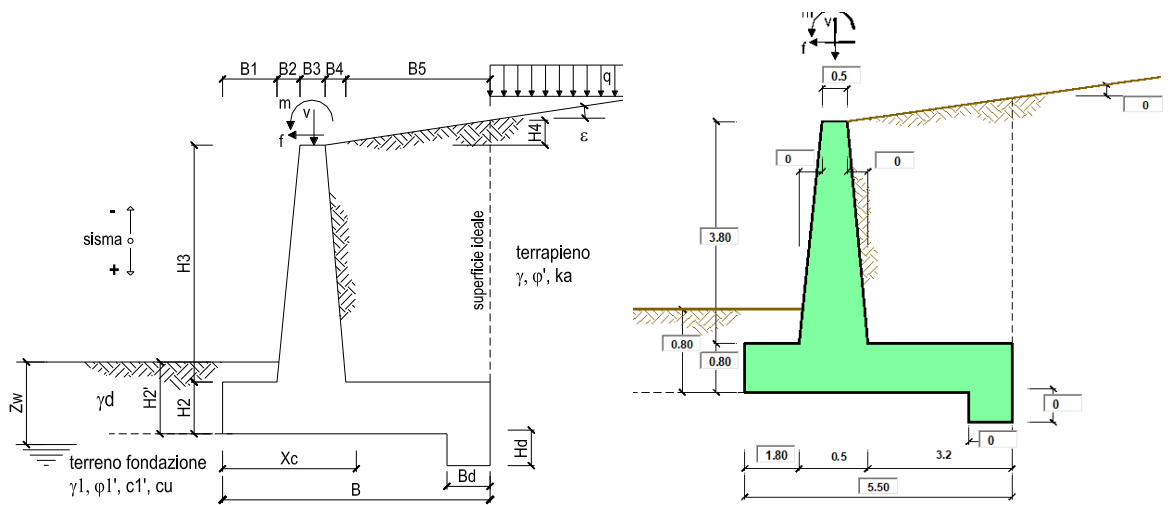
$$H_p \quad \text{altezza del paramento}$$

Le verifiche sono state svolte per il muro tipo 5 e si ritengono valide per tutte le tipologie di muro presenti.

6 ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 5

6.1 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.75	(m)

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



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA5F LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL FA0100 002 REV. A FOGLIO 18 di 94

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	10.00	10.00	10.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	2.50	2.50	2.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19.50	19.50	19.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	19.50	19.50	19.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	11.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.176	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.44	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0963072	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0482	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.308		0.308		0.308	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.368		0.368		0.368	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.374		0.374		0.374	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000		3.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.836		2.836		2.836	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.819		2.819		2.819	

Si riporta di seguito una tabella rappresentante i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni statiche nella prima colonna e i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni sismiche nella seconda colonna.

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



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA5F LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL FA0100 002 REV. A FOGLIO 19 di 94

Si considera un sovraccarico accidentali pari a 20kN/m² in condizioni statiche e di 4 kPa (20% di 20 kPa) in condizioni simiche.

Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> 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	20.00	30.00	30.00
	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 Ψ1		1.00	condizione quasi permanente Ψ2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	4.00		
	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		

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica un carico di 100 kN diffuso sulla lunghezza del muro, che a favore di sicurezza si considera pari a 10 m da cui:

$$f=100/10=10 \text{ kN/m} \quad \text{forza in testa}$$

$$m=f \cdot 1=10 \text{ kNm/m} \quad \text{momento in testa al muro}$$

Carichi Agenti		valori caratteristici			
		SLE - sisma	STR/GEO		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	10.00	10.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	10.00	10.00
Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1			1.00	condizione quasi permanente Ψ2	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00	
	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 AZIONI

6.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	47.50	47.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	110.00	110.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	157.50	157.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	218.88	218.88
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)	218.88	218.88
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	64	96
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	12.8	

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

			SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)				
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)	97.38	97.38
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	302.50	302.50
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	399.88	399.88
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	853.63	853.63
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)	853.63	853.63
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	249.6	374.4
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	49.92	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	15.17
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	7.58

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	21.08
Ptsh v =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	10.54

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	12.35
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	4.24
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	16.59

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	4.69
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	14.57
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	19.26

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	56.92
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	56.92

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	41.11
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	41.11

6.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica				
St	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58.74 79.30
Sq perm	=	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00 0.00
Sq acc	=	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	28.38 42.57
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth	=	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.85 78.10
Sqh perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00 0.00
Sqh acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.95 41.92
- Componente verticale condizione statica				
Stv	=	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.20 13.77
Sqv perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00 0.00
Sqv acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.93 7.39
- Spinta passiva sul dente				
Sp	=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd \right]$	(kN/m)	0.00 0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1	=	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	88.71 119.75
MSt2	=	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	56.10 75.74
MSq1 perm	=	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00 0.00
MSq1 acc	=	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	64.28 96.42
MSq2 perm	=	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00 0.00
MSq2 acc	=	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	27.10 40.66
MSp	=	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00 0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

6.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58.74 58.74
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	14.63 14.63
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00 0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	6.76 6.76
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.85 57.85
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.41 14.41
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00 0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.66 6.66
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.20 10.20
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.54 2.54
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00 0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.17 1.17
- 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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	88.71 88.71
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	22.10 22.10
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	56.10 56.10
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	13.97 13.97
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	15.32 15.32
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	6.46 6.46
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

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

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58.74
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1\ stat$	(kN/m)	9.10
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	6.89
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.85
Sst1h sism =	$Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.96
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.78
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.20
Sst1v sism =	$Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.58
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.20
- 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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat =	$Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	88.71
MSst1 sism=	$Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	13.73
MSst2 stat =	$Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	56.10
MSst2 sism =	$Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	8.69
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	15.60
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	6.58
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

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

6.2.1 SPINTE IN PRESENZA DI URTO

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	47.50	47.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	110.00	110.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	157.50	157.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	218.88	218.88
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	218.88	218.88
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	0	0

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

		SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	97.38	97.38
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	302.50	302.50
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	399.88	399.88
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	853.63	853.63
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	853.63	853.63
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	0	0

6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v \text{ perm}} + S_{q_v \text{ acc}} \quad 397.54 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f \quad 120.02 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.91} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3} \quad 1253.51 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp} \quad 69.78 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{17.96} \quad > \quad \mathbf{1}}$$



VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr\ acc)$	397.54	493.54	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	120.02	120.02	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1153.73	1528.13	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	-60.49	-170.89	(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.	2.50		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.15	-0.35	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.20	4.81	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

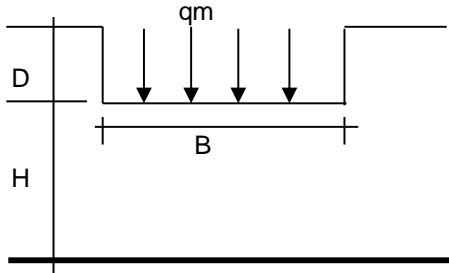
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.51	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.48	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0.36	0.36	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q_{lim}	(carico limite unitario)	596.31	616.59	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	7.79	>	1.4
		Nmax	6.01	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	391.51	(kN/m)
M	-107.08	(kNm/m)
e=M/N	-0.27	(m)
B*	4.95	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.80	(m)
D/B* =	0.16	(m)
Hs/B* =	2.22	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 80.26 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.955 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.71 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 6.73 \quad (\text{mm})$$

6.3.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

CONDIZIONE SISMICA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 378.83 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 110.61 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.98} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1253.51 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 251.64 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.98} \quad > \quad \mathbf{1}$$



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax ¹	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$	416.78	428.38	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	115.94		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1209.20	1256.18	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	-63.04	-78.12	(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.	2.50		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.15	-0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.20	5.14	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	647.12	645.01	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	8.07	>	1.2
		Nmax	7.73	>	

6.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI ECCEZIONALI (URTO)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 390.15 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 93.10 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{2.42} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3} \quad 1253.51 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp} \quad 128.01 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{9.79} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

6.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO
6.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE-SISMICHE

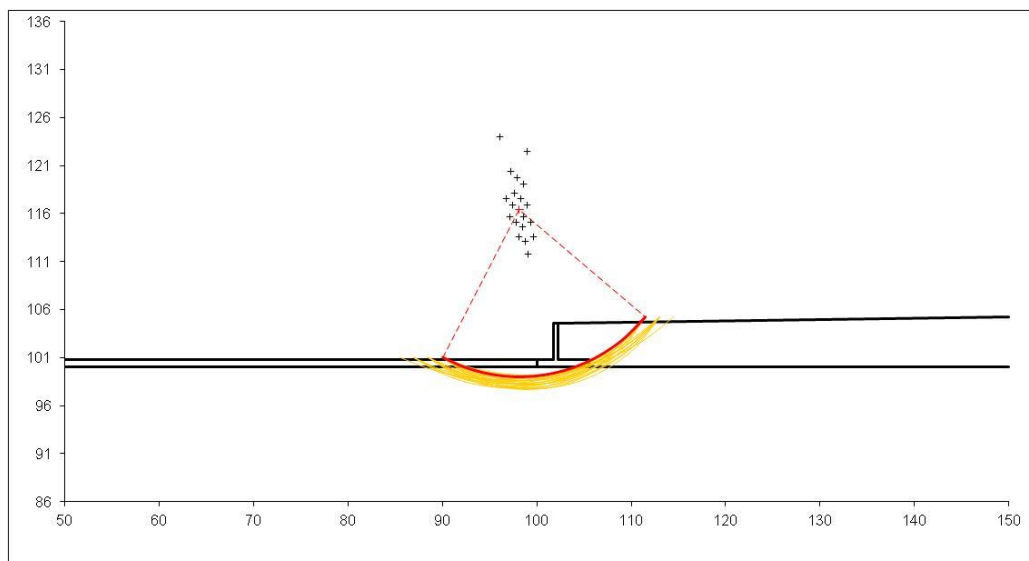
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	24.0	0	Riporto
materiale 2	19.5	30.0	7.5	Unità U1b
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 10 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.176 (-) S_s 1.44 k_h 0.0963 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0482 (-)

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	
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	100.800	0	102.300	104.600	0	50.000	100.000	0			0	50.000	80.000
1	50.000	100.800	1	150.000	105.200	1	150.000	100.000	1			1	150.000	80.000
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		





Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL FA0100 002

REV.
A

FOGLIO
33 di 94

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	969	STATICO
SISMICO		1.739

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI

6.5.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

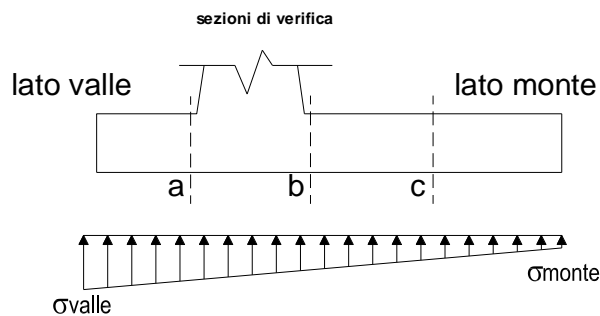
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 5.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	397.54	-60.49	60.28	84.28
	493.54	-170.89	55.84	123.63
sisma+	408.42	-67.63	60.84	87.67
	421.22	-82.35	60.25	92.92
sisma-	371.23	-52.08	57.17	77.83
	384.03	-66.80	56.57	83.07



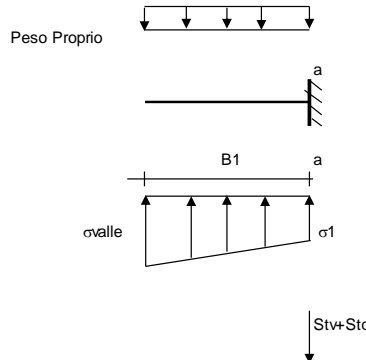
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (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	60.28	68.14	69.50	79.58
	55.84	78.03	70.04	84.48
sisma+	60.84	69.62	69.35	83.20
	60.25	70.94	70.98	84.62
sisma-	57.17	63.93	65.42	73.96
	56.57	65.25	63.93	75.37



Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

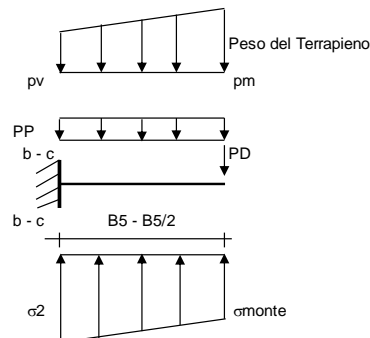
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	68.40	98.40	72.40	(kN/m ²)
pvb	68.40	98.40	72.40	(kN/m ²)
pvc	68.40	98.40	72.40	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



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	84.28	70.32	-112.65	-56.69	77.30	-42.12	-33.34
	123.63	84.19	-108.26	-67.53	103.91	-35.58	-28.57
sisma+	87.67	72.06	-96.69	-54.84	79.87	-31.98	-28.14
	92.92	73.91	-97.09	-56.90	83.42	-31.35	-27.81
sisma-	77.83	65.81	-94.38	-52.42	71.82	-31.41	-27.89
	83.07	67.66	-92.80	-53.25	75.37	-30.29	-26.95

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

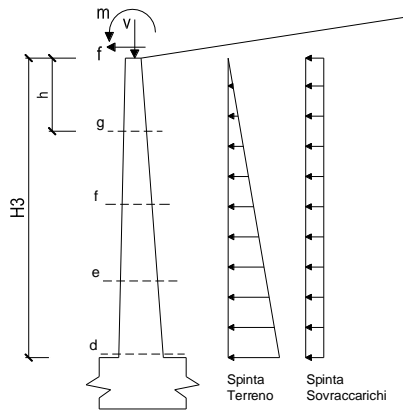
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

$$V_q = K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot kh$$



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	3.80	67.51	65.80	0.00	133.31	0.00	47.50	47.50
e-e	2.85	28.48	37.01	0.00	65.49	0.00	35.63	35.63
f-f	1.90	8.44	16.45	0.00	24.89	0.00	23.75	23.75
g-g	0.95	1.05	4.11	0.00	5.17	0.00	11.88	11.88

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	53.30	34.63	0.00	87.93
e-e	2.85	29.98	25.97	0.00	55.95
f-f	1.90	13.32	17.32	0.00	30.64
g-g	0.95	3.33	8.66	0.00	11.99

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	3.80	50.01	12.65	10.45	0.00	8.69	81.80	0.00	49.79	49.79
e-e	2.85	21.10	5.34	5.88	0.00	4.89	37.20	0.00	37.34	37.34
f-f	1.90	6.25	1.58	2.61	0.00	2.17	12.62	0.00	24.89	24.89
g-g	0.95	0.78	0.20	0.65	0.00	0.54	2.18	0.00	12.45	12.45

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	39.48	9.99	5.50	0.00	4.57	59.54
e-e	2.85	22.21	5.62	4.13	0.00	3.43	35.38
f-f	1.90	9.87	2.50	2.75	0.00	2.29	17.40
g-g	0.95	2.47	0.62	1.38	0.00	1.14	5.61

condizione sismica -

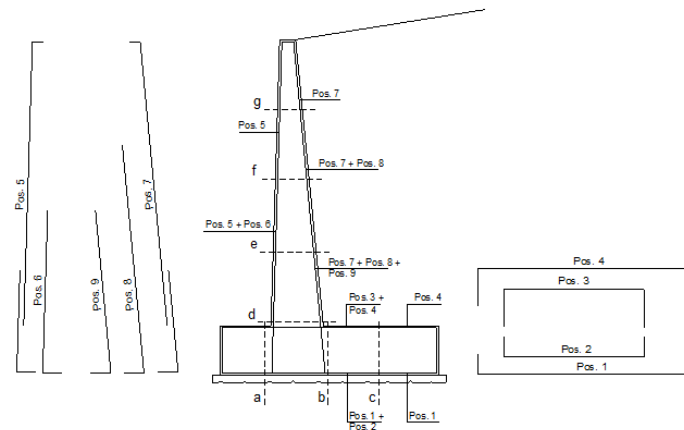
sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	50.01	7.86	10.64	0.00	8.69	77.20	0.00	45.21	45.21
e-e	2.85	21.10	3.32	5.99	0.00	4.89	35.29	0.00	33.91	33.91
f-f	1.90	6.25	0.98	2.66	0.00	2.17	12.07	0.00	22.61	22.61
g-g	0.95	0.78	0.12	0.67	0.00	0.54	2.11	0.00	11.30	11.30

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	39.48	6.21	5.60	0.00	4.57	55.86
e-e	2.85	22.21	3.49	4.20	0.00	3.43	33.33
f-f	1.90	9.87	1.55	2.80	0.00	2.29	16.51
g-g	0.95	2.47	0.39	1.40	0.00	1.14	5.40

6.5.2 VERIFICHE SLU

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da $\phi 24/20$ e un'armatura di ripartizione costituita da $\phi 12/25$. Il copriferro di calcolo è pari a 4 mm.

SCHEMA DELLE ARMATURE

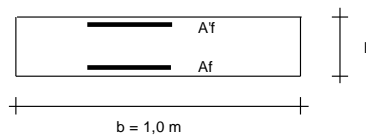


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	Il strato	pos	n°/ml	ϕ	Il strato
1	5.0	24	┌	5	5.0	24	┌
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	24	
4	5.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	┌

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	70.98	0.00	0.80	22.62	22.62	631.29
b - b	-112.65	0.00	0.80	22.62	22.62	631.29
c - c	-42.12	0.00	0.80	22.62	22.62	631.29
d - d	133.31	47.50	0.50	22.62	22.62	375.01
e - e	65.49	35.63	0.50	22.62	22.62	372.70
f - f	24.89	23.75	0.50	22.62	22.62	370.38
g - g	5.17	11.88	0.50	22.62	22.62	368.07

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	84.62	0.80	289.22	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
b - b	67.53	0.80	289.22	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
c - c	33.34	0.80	289.22	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
d - d	87.93	0.50	231.84	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
e - e	55.95	0.50	230.27	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	30.64	0.50	228.69	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
g - g	11.99	0.50	227.11	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO

6.5.3 VERIFICHE SLE

VERIFICA DI TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizione Statica

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	56.38	0.00	0.80	22.62	22.62	0.75	36.39
b - b	-70.00	0.00	0.80	22.62	22.62	0.93	45.18
c - c	-24.33	0.00	0.80	22.62	22.62	0.32	15.70
d - d	93.87	47.50	0.50	22.62	22.62	2.91	94.62
e - e	45.77	35.63	0.50	22.62	22.62	1.43	43.56
f - f	17.22	23.75	0.50	22.62	22.62	0.55	14.31
g - g	3.52	11.88	0.50	22.62	22.62	0.11	1.67

Condizione Sismica

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	69.42	0.00	0.80	22.62	22.62	0.92	44.81
b - b	-97.09	0.00	0.80	22.62	22.62	1.29	62.67
c - c	-31.98	0.00	0.80	22.62	22.62	0.42	20.64
d - d	81.80	45.21	0.50	22.62	22.62	2.54	81.64
e - e	37.20	33.91	0.50	22.62	22.62	1.17	34.40
f - f	12.62	22.61	0.50	22.62	22.62	0.40	9.48
g - g	2.18	11.30	0.50	22.62	22.62	0.07	0.51

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

VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

condizione Frequente

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	56.38	0.00	0.80	22.62	22.62	0.75	36.39	0.043	0.200
b - b	-70.00	0.00	0.80	22.62	22.62	0.93	45.18	0.053	0.200
c - c	-24.33	0.00	0.80	22.62	22.62	0.32	15.70	0.018	0.200
d - d	93.87	47.50	0.50	22.62	22.62	2.91	94.62	0.100	0.200
e - e	45.77	35.63	0.50	22.62	22.62	1.43	43.56	0.046	0.200
f - f	17.22	23.75	0.50	22.62	22.62	0.55	14.31	0.015	0.200
g - g	3.52	11.88	0.50	22.62	22.62	0.11	1.67	0.002	0.200

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

condizione Quasi Permanente

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	41.82	0.00	0.80	22.62	22.62	0.55	26.99	0.032	0.300
b - b	-27.28	0.00	0.80	22.62	22.62	0.36	17.61	0.021	0.300
c - c	-7.21	0.00	0.80	22.62	22.62	0.10	4.65	0.005	0.300
d - d	50.01	47.50	0.50	22.62	22.62	1.57	45.85	0.048	0.300
e - e	21.10	35.63	0.50	22.62	22.62	0.67	16.26	0.016	0.300
f - f	6.25	23.75	0.50	22.62	22.62	0.20	2.55	0.002	0.300
g - g	0.78	11.88	0.50	22.62	22.62	0.00	-	-	0.300

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

VERIFICATO



6.5.4 VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI URTO

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

$$M=[100*(H_p+1)]/L_c=59.25 \text{ kNm/m} \quad \text{momento allo spiccato}$$

$$T=100/L_c=12.34 \text{ kN/m} \quad \text{taglio allo spiccato}$$

in cui

$$L_c=0.5 \text{ m} + 2 H_p=8.1 \text{ m} \quad \text{larghezza di ripartizione come descritto al par. 5.3}$$

$$H_p=3.8 \text{ m} \quad \text{altezza del paramento}$$

RISULTATI DEL CALCOLO

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	4750	6089	0	10	0

RISULTATI DEL CALCOLO

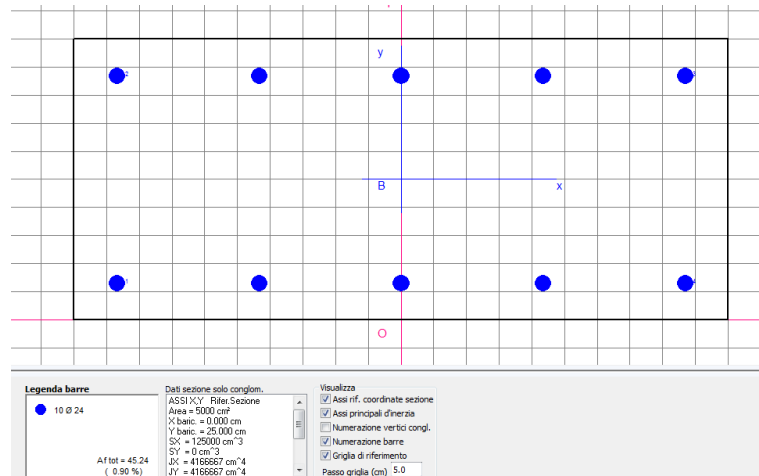
Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.3 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
---------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------

1 S 4750 6089 0 4752 39441 0 6.477



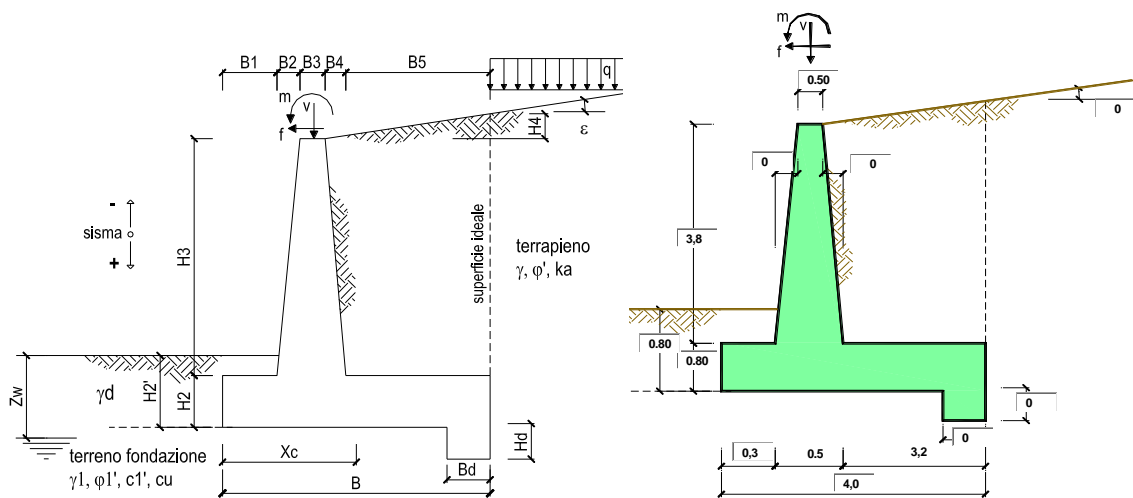
verifica a taglio					
h	500	mm	Rck	40	
c	62	mm	fck	33.2	
d	438	mm	yc	1.5	
bw	1000	mm			
1+(200/d)	1.676		As	5	Φ 20.0
k	1.676				
Asl	1571	mm ²			
Asl/(bw·c)	0.004				
p1	0.004		Vrd	201.1	kN
vmin	0.437		Ved	11	kN
vmin·bw·c	191611	N			
Vrd	201120	N	VERIFICATO		

armatura a taglio non necessaria

7 ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 3 E 4

7.1 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



Tali tipologie di muro presentano altezza di paramento variabile tra 2.80e 3.80m; si considera $h_{\text{calcolo}}=3.80\text{m}$

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.00	(m)

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

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	10.00	10.00	10.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate	<input type="radio"/> Non Drenate	
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	2.50	2.50	2.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.50	19.50	19.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.50	19.50	19.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.176	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.44	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.0963072	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0482	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.308		0.308
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.368		0.368
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.374		0.374
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.836		2.836
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.819		2.819

Si riporta di seguito una tabella rappresentante i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni statiche nella prima colonna e i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni sismiche nella seconda colonna.



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA5F LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL FA0100 002 REV. A FOGLIO 42 di 94

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

Si considera un sovraccarico accidentale pari a 20KN/m² a favore di sicurezza .

Carichi Agenti

		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		1.00	condizione quasi permanente Ψ_2 0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	4.00	
	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	

7.2 AZIONI

7.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	47.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	80.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	127.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	218.88
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	218.88
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	64
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	12.8

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

		SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	26.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	160.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	186.13
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	525.31
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	525.31
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	153.6
Sovr acc. Sism	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	30.72

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	12.28
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	6.14

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	21.08
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	10.54

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

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	12.35
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	3.08
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	15.43

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

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1.26
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	7.70
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	8.96

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

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	56.92
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	56.92

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

MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	25.30
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	25.30

7.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	58.74	79.30
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	28.38	42.57

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.85	78.10
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.95	41.92

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.20	13.77
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.93	7.39

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	88.71	119.75
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	40.80	55.08
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	64.28	96.42
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	19.71	29.57
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

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

7.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58.74
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	14.63
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	6.76

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.85
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.41
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.66

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.20
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.54
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.17

- 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
------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	88.71
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	22.10
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	40.80
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	10.16
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	15.32
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	4.70
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

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

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/ GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58.74
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	9.10
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	6.89
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.85
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.96
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.78
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.20
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.58
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.20
- 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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/ GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	88.71
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	13.73
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	40.80
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	6.32
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	15.60
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	4.78
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

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

7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v \text{ perm}} + S_{q_v \text{ acc}} \quad 367.54 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f \quad 120.02 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.77} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3} \quad 711.44 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp} \quad 167.87 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{4.24} \quad > \quad \mathbf{1}}$$



VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$		367.54	463.54	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		120.02	120.02	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		579.92	810.32	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		155.17	116.77	(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'	coesione terreno di fondaz.	2.50		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.42	0.25	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.16	3.50	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

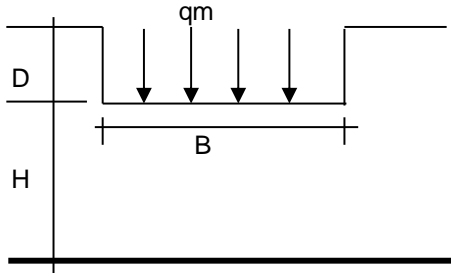
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	389.52	417.10	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	3.34	>	1.4
		Nmax	3.15	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	361.51	(kN/m)
M	104.05	(kNm/m)
e=M/N	0.29	(m)
B*	3.42	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.80	(m)
D/B* =	0.23	(m)
Hs/B* =	2.34	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 107.33 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.951 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.73 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 6.40 \quad (\text{mm})$$

7.3.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE
CONDIZIONE SISMICA
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 362.35 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 102.95 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s = (N \cdot f + S_p) / T} \quad \mathbf{2.03} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 711.44 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 296.90 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_r = M_s / M_r} \quad \mathbf{2.40} \quad > \quad \mathbf{1}$$



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	398.25	409.85	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	107.82		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	668.74	698.32	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	127.75	121.37	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	2.50		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	15.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.32	0.30	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.36	3.41	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	491.66	500.12	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.15	>	1.2
		Nmax	4.16	>	

7.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO
7.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE - SISMICHE

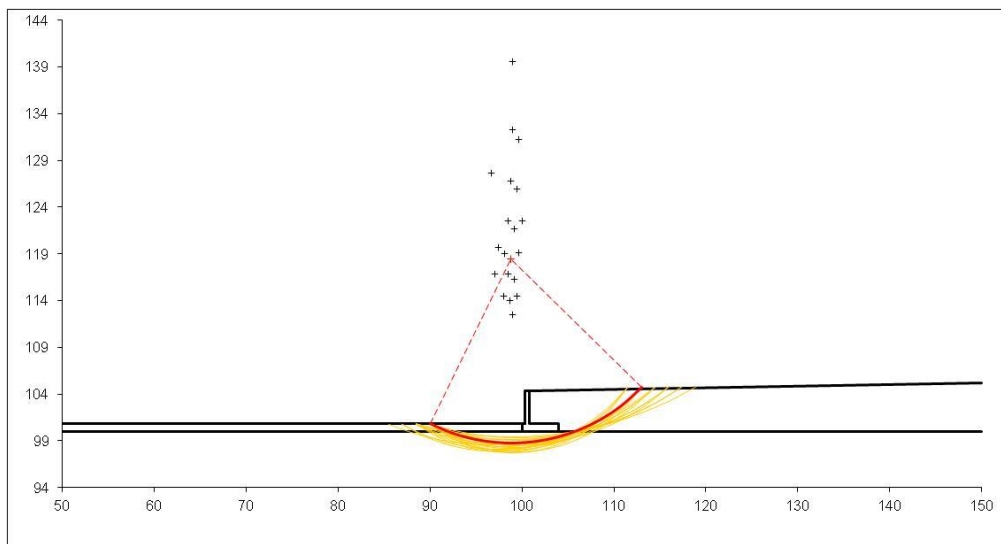
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	24.0	0	Riporto
materiale 2	19.5	30.0	7.5	Unità U1b
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 10 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.176 (-) S_s 1.44 k_h 0.0963 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0482 (-)

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 type="checkbox"/>			
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	100.800	0	100.800	104.300	0	50.000	100.000	0		0	50.000	80.000
1	50.000	100.800	1	150.000	105.200	1	150.000	100.000	1		1	150.000	80.000
2			2			2			2		2		
3			3			3			3		3		



# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1029	STATICO	2.275
	SISMICO	1.748

7.5 VERIFICHE STRUTTURALI

7.5.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

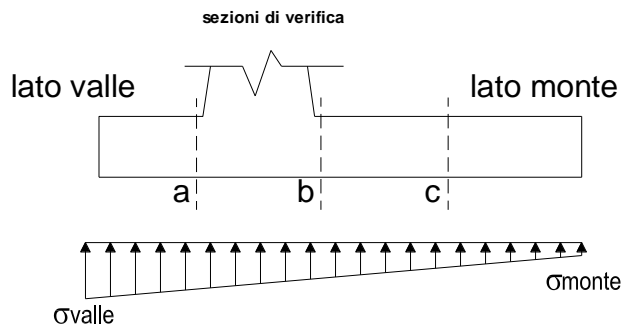
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	367.54	155.17	150.07	33.70
	463.54	116.77	159.67	72.10
sisma+	376.98	151.06	150.89	37.60
	389.78	145.94	152.17	42.72
sisma-	342.68	146.66	140.67	30.67
	355.48	141.54	141.95	35.79



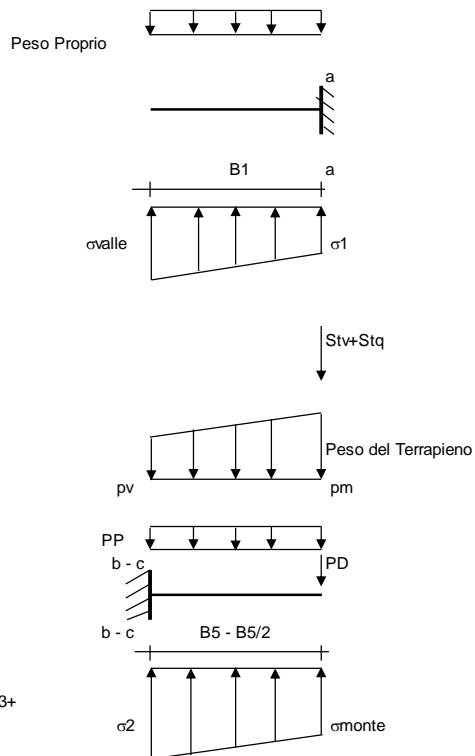
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	150.07	141.35	5.72	37.71
	159.67	153.11	6.19	40.92
sisma+	150.89	142.39	5.72	40.68
	152.17	143.96	5.82	41.00
sisma-	140.67	132.42	5.35	37.56
	141.95	133.98	5.37	37.89



Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	68.40	98.40	72.40	(kN/m ²)
pvb	68.40	98.40	72.40	(kN/m ²)
pvc	68.40	98.40	72.40	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

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

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	33.70	126.80	-188.91	-47.25	80.25	-84.02	-71.45
	72.10	142.16	-185.22	-57.23	107.13	-78.18	-67.22
sisma+	37.60	128.23	-171.76	-45.09	82.91	-73.41	-65.76
	42.72	130.28	-172.25	-47.04	86.50	-72.88	-65.50
sisma-	30.67	118.67	-165.11	-43.29	74.67	-70.43	-63.33
	35.79	120.71	-163.64	-44.01	78.25	-69.41	-62.46

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{\text{ext}} = v$$

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

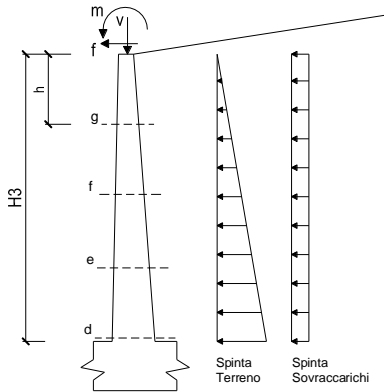
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{\text{ext}} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	67.51	65.80	0.00	133.31	0.00	47.50	47.50
e-e	2.85	28.48	37.01	0.00	65.49	0.00	35.63	35.63
f-f	1.90	8.44	16.45	0.00	24.89	0.00	23.75	23.75
g-g	0.95	1.05	4.11	0.00	5.17	0.00	11.88	11.88

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	53.30	34.63	0.00	87.93
e-e	2.85	29.98	25.97	0.00	55.95
f-f	1.90	13.32	17.32	0.00	30.64
g-g	0.95	3.33	8.66	0.00	11.99

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	50.01	12.65	10.45	0.00	8.69	81.80	0.00	49.79	49.79
e-e	2.85	21.10	5.34	5.88	0.00	4.89	37.20	0.00	37.34	37.34
f-f	1.90	6.25	1.58	2.61	0.00	2.17	12.62	0.00	24.89	24.89
g-g	0.95	0.78	0.20	0.65	0.00	0.54	2.18	0.00	12.45	12.45

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	39.48	9.99	5.50	0.00	4.57	59.54
e-e	2.85	22.21	5.62	4.13	0.00	3.43	35.38
f-f	1.90	9.87	2.50	2.75	0.00	2.29	17.40
g-g	0.95	2.47	0.62	1.38	0.00	1.14	5.61

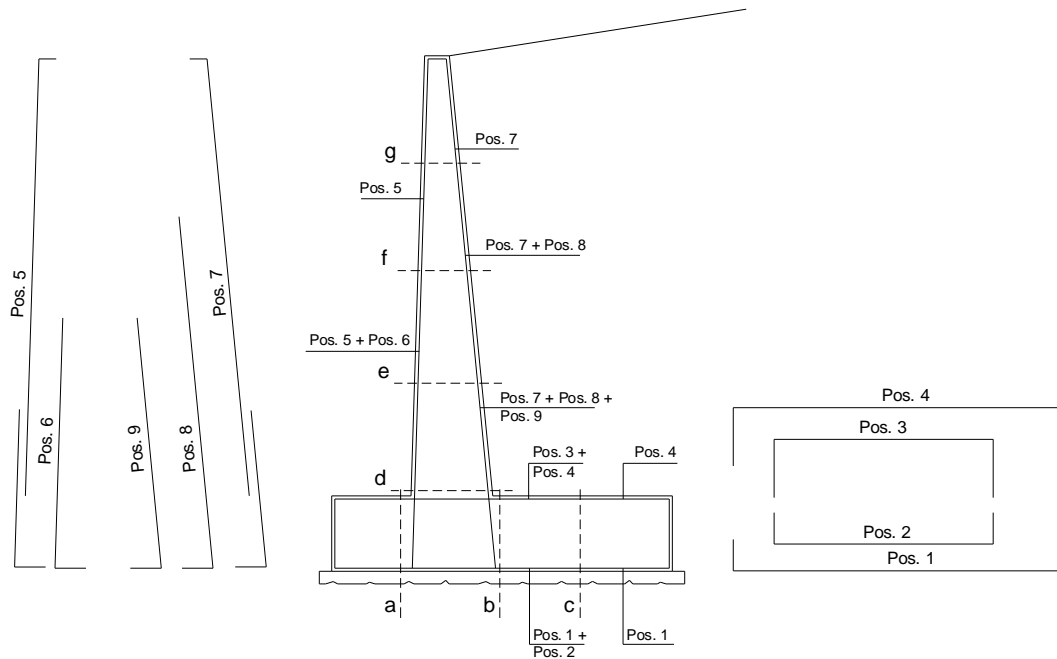
condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	50.01	7.86	10.64	0.00	8.69	77.20	0.00	45.21	45.21
e-e	2.85	21.10	3.32	5.99	0.00	4.89	35.29	0.00	33.91	33.91
f-f	1.90	6.25	0.98	2.66	0.00	2.17	12.07	0.00	22.61	22.61
g-g	0.95	0.78	0.12	0.67	0.00	0.54	2.11	0.00	11.30	11.30



sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.80	39.48	6.21	5.60	0.00	4.57	55.86
e-e	2.85	22.21	3.49	4.20	0.00	3.43	33.33
f-f	1.90	9.87	1.55	2.80	0.00	2.29	16.51
g-g	0.95	2.47	0.39	1.40	0.00	1.14	5.40

7.5.2 VERIFICHE SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



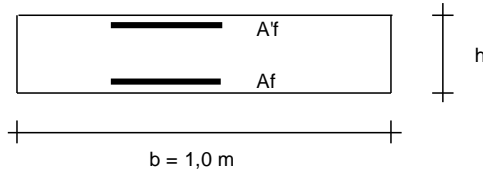
ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	24		5	5.0	24	
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	24	
4	5.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da $\phi 24/20$ e un'armatura di ripartizione costituita da $\phi 12/25$. Il copriferro di calcolo è pari a 4 mm.

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	6.19	0.00	0.80	22.62	22.62	631.29
b - b	-188.91	0.00	0.80	22.62	22.62	631.29
c - c	-84.02	0.00	0.80	22.62	22.62	631.29
d - d	133.31	47.50	0.50	22.62	22.62	375.01
e - e	65.49	35.63	0.50	22.62	22.62	372.70
f - f	24.89	23.75	0.50	22.62	22.62	370.38
g - g	5.17	11.88	0.50	22.62	22.62	368.07

(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	41.00	0.80	289.22	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
b - b	57.23	0.80	289.22	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
c - c	71.45	0.80	289.22	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
d - d	87.93	0.50	231.84	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
e - e	55.95	0.50	230.27	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	30.64	0.50	228.69	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
g - g	11.99	0.50	227.11	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO

7.5.3 VERIFICHE SLE

VERIFICA DI TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizione Statica

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	5.14	0.00	0.80	22.62	22.62	0.07	3.32
b - b	-131.52	0.00	0.80	22.62	22.62	1.74	84.88
c - c	-58.30	0.00	0.80	22.62	22.62	0.77	37.63
d - d	93.87	47.50	0.50	22.62	22.62	2.91	94.62
e - e	45.77	35.63	0.50	22.62	22.62	1.43	43.56
f - f	17.22	23.75	0.50	22.62	22.62	0.55	14.31
g - g	3.52	11.88	0.50	22.62	22.62	0.11	1.67

Condizione Sismica

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	5.78	0.00	0.80	22.62	22.62	0.08	3.73
b - b	-172.25	0.00	0.80	22.62	22.62	2.28	111.17
c - c	-73.41	0.00	0.80	22.62	22.62	0.97	47.38
d - d	81.80	45.21	0.50	22.62	22.62	2.54	81.64
e - e	37.20	33.91	0.50	22.62	22.62	1.17	34.40
f - f	12.62	22.61	0.50	22.62	22.62	0.40	9.48
g - g	2.18	11.30	0.50	22.62	22.62	0.07	0.51

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

VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	5.14	0.00	0.80	22.62	22.62	0.07	3.32	0.004	0.200
b - b	-131.52	0.00	0.80	22.62	22.62	1.74	84.88	0.099	0.200
c - c	-58.30	0.00	0.80	22.62	22.62	0.77	37.63	0.044	0.200
d - d	93.87	47.50	0.50	22.62	22.62	2.91	94.62	0.100	0.200
e - e	45.77	35.63	0.50	22.62	22.62	1.43	43.56	0.046	0.200
f - f	17.22	23.75	0.50	22.62	22.62	0.55	14.31	0.015	0.200
g - g	3.52	11.88	0.50	22.62	22.62	0.11	1.67	0.002	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	3.91	0.00	0.80	22.62	22.62	0.05	2.52	0.003	0.300
b - b	-73.29	0.00	0.80	22.62	22.62	0.97	47.30	0.055	0.300
c - c	-32.84	0.00	0.80	22.62	22.62	0.43	21.19	0.025	0.300
d - d	50.01	47.50	0.50	22.62	22.62	1.57	45.85	0.048	0.300
e - e	21.10	35.63	0.50	22.62	22.62	0.67	16.26	0.016	0.300
f - f	6.25	23.75	0.50	22.62	22.62	0.20	2.55	0.002	0.300
g - g	0.78	11.88	0.50	22.62	22.62	0.00	-	-	0.300

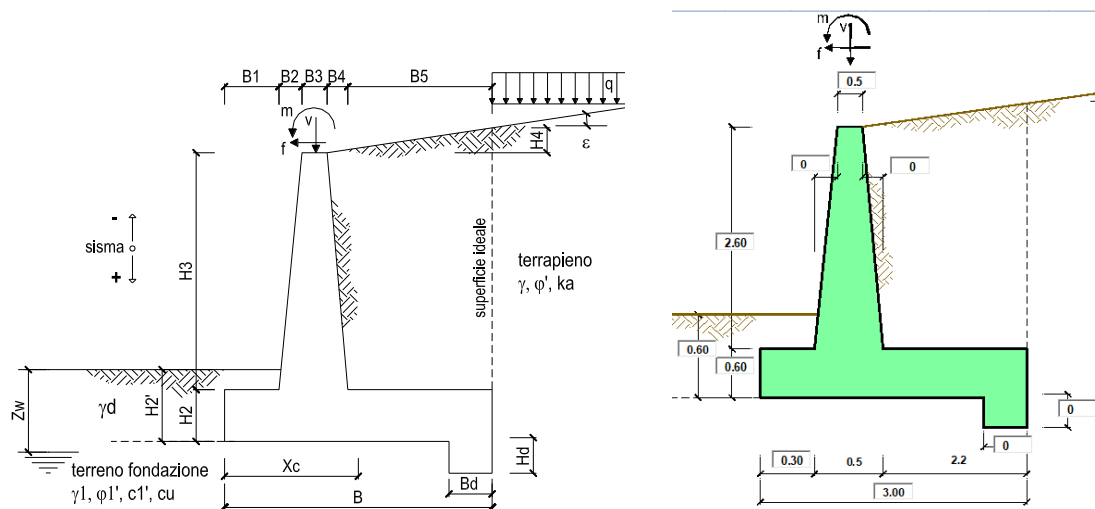
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICATO

8 ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 2 E 6

8.1 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



Tali tipologie di muro presentano altezza di paramento variabile tra 2.30 e 2.60m; si considera $h_{\text{calcolo}}=2.60\text{m}$

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.60	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.50	(m)

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



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA5F 01 D 78 CL FA0100 002 A 60 di 94

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	10.00	10.00	10.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni <input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	2.50	2.50	2.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.50	19.50	19.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.50	19.50	19.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.176	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.44	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.0963072	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0482	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no

Coefficienti di Spinta			SLE		STR/GEO	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.308		0.308	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.368		0.368	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.374		0.374	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.836		2.836	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.819		2.819	

Si riporta di seguito una tabella rappresentante i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni statiche nella prima colonna e i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni sismiche nella seconda colonna.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	altro	altro
			1.00	1.00
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	1.40	1.20
		Scorrimento	1.10	1.00
Ribaltamento	γ_R	1.15	1.00	



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA5F LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL FA0100 002 REV. A FOGLIO 61 di 94

Si considera un sovraccarico accidentale pari a 20KN/m² a favore di sicurezza .

Agenti					valori caratteristici		valori di progetto	
					SLE - sisma	STR/GEO	EQU	
Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00		
Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> 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		
Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	20.00	30.00	30.00		
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 $\Psi 1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi 2$		0.00		
Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	4.00				
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				

8.2 AZIONI

8.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	32.50	32.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	45.00	45.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	77.50	77.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	102.96	102.96
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)	102.96	102.96
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	44	66
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	8.8	

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

			SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	17.88	17.88
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	67.50	67.50
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	85.38	85.38
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	195.62	195.62
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)	195.62	195.62
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	83.6	125.4
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	16.72	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	7.46
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	3.73

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	9.92
Ptsh v =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	4.96

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	5.95
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m \cdot 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	1.30
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m \cdot 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	7.25

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m \cdot 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m \cdot 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.86
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m \cdot 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m \cdot 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3.25
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m \cdot 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.11

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	18.84
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	18.84

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t \cdot 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	9.42
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t \cdot 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t \cdot 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	9.42

8.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	28.43	38.38
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	19.74	29.61
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.00	37.80
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.44	29.16
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.94	6.66
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.43	5.14
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	29.86	40.31
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	14.81	19.99
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	31.11	46.66
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	10.28	15.43
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

8.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	28.43	28.43
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	7.08	7.08
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	4.71	4.71

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.00	28.00
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.97	6.97
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.63	4.63

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.94	4.94
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.23	1.23
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.82	0.82

- 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
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	29.86	29.86
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	7.44	7.44
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	14.81	14.81
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	3.69	3.69
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	7.41	7.41
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	2.45	2.45
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

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

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/ GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 28.43	28.43
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 4.40	4.40
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m) 4.79	4.79
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 28.00	28.00
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.33	4.33
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.72	4.72
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4.94	4.94
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.76	0.76
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.83	0.83
- 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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/ GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m) 29.86	29.86
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m) 4.62	4.62
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m) 14.81	14.81
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m) 2.29	2.29
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m) 7.55	7.55
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m) 2.50	2.50
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

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



8.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

8.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 192.27 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 66.96 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.66} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 281.00 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 35.88 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{7.83} \quad > \quad \mathbf{1}}$$



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA5F LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL FA0100 002 REV. A FOGLIO 68 di 94

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr acc})$	192.27	258.27	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	66.96	66.96	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	229.44	354.84	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	58.96	32.56	(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.	2.50		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.31	0.13	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.39	2.75	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

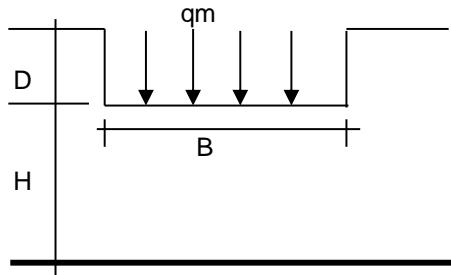
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.42	0.42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.30	0.30	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	284.34	311.42	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	3.53	>	1.4
		Nmax	3.31	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	188.82	(kN/m)
M	38.11	(kNm/m)
e=M/N	0.20	(m)
B*	2.60	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.60	(m)
D/B* =	0.23	(m)
Hs/B* =	2.31	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 74.05 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.951 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.73 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 3.32 \quad (\text{mm})$$

8.3.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE
CONDIZIONE SISMICA
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 178.30 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 54.43 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.89} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 281.00 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 83.89 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.35} \quad > \quad \mathbf{1}$$



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$	196.13	204.93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	56.98		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	244.68	261.40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	49.52	46.00	(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.	2.50		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.25	0.22	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.50	2.55	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.53	0.54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.50	0.52	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^{m+1}$		0.38	0.38	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	357.92	367.83	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	4.55	>	1.2
		Nmax	4.58	>	

8.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO
8.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE - SISMICHE

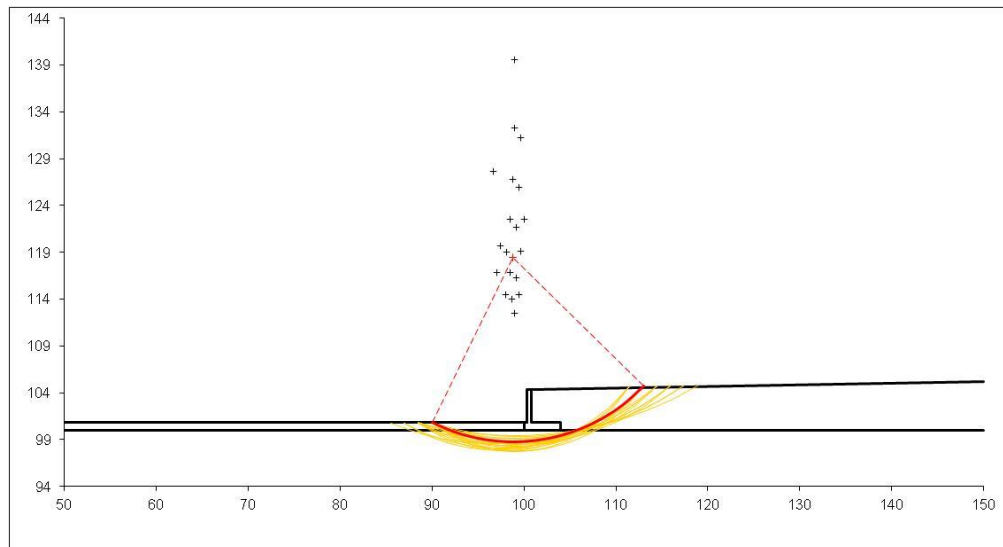
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	24.0	0	Riporto
materiale 2	19.5	30.0	7.5	Unità U1b
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 10 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.176 (-) S_s 1.44 k_h 0.0963 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0482 (-)

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				
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	100.800	0	100.600	103.200	0	50.000	100.000	0		0	50.000	80.000
1	50.000	100.800	1	150.000	105.200	1	150.000	100.000	1		1	150.000	80.000
2			2			2			2		2		
3			3			3			3		3		



# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1089	STATICO	2.708
	SISMICO	1.971

8.5 VERIFICHE STRUTTURALI

8.5.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

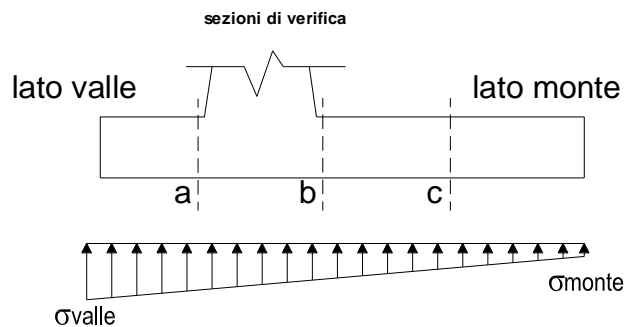
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	192.27	58.96	103.39	24.78
	258.27	32.56	107.79	64.38
sisma+	196.13	49.52	98.39	32.36
	204.93	46.00	98.98	37.64
sisma-	178.30	48.51	91.77	27.09
	187.10	44.99	92.36	32.37



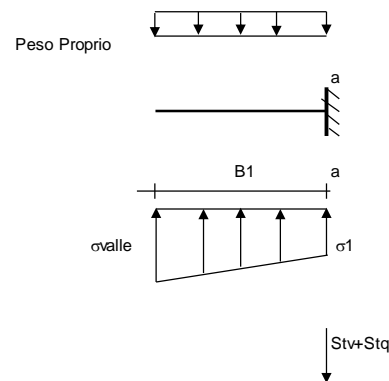
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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	103.39	95.53	3.86	25.34
	107.79	103.45	4.11	27.19
sisma+	98.39	91.79	3.62	26.12
	98.98	92.85	3.69	26.20
sisma-	91.77	85.31	3.39	24.11
	92.36	86.36	3.39	24.19



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m²)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

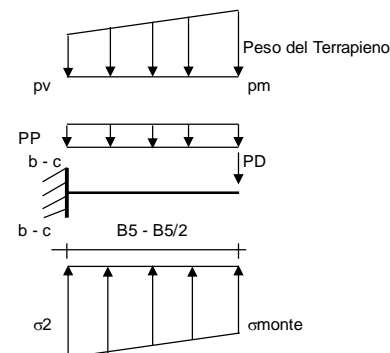
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	46.80	76.80	50.80	(kN/m ²)
pvb	46.80	76.80	50.80	(kN/m ²)
pvc	46.80	76.80	50.80	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	M_b	V_b	$\sigma_2 c$	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	24.78	82.43	-69.05	-29.83	53.61	-29.57	-36.67
	64.38	96.22	-66.64	-37.10	80.30	-26.36	-33.21
sisma+	32.36	80.78	-54.74	-25.03	56.57	-22.41	-29.32
	37.64	82.62	-54.89	-26.42	60.13	-22.10	-29.07
sisma-	27.09	74.53	-52.90	-24.16	50.81	-21.60	-28.39
	32.37	76.36	-52.11	-24.71	54.37	-21.06	-27.72

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

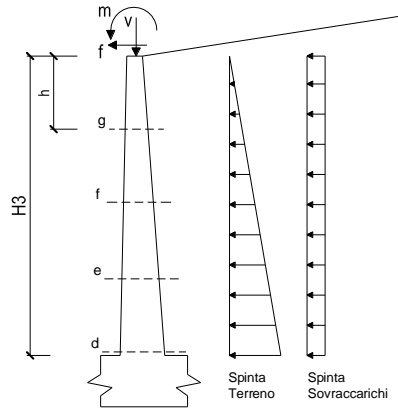
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.60	21.62	30.80	0.00	52.43	0.00	32.50	32.50
e-e	1.95	9.12	17.33	0.00	26.45	0.00	24.38	24.38
f-f	1.30	2.70	7.70	0.00	10.40	0.00	16.25	16.25
g-g	0.65	0.34	1.93	0.00	2.26	0.00	8.13	8.13

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.60	24.95	23.69	0.00	48.65
e-e	1.95	14.03	17.77	0.00	31.81
f-f	1.30	6.24	11.85	0.00	18.09
g-g	0.65	1.56	5.92	0.00	7.48

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.60	16.02	4.05	4.89	0.00	4.07	29.03	0.00	34.06	34.06
e-e	1.95	6.76	1.71	2.75	0.00	2.29	13.51	0.00	25.55	25.55
f-f	1.30	2.00	0.51	1.22	0.00	1.02	4.75	0.00	17.03	17.03
g-g	0.65	0.25	0.06	0.31	0.00	0.25	0.87	0.00	8.52	8.52

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	V _q [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.60	18.48	4.67	3.76	0.00	3.13	30.05
e-e	1.95	10.40	2.63	2.82	0.00	2.35	18.20
f-f	1.30	4.62	1.17	1.88	0.00	1.56	9.24
g-g	0.65	1.16	0.29	0.94	0.00	0.78	3.17

condizione sismica -

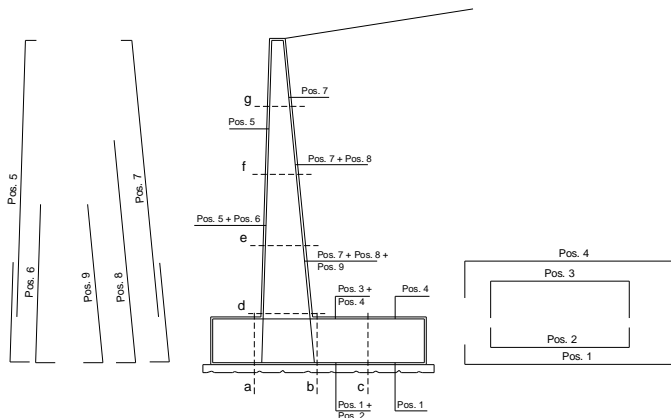
sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.60	16.02	2.52	4.98	0.00	4.07	27.59	0.00	30.94	30.94
e-e	1.95	6.76	1.06	2.80	0.00	2.29	12.91	0.00	23.20	23.20
f-f	1.30	2.00	0.31	1.25	0.00	1.02	4.58	0.00	15.47	15.47
g-g	0.65	0.25	0.04	0.31	0.00	0.25	0.86	0.00	7.73	7.73

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	V _q [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.60	18.48	2.91	3.83	0.00	3.13	28.35
e-e	1.95	10.40	1.63	2.87	0.00	2.35	17.25
f-f	1.30	4.62	0.73	1.92	0.00	1.56	8.83
g-g	0.65	1.16	0.18	0.96	0.00	0.78	3.08

8.5.2 VERIFICHE SLU

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da $\phi 24/20$ e un'armatura di ripartizione costituita da $\phi 12/25$. Il copriferro di calcolo è pari a 4 mm.

SCHEMA DELLE ARMATURE

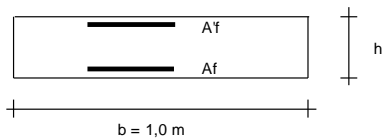


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	24	// // //	5	5.0	24	// // //
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	24	
4	5.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	4.11	0.00	0.60	22.62	22.62	454.26
b - b	-69.05	0.00	0.60	22.62	22.62	454.26
c - c	-29.57	0.00	0.60	22.62	22.62	454.26
d - d	52.43	32.50	0.50	22.62	22.62	372.09
e - e	26.45	24.38	0.50	22.62	22.62	370.50
f - f	10.40	16.25	0.50	22.62	22.62	368.92
g - g	2.26	8.13	0.50	22.62	22.62	367.34

(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	27.19	0.60	248.26	10	25	25	21.8	600.77	Armatura a taglio non necessaria
b - b	37.10	0.60	248.26	10	25	25	21.8	600.77	Armatura a taglio non necessaria
c - c	36.67	0.60	248.26	10	25	25	21.8	600.77	Armatura a taglio non necessaria
d - d	48.65	0.50	229.85	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
e - e	31.81	0.50	228.77	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	18.09	0.50	227.69	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
g - g	7.48	0.50	226.61	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO

8.5.3 VERIFICHE SLE

VERIFICA DI TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizione Statica

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	3.39	0.00	0.60	22.62	22.62	0.07	3.04
b - b	-47.07	0.00	0.60	22.62	22.62	1.03	42.23
c - c	-20.13	0.00	0.60	22.62	22.62	0.44	18.06
d - d	36.55	32.50	0.50	22.62	22.62	1.15	33.96
e - e	18.31	24.38	0.50	22.62	22.62	0.58	15.39
f - f	7.14	16.25	0.50	22.62	22.62	0.23	4.71
g - g	1.53	8.13	0.50	22.62	22.62	0.05	0.34

Condizione Sismica

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	3.65	0.00	0.60	22.62	22.62	0.08	3.28
b - b	-54.89	0.00	0.60	22.62	22.62	1.20	49.25
c - c	-22.41	0.00	0.60	22.62	22.62	0.49	20.11
d - d	29.03	30.94	0.50	22.62	22.62	0.91	25.94
e - e	13.51	23.20	0.50	22.62	22.62	0.43	10.34
f - f	4.75	15.47	0.50	22.62	22.62	0.15	2.34
g - g	0.87	7.73	0.50	22.62	22.62	0.03	0.00

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

VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	3.39	0.00	0.60	22.62	22.62	0.07	3.04	0.004	0.200
b - b	-47.07	0.00	0.60	22.62	22.62	1.03	42.23	0.049	0.200
c - c	-20.13	0.00	0.60	22.62	22.62	0.44	18.06	0.021	0.200
d - d	36.55	32.50	0.50	22.62	22.62	1.15	33.96	0.035	0.200
e - e	18.31	24.38	0.50	22.62	22.62	0.58	15.39	0.016	0.200
f - f	7.14	16.25	0.50	22.62	22.62	0.23	4.71	0.005	0.200
g - g	1.53	8.13	0.50	22.62	22.62	0.05	0.34	0.000	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	2.45	0.00	0.60	22.62	22.62	0.05	2.19	0.003	0.300
b - b	-20.88	0.00	0.60	22.62	22.62	0.46	18.73	0.022	0.300
c - c	-9.13	0.00	0.60	22.62	22.62	0.20	8.19	0.010	0.300
d - d	16.02	32.50	0.50	22.62	22.62	0.51	11.31	0.011	0.300
e - e	6.76	24.38	0.50	22.62	22.62	0.22	2.95	0.003	0.300
f - f	2.00	16.25	0.50	22.62	22.62	0.07	0.06	0.000	0.300
g - g	0.25	8.13	0.50	22.62	22.62	0.00	-	-	0.300

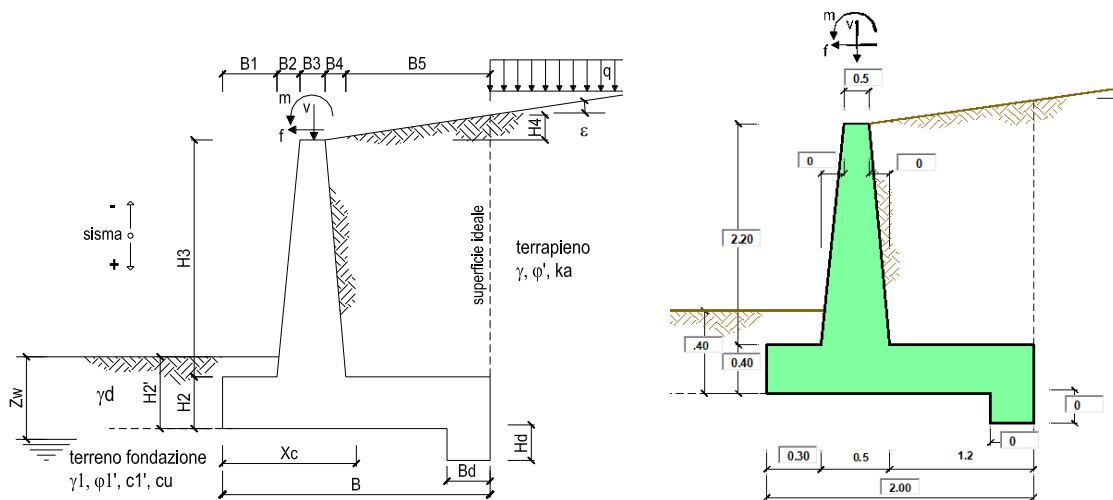
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICATO

9 ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO TIPO 1 E 7

9.1 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



Tali tipologie di muro presentano altezza di paramento variabile tra 2.00 e 2.20m; si considera $h_{\text{calcolo}}=2.20\text{m}$

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.00	(m)

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

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	2.50	2.50	2.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.50	19.50	19.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.50	19.50	19.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000		
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0.176	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_S	1.44	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.0963072	(-)	
	Coefficiente sismico verticale		k_v	0.0482	(-)	
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

			SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.297		0.297	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.360		0.360	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.367		0.367	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.836		2.836	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.819		2.819	

Si riporta di seguito una tabella rappresentante i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni statiche nella prima colonna e i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni sismiche nella seconda colonna.

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	$\tan \varphi_k$	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



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA5F LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL FA0100 002 REV. A FOGLIO 79 di 94

Si considera un sovraccarico accidentale pari a 20KN/m² a favore di sicurezza .

				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="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> 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	20.00	30.00	30.00
	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 Ψ1		1.00	condizione quasi permanente Ψ2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	4.00		
	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		

9.2 AZIONI

9.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	27.50	27.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	20.00	20.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	47.50	47.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	47.52	47.52
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 =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	47.52	47.52
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	24	36
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	4.8	

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

			SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	15.13	15.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	20.00	20.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	35.13	35.13
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	66.53	66.53
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	66.53	66.53
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	33.6	50.4
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	6.72	



INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m * k_h$	(kN/m)	4.57
Ps v =	$P_m * k_v$	(kN/m)	2.29

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

Ptsh =	$P_t * k_h$	(kN/m)	4.58
Ptsh v =	$P_t * k_v$	(kN/m)	2.29

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

MPs1 h=	$k_h * P_m1 * (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$k_h * P_m2 * (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	3.97
MPs3 h=	$k_h * P_m3 * (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$k_h * P_m4 * (H_2/2)$	(kNm/m)	0.39
MPs5 h=	$-k_h * P_m5 * (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.36

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

MPs1 v=	$k_v * P_m1 * (B_1 + 2/3 * B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$k_v * P_m2 * (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.73
MPs3 v=	$k_v * P_m3 * (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$k_v * P_m4 * (B/2)$	(kNm/m)	0.96
MPs5 v=	$k_v * P_m5 * (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.69

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

MPts1 h=	$k_h * P_t1 * (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	6.86
MPts2 h=	$k_h * P_t2 * (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$k_h * P_t3 * (H_2 + H_3 * 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	6.86

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

MPts1 v=	$k_v * P_t1 * ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) * 0.5)$	(kNm/m)	3.20
MPts2 v=	$k_v * P_t2 * ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) * 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$k_v * P_t3 * ((H_2 + H_3 * 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 * B_4) * 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	3.20

9.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	18.09	24.42
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	15.46	23.19
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.00	22.95
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.53	21.79
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.19	8.35
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.29	7.93
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd \right]$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	14.73	19.89
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	12.37	16.70
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	18.89	28.33
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	10.58	15.86
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

9.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	18.09	18.09
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	4.85	4.85
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	3.74	3.74
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.00	17.00
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.56	4.56
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.52	3.52
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.19	6.19
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.66	1.66
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.28	1.28
- 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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	14.73	14.73
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	3.95	3.95
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	12.37	12.37
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	3.32	3.32
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	4.57	4.57
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	2.56	2.56
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

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

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	18.09	18.09
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.15	3.15
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	3.82	3.82

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.00	17.00
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.96	2.96
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.58	3.58

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.19	6.19
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.08	1.08
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.30	1.30

- 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
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	14.73	14.73
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2.57	2.57
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	12.37	12.37
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	2.16	2.16
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	4.66	4.66
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	2.61	2.61
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

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

9.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 111.30 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 44.74 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.44} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 101.65 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 10.67 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{9.53} \quad > \quad \mathbf{1}}$$



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale
NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA5F LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL FA0100 002 REV. A FOGLIO 86 di 94

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr\ acc)$	111.30	147.30	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	44.74	44.74	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	86.00	136.40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	25.30	10.90	(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'	coesione terreno di fondaz.	2.50		(kPa)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma * d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.23	0.07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.55	1.85	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

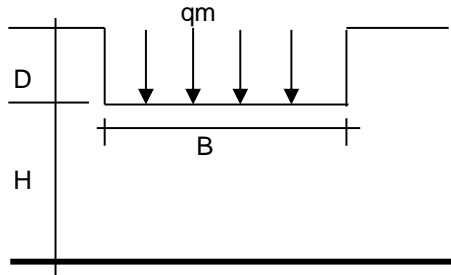
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.39	0.51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.35	0.35	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0.24	0.24	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	162.48	181.57	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.26	>	1.4
		Nmax	2.28	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	106.49	(kN/m)
M	15.51	(kNm/m)
e=M/N	0.15	(m)
B*	1.71	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.40	(m)
D/B* =	0.23	(m)
Hs/B* =	2.34	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 65.14 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.951 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.73 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1.94 \quad (\text{mm})$$

9.3.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

CONDIZIONE SISMICA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 99.01 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 32.70 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.75} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 101.65 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 29.51 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.44} \quad > \quad \mathbf{1}$$



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$	108.72	113.52	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	34.22		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	90.32	97.04	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	18.40	16.48	(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.	2.50		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.15	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.66	1.71	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cotg \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.50	0.51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.49	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cotg \phi))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	233.58	241.44	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	3.57	>	1.2
		Nmax	3.64	>	

9.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO
9.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE - SISMICHE

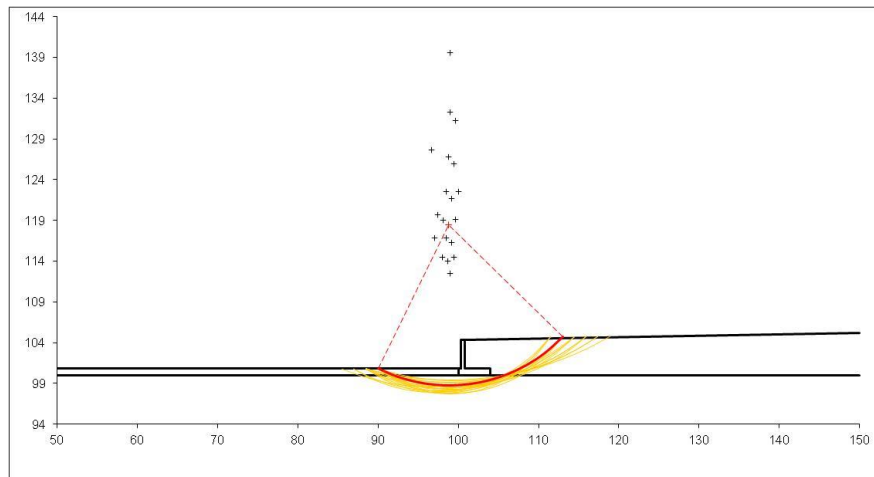
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	24.0	0	Riporto
materiale 2	19.5	30.0	7.5	Unità U1b
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 10 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.176 (-) S_s 1.44 k_h 0.0963 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0482 (-)

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 type="checkbox"/>			
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	100.400	0	100.600	102.600	0	50.000	100.000	0		0	50.000	80.000
1	50.000	100.800	1	150.000	105.200	1	150.000	100.000	1		1	150.000	80.000
2			2			2			2		2		
3			3			3			3		3		



# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1100	STATICO	2.725
	SISMICO	1.918

9.5 VERIFICHE STRUTTURALI

9.5.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

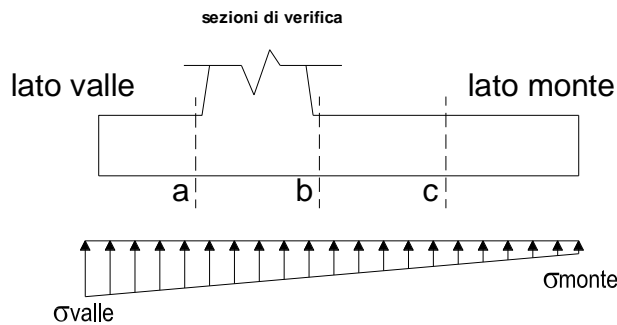
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.67 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	111.30	25.30	93.60	17.70
	147.30	10.90	90.00	57.30
sisma+	108.72	18.40	81.96	26.77
	113.52	16.48	81.48	32.05
sisma-	99.01	18.30	76.96	22.06
	103.81	16.38	76.48	27.34



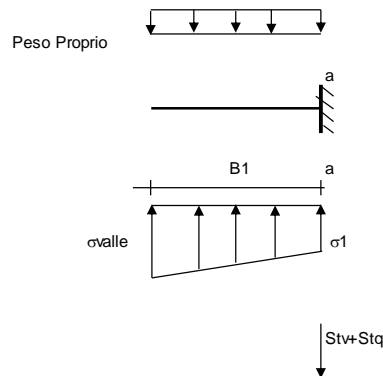
Mensola Lato Valle

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	93.60	82.22	3.59	23.37
	90.00	85.10	3.53	23.26
sisma+	81.96	73.68	3.09	23.10
	81.48	74.06	3.11	22.78
sisma-	76.96	68.72	2.91	21.59
	76.48	69.11	2.88	21.27



Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

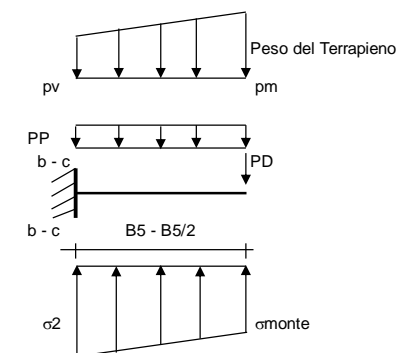
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	39.60	69.60	43.60	(kN/m ²)
pvb	39.60	69.60	43.60	(kN/m ²)
pvc	39.60	69.60	43.60	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



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	17.70	63.24	-31.58	-27.24	40.47	-14.15	-28.59
	57.30	76.92	-30.89	-31.27	67.11	-13.20	-26.72
sisma+	26.77	59.88	-21.16	-19.52	43.32	-9.02	-19.29
	32.05	61.70	-21.21	-20.29	46.87	-8.93	-19.16
sisma-	22.06	55.00	-20.49	-18.99	38.53	-8.68	-18.72
	27.34	56.82	-20.26	-19.30	42.08	-8.52	-18.36

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

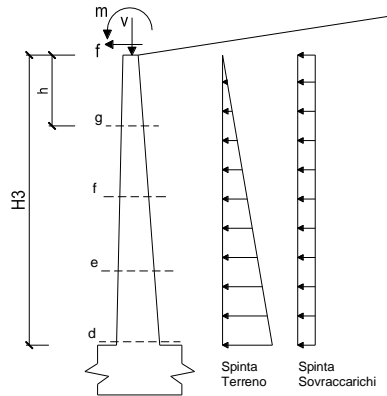
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	12.05	20.28	0.00	32.33	0.00	27.50	27.50
e-e	1.65	5.08	11.41	0.00	16.49	0.00	20.63	20.63
f-f	1.10	1.51	5.07	0.00	6.58	0.00	13.75	13.75
g-g	0.55	0.19	1.27	0.00	1.46	0.00	6.88	6.88

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	16.43	18.44	0.00	34.87
e-e	1.65	9.24	13.83	0.00	23.07
f-f	1.10	4.11	9.22	0.00	13.33
g-g	0.55	1.03	4.61	0.00	5.64

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	8.92	2.55	3.27	0.00	2.91	17.66	0.00	28.82	28.82
e-e	1.65	3.77	1.07	1.84	0.00	1.64	8.32	0.00	21.62	21.62
f-f	1.10	1.12	0.32	0.82	0.00	0.73	2.98	0.00	14.41	14.41
g-g	0.55	0.14	0.04	0.20	0.00	0.18	0.57	0.00	7.21	7.21

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	12.17	3.47	2.97	0.00	2.65	21.27
e-e	1.65	6.85	1.95	2.23	0.00	1.99	13.02
f-f	1.10	3.04	0.87	1.49	0.00	1.32	6.72
g-g	0.55	0.76	0.22	0.74	0.00	0.66	2.38

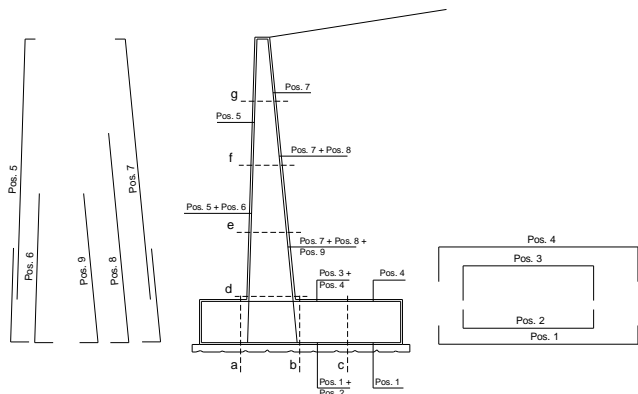
condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	8.92	1.66	3.34	0.00	2.91	16.83	0.00	26.18	26.18
e-e	1.65	3.77	0.70	1.88	0.00	1.64	7.98	0.00	19.63	19.63
f-f	1.10	1.12	0.21	0.83	0.00	0.73	2.89	0.00	13.09	13.09
g-g	0.55	0.14	0.03	0.21	0.00	0.18	0.56	0.00	6.54	6.54

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	12.17	2.26	3.03	0.00	2.65	20.11
e-e	1.65	6.85	1.27	2.28	0.00	1.99	12.38
f-f	1.10	3.04	0.56	1.52	0.00	1.32	6.45
g-g	0.55	0.76	0.14	0.76	0.00	0.66	2.32

9.5.2 VERIFICHE SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	24	//	5	5.0	24	//
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	24	
4	5.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da $\phi 24/20$ e un'armatura di ripartizione costituita da $\phi 12/25$. Il copriferro di calcolo è pari a 4 mm.

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	3.59	0.00	0.40	22.62	22.62	277.24
b - b	-31.58	0.00	0.40	22.62	22.62	277.24
c - c	-14.15	0.00	0.40	22.62	22.62	277.24
d - d	32.33	27.50	0.50	22.62	22.62	371.11
e - e	16.49	20.63	0.50	22.62	22.62	369.77
f - f	6.58	13.75	0.50	22.62	22.62	368.43
g - g	1.46	6.88	0.50	22.62	22.62	367.09

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	23.37	0.40	200.60	10	25	25	21.8	379.49	Armatura a taglio non necessaria
b - b	31.27	0.40	200.60	10	25	25	21.8	379.49	Armatura a taglio non necessaria
c - c	28.59	0.40	200.60	10	25	25	21.8	379.49	Armatura a taglio non necessaria
d - d	34.87	0.50	229.19	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
e - e	23.07	0.50	228.27	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	13.33	0.50	227.36	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
g - g	5.64	0.50	226.45	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO

9.5.3 VERIFICHE SLE

VERIFICA DI TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizione Statica

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	2.89	0.00	0.40	22.62	22.62	0.13	4.23
b - b	-21.19	0.00	0.40	22.62	22.62	0.98	31.07
c - c	-9.58	0.00	0.40	22.62	22.62	0.44	14.04
d - d	22.45	27.50	0.50	22.62	22.62	0.71	19.34
e - e	11.37	20.63	0.50	22.62	22.62	0.36	8.49
f - f	4.50	13.75	0.50	22.62	22.62	0.15	2.36
g - g	0.98	6.88	0.50	22.62	22.62	0.03	0.09

Condizione Sismica

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	3.09	0.00	0.40	22.62	22.62	0.14	4.53
b - b	-21.21	0.00	0.40	22.62	22.62	0.98	31.09
c - c	-9.02	0.00	0.40	22.62	22.62	0.42	13.23
d - d	17.66	26.18	0.50	22.62	22.62	0.56	14.32
e - e	8.32	19.63	0.50	22.62	22.62	0.27	5.37
f - f	2.98	13.09	0.50	22.62	22.62	0.10	0.97
g - g	0.57	6.54	0.50	22.62	22.62	0.02	-0.05

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

VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	2.89	0.00	0.40	22.62	22.62	0.13	4.23	0.004	0.200
b - b	-21.19	0.00	0.40	22.62	22.62	0.98	31.07	0.029	0.200
c - c	-9.58	0.00	0.40	22.62	22.62	0.44	14.04	0.013	0.200
d - d	22.45	27.50	0.50	22.62	22.62	0.71	19.34	0.020	0.200
e - e	11.37	20.63	0.50	22.62	22.62	0.36	8.49	0.008	0.200
f - f	4.50	13.75	0.50	22.62	22.62	0.15	2.36	0.002	0.200
g - g	0.98	6.88	0.50	22.62	22.62	0.03	0.09	0.000	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1.94	0.00	0.40	22.62	22.62	0.09	2.85	0.003	0.300
b - b	-7.94	0.00	0.40	22.62	22.62	0.37	11.64	0.011	0.300
c - c	-3.94	0.00	0.40	22.62	22.62	0.18	5.78	0.005	0.300
d - d	8.92	27.50	0.50	22.62	22.62	0.29	4.65	0.004	0.300
e - e	3.77	20.63	0.50	22.62	22.62	0.12	0.77	0.001	0.300
f - f	1.12	13.75	0.50	22.62	22.62	0.05	-0.11	0.000	0.300
g - g	0.14	6.88	0.50	22.62	22.62	0.00	-	-	0.300

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

VERIFICATO