

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633	I PROGETTISTI SPECIALISTICI <i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 <i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 <i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A <i>Ing. Giuseppe Resto</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629	PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGEENNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEENNERIA srl</i> (Mandante) cooprogetti (Mandante) engeko (Mandante) AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i>
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270		PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12): <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Francesco Pisani</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO <i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i>		

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO
Asse principale
Muro in sx da progr. 4+587 a progr. 4+691
Relazione tecnica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO LIV.PROG ANNO DPFI508 D 23	P010S21STRRE01_B CODICE ELAB. P010S21STRRE01	B	
D			
C			
B	Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09–01–2024	Gennaio '24	Guidobaldi
A	Emissione	Agosto '23	Guidobaldi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

1	INTRODUZIONE.....	3
1.1	GENERALITÀ	3
1.1.1	Contestualizzazione dell'opera.....	3
1.1.2	Caratterizzazione geografica/sismica.....	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	MATERIALI IMPIEGATI.....	7
1.3.1	Conglomerati cementizi.....	7
1.3.2	Acciaio per cemento armato.....	7
1.3.3	Copriferri.....	8
1.3.4	Tabella materiali riepilogativa.....	8
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	9
2	ANALISI DEI CARICHI.....	9
2.1	PESO PROPRIO STRUTTURALE (G1).....	9
2.2	PERMANENTI PORTATI (G2)	9
2.3	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (ST).....	9
2.4	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (SE)	11
2.5	AZIONI VARIABILI – CARICO MOBILE STRADALE (Q1).....	12
2.6	AZIONE SISMICA.....	12
2.7	VERIFICHE URTO VEICOLO IN SVIO.....	13
3	APPROCCIO DI CALCOLO	14
3.1	RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE	14
3.2	VERIFICHE ALLO SLU E SLV.....	14
3.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E.	14
3.3.1	Limitazioni delle tensioni	14
3.3.2	Verifiche di fessurazione	15
4	VERIFICHE MURO OS-21.....	16
4.1	TIPO 1 – H = 3.75M	17
4.1.1	TIPO 1 – H = 3.75M – URTO.....	36

PROGETTAZIONE ATI:

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche statiche e geotecniche del muro di sostegno in cemento armato gettato in opera OS21.

1.1 GENERALITÀ

Il presente lavoro si colloca all'interno del progetto della "Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45) Adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto (FI508)".

1.1.1 CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA

Le opere sono situate nel Comune di Arezzo. La struttura è realizzata in cemento armato gettata in opera. Le fondazioni sono dirette e scaricano direttamente sul terreno. I muri sono opere a se stanti e non collegate ad altre strutture. Si riportano le sezioni di verifica significative e rappresentative di tutti i muri tipologici presenti e facenti parte l'intero sviluppo dell'opera, ogni tipologico di muro presenta le stesse caratteristiche e geometrie.

Sulla ciabatta fronte muro sono previsti almeno 20cm di ricoprimento.

1.1.2 CARATTERIZZAZIONE GEOGRAFICA/SISMICA

1.1.2.1 Parametri sismici

Con riferimento alla mappatura nazionale relativa al rischio sismico (NTC-18) e in base alla posizione dell'opera e alla tipologia del terreno si ottiene quanto segue – si prende come riferimento la caratterizzazione sismica più proibitiva individuata sull'intero sviluppo del tracciato:

- | | |
|---------------------------|----------|
| • Comune | Arezzo |
| • Categoria di sottosuolo | E |
| • Categoria topografica | T1 |
| • Vita nominale | 100 anni |
| • Classe d'uso | IV |
| • Cu | 2 |

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV

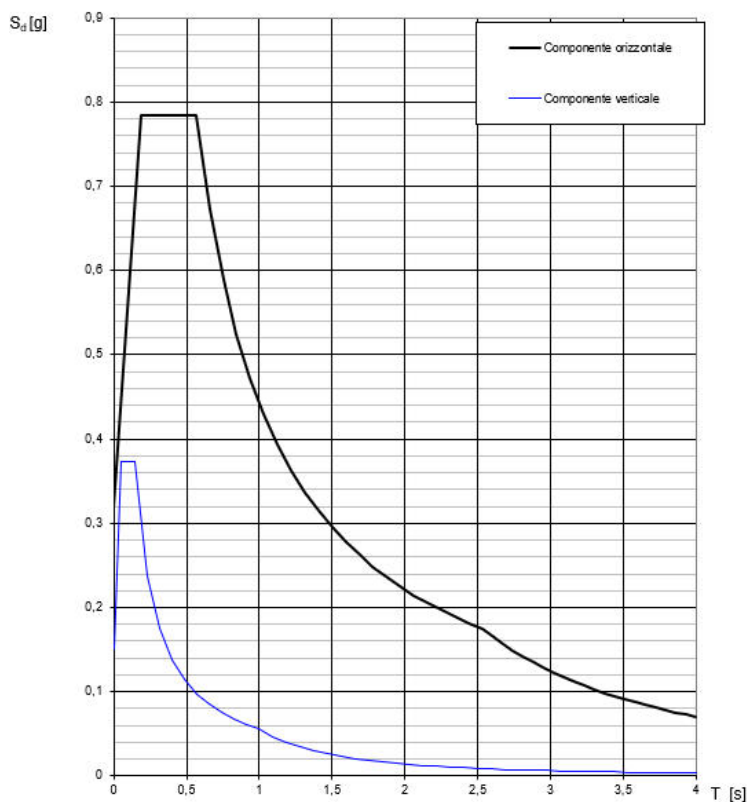


Figura 1-1 Spettro di risposta per lo stato limite SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,233 g
F_0	2,465
T_C	0,305 s
S_S	1,370
C_C	1,849
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,370
η	1,000
T_B	0,188 s
T_C	0,564 s
T_D	2,530 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + 5)} \geq 0,55; \quad \eta = 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,318
0,188	0,785
0,564	0,785
0,658	0,673
0,751	0,589
0,845	0,524
0,938	0,472
1,032	0,429
1,126	0,393
1,219	0,363
1,313	0,337
1,407	0,315
1,500	0,295
1,594	0,278
1,687	0,262
1,781	0,249
1,875	0,236
1,968	0,225
2,062	0,215
2,156	0,205
2,249	0,197
2,343	0,189
2,436	0,182
2,530	0,175
2,600	0,166
2,670	0,157
2,740	0,149
2,810	0,142
2,880	0,135
2,950	0,129
3,020	0,123
3,090	0,117
3,160	0,112
3,230	0,107
3,300	0,103
3,370	0,099
3,440	0,095
3,510	0,091
3,580	0,087
3,650	0,084
3,720	0,081
3,790	0,078
3,860	0,075
3,930	0,073
4,000	0,070

Tabella 1-1 Parametri dipendenti e indipendenti

Le forze inerziali sono direttamente proporzionali all'accelerazione massima di progetto a_{max} valutata tramite la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1,37 \cdot 0,233g = 0,318g$$

dove a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito di riferimento rigido e S è il coefficiente topografico e stratigrafico.

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.2.2 Parametri del terreno

Per il rilevato di nuova realizzazione si assume:

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 28^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

Per il terreno in fondazione su muro – **TIPO 1** si assumono i parametri geotecnici dell'unità geotecnica più proibitiva, ricavati dalla relazione geotecnica e qui brevemente riportati:

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 28^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica ed al paragrafo relativo alle verifiche.

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-18) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents (NAD's)*, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio, si fa riferimento ai seguenti documenti normativi:

- D.M. 2018: Norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-18")
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 2018
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1997-1: Progettazione geotecnica – Regole generali
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- *fib* Model Code for Concrete Structures 2010.

1.3 MATERIALI IMPIEGATI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle NTC-08. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

1.3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

I conglomerati cementizi da porre in opera avranno le seguenti classi di resistenza:

- | | |
|--|-----------------------|
| • Opere non armate (Magrone di fondazione) | C12/15 (Rck ≥ 15 MPa) |
| • Solettone inferiore | C32/40 (Rck ≥ 40 MPa) |
| • Elevazioni | C32/40 (Rck ≥ 40 MPa) |
| • Solettone superiore | C32/40 (Rck ≥ 40 MPa) |
| • Cordoli | C32/40 (Rck ≥ 40 MPa) |

Per le verifiche:

- | | |
|--|--|
| • coefficiente di sicurezza | $\gamma_c = 1.5$ |
| • classe del calcestruzzo: | C32/40 (Rck ≥ 40 MPa) |
| • resistenza a compressione cubica caratteristica: | $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ |
| • resistenza a compressione cilindrica caratteristica: | $f_{ck} = 32.00 \text{ N/mm}^2$ |
| • resistenza a compressione cilindrica di progetto: | $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$ |
| • modulo elastico: | $E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$ |
| • coefficiente di dilatazione termica | $1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |

Nella tabella seguente sono riportare, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscono la durabilità.

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206-1)	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	X0	-	-
Calcestruzzo per elevazioni	XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
Calcestruzzo per fondazioni	XC2	Bagnato raramente asciutto	Strutture idrauliche, fondazioni e strutture interrate

Tabella 1-2 condizioni ambientali e classi di esposizione.

1.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario B450C, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nelle NTC-18. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale.

Per le verifiche agli S.L.U.:

- | | |
|---|----------------------------------|
| • coefficiente di sicurezza | $\gamma_s = 1.15$ |
| • tipo di acciaio: | B450C |
| • tensione di snervamento caratteristica: | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| • tensione di rottura caratteristica: | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ |
| • tensione di snervamento di progetto: | $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ |
| • modulo elastico: | $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ |

PROGETTAZIONE ATI:

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

1.3.3 COPRIFERRI

Di seguito si indicano i copriferri netti assunti per gli elementi strutturali del muro:

- Per fondazioni:
 - superfici casserate 40 mm
 - superfici a contatto con magro di fondazione 40 mm
 - superfici gettate controterra 40 mm
- Per elevazioni: 40 mm
- Per solette: 40 mm

1.3.4 TABELLA MATERIALI RIEPILOGATIVA

Nel seguito la tabella materiali riepilogativa riguardante le opere in oggetto:

TABELLA MATERIALI
GETTO DI PULIZIA E LIVELLAMENTO – CONFORME ALLA UNI 11104 – CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESSIONE: C12/15 – DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 40 mm
CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE – A PRESTAZIONE GARANTITA CONFORME ALLA UNI 11104 – CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESSIONE: C32/40 – CLASSE DI CONSISTENZA SLUMP: S4 – CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2 – DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 32 mm – RAPPORTO A/C MAX: 0.60 – CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO 300 Kg/mc – COPRIFERRO: 40 mm
CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONE – A PRESTAZIONE GARANTITA CONFORME ALLA UNI 11104 – CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESSIONE: C32/40 – CLASSE DI CONSISTENZA SLUMP: S4 – CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2/XF1 – DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 20 mm – RAPPORTO A/C MAX: 0.60 – CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO 300 Kg/mc – COPRIFERRO: 40 mm – AGGREGATI CONFORMI ALLA UNI EN 12620 DI ADEGUATA RESISTENZA AL GELO/DISGELO
ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO IN BARRE – TIPO B450C CONTROLLATO IN STABILIMENTO SALDABILE (PROPRIETA' MECCANICHE SECONDO UNI EN ISO 15630-2/2004) – TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO: fyk > 450 MPa – TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA: ftk > 540 MPa – OGNI FORNITURA DEVE ESSERE ACCOMPAGNATA DA COPIA CONFORME DEL RELATIVO CERTIFICATO, CON DATA NON ANTERIORE A TRE MESI, EMESSO DAL LABORATORIO UFFICIALE INCARICATO DEL CONTROLLO IN STABILIMENTO.
SPECIFICHE GENERALI - Controllo di accettazione per il calcestruzzo (D.M. 17/01/2018) - Tutte le caratteristiche sopra indicate per il calcestruzzo devono essere riportate nella bolla di consegna. - E' vietata qualunque aggiunta d'acqua al calcestruzzo in cantiere - Prima di ogni getto avvisare la Direzione Lavori Strutturale - Il getto con temperature dell'aria inferiori a 5°C deve essere autorizzato dalla Direzione Lavori Strutturale - In fase di stagionatura dei getti impedire il dilavamento superficiale dei getti per pioggia o ruscellamento d'acqua - In fase di stagionatura dei getti con temperature dell'aria superiori a 25°C o in presenza di forte irraggiamento solare o di vento, procedere a bagnatura delle superfici già indurite

Tabella 1-3 Tabella materiali.

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft® Office Excel.

2 ANALISI DEI CARICHI

Per i dettagli si rimanda ai paragrafi verifiche per l'analisi dei carichi specifiche.

2.1 PESO PROPRIO STRUTTURALE (G1)

Il peso proprio strutturale si ottiene moltiplicando il volume delle strutture per il rispettivo peso per unità di volume che si assume rispettivamente per il calcestruzzo armato e l'acciaio pari a

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

2.2 PERMANENTI PORTATI (G2)

I carichi permanenti portati sono rappresentati dal ricoprimento del rilevato. Si assume il peso specifico del terreno di ricoprimento pari:

$$\gamma_{ril} = 21.0 \text{ kN/m}^3$$

2.3 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (ST)

Per il calcolo delle spinte del terreno si considera il rilevato costituito da materiale non coesivo in condizioni drenate. In generale considerando l'eventuale presenza di carico mobile, la tensione orizzontale attiva e passiva alla generica quota z sono calcolate secondo le seguenti espressioni:

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c'\sqrt{k_a}$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p + 2c'\sqrt{k_p}$$

La valutazione dei coefficienti di spinta k_a e k_p è coerente con l'approccio proposto da Muller-Breslau:

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

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

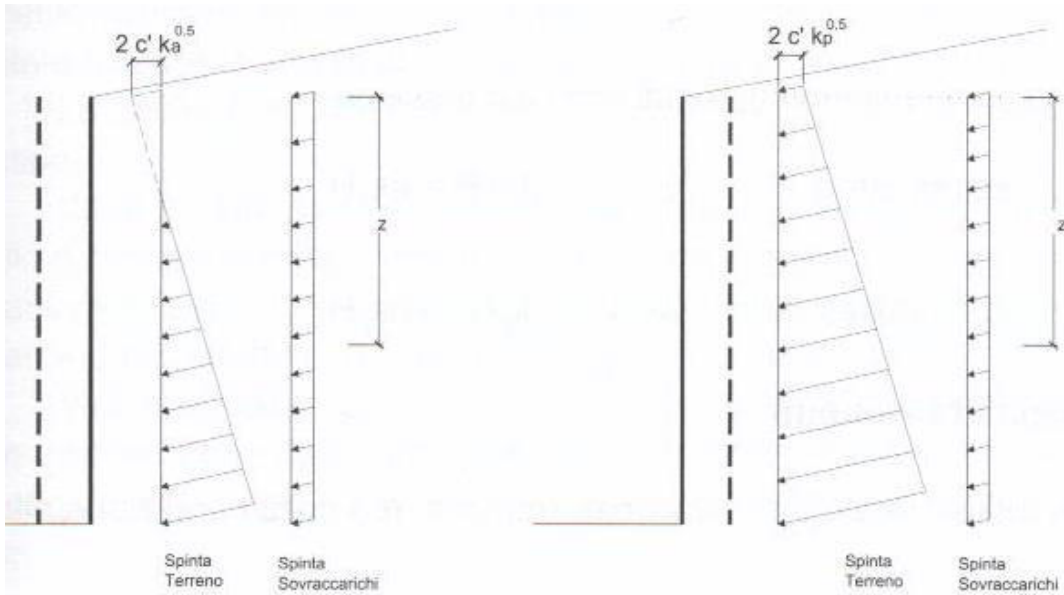


Figura 2-1 Spinta orizzontale in condizioni statiche.

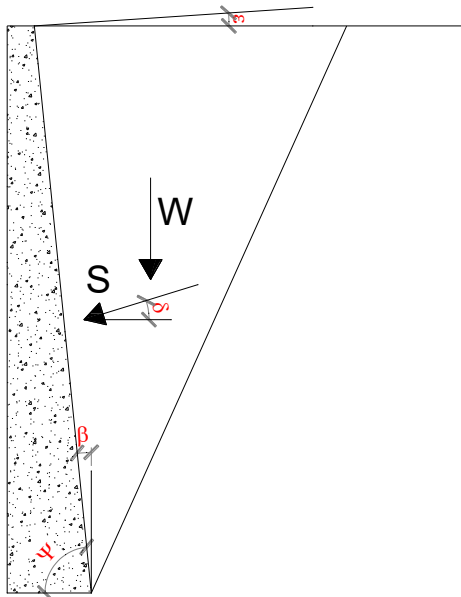


Figura 2-2 Parametri geometrici per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva.

Il coefficiente di spinta passiva, quando necessario, può essere valutato con l'approccio di Caquot-Kerisel (1948) considerando superfici di scorrimento curvilinee.

La spinta del sovraccarico variabile che interessa eventualmente il muro di imbocco è assunta costante con la profondità e pari al carico distribuito moltiplicato per coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$.

La distribuzione delle pressioni laterali è quindi triangolare per i carichi dovuti al terreno con risultante applicata ad 1/3 dell'altezza e costante per il caso di sovraccarico variabile con risultante applicata a 1/2 dell'altezza.

PROGETTAZIONE ATI:

2.4 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (SE)

Le spinte laterali in condizioni sismiche sono utilizzate per il calcolo dei muri di imbocco e sbocco eventualmente previsti per la realizzazione dell'opera. La spinta laterale in condizioni sismiche è valutata attraverso un approccio pseudo-statico. Si ipotizza che il muro sia libero di spostarsi in condizioni sismiche per cui è possibile utilizzare la formulazione di Mononobe-Okabe. Questo metodo rappresenta un'estensione della teoria di Coulomb ipotizzando una traslazione rigida del cuneo di spinta soggetto ad accelerazioni orizzontali e verticali. Queste accelerazioni entrano nella formulazione attraverso i coefficienti sismici k_v and k_h , come previsto in UNI EN 1998-5. Con riferimento allo schema riportato in figura, i coefficienti di spinta attiva e passiva sono così definiti:

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$k_a = \begin{cases} \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} & \text{per } \varepsilon \leq \varphi - \theta \\ \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta)} & \text{per } \varepsilon \geq \varphi - \theta \end{cases}$$

$$k_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi + \theta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

La spinta totale attiva e passiva in condizioni sismiche è la seguente:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2$$

L'angolo del cuneo di spinta si ricava come la seguente formula:

$$\alpha = \varphi - \theta + \arctan \left[\sqrt{\frac{\tan(\varphi - \theta - \varepsilon) \cdot [\tan(\varphi - \theta - \varepsilon) + \cotan(\varphi - \theta - \beta)] \cdot [1 + \cotan(\varphi - \theta - \beta) \cdot \tan(\theta + \beta + \delta)] - \tan(\varphi - \theta - \varepsilon)}{1 + \tan(\theta + \beta + \delta) \cdot [\tan(\varphi - \theta - \varepsilon) + \cotan(\varphi - \theta - \beta)]}} \right]$$

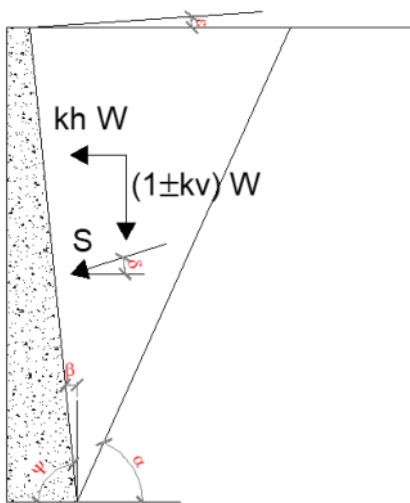


Figura 2-3 Azioni sismiche pseudo-statiche.

Come già sottolineato, non si considera la presenza di acqua e quindi non si considerano le spinte idrodinamiche ad essa associate.

2.5 AZIONI VARIABILI – CARICO MOBILE STRADALE (Q1)

I carichi mobili da traffico che interessano eventualmente il muro di imbocco/sbocco sono tenuti in conto attraverso una distribuzione costante di tensioni del terreno secondo quanto già esposto nel §2.3.

2.6 AZIONE SISMICA

Si rimanda al capitolo 1.1.2.

PROGETTAZIONE ATI:

2.7 VERIFICHE URTO VEICOLO IN SVIO

Secondo quanto indicato nel Cap. 3.6 delle NTC 2018, in caso di urto deve essere considerata la combinazione di carico eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione di carico eccezionale

In accordo con le NTC 2018, considerando che le barriere installate saranno H3BP e viste le dimensioni del montante con sezione a C 120x80x6 con interasse 2.25 m in acciaio di classe S235, il massimo momento di plasticizzazione trasferibile sul cordolo sarà: $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{yd} / 2.25 = 7.90 \text{ kNm/m}$.

Assumendo invece l'ipotesi, prevista dalla NTC 2018 par 3.6, di assoggettare la barriera ad una forza orizzontale pari a 100 kN applicata a 1 m di altezza, si otterrebbe:

$M_{pl} = 17.9 \text{ kNm}$ momento di plasticizzazione del singolo montante metallico;
 $Q = 100 \text{ kN}$ (forza da NCT 2018 par 3.6.3.3.2);
 $H = 1,00 \text{ m}$

Numero di montanti plasticizzati = $Q / M_{pl} = 6$ montanti

Lunghezza minima del tratto cordolo interessato dall'urto = $2.25 \cdot 6 = 13.50 \text{ m}$

La massima azione orizzontale trasferibile sul cordolo sarebbe pari a $= 100 / 13.5 = 7.40 \text{ kN/m}$

Le due ipotesi sopra riportate portano a due risultati del tutto comparabili.

Nelle verifiche, a favore di sicurezza, verranno condotte con una azione in testa pari a **7.90 kN/m** posizionata a 1 m di altezza rispetto al piano stradale.

3 APPROCCIO DI CALCOLO

3.1 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE

Di seguito si riassumono le armature assunte per il dimensionamento dei principali elementi strutturali (numero, diametro e posizione delle barre previste per l'elemento di lunghezza unitaria).

INCIDENZE ARMATURA – TIPO 1

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURA LONGITUDINALE		INCIDENZA
		Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	20	200	16	200	80
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	20	200	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	24	100	16	200	271
	EXT. MURO	20	100	16	200	

NOTA: nelle incidenze sopra esposte è stato considerato un +30% dato dalle sovrapposizioni di armatura

Tabella 3-1 armatura negli elementi – TIPO 1.

3.2 VERIFICHE ALLO SLU E SLV

Le verifiche allo SLU e SLV delle sezioni più significative degli elementi strutturali che compongono i muri sono state svolte. Per i dettagli fare riferimento alle analisi svolte nel seguito.

3.3 VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E.

Le verifiche condotte consistono nel controllo del quadro tensionale che interessa il calcestruzzo e l'acciaio o nel controllo dell'apertura di fessura.

3.3.1 LIMITAZIONI DELLE TENSIONI

Le verifiche sono condotte con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE Rara e SLE Q. Permanente ottenuti massimizzando e minimizzando l'azione interna flessionale sulle singole sezioni. Tali verifiche tensionali mirano a verificare che gli sforzi massimi/minimi nel calcestruzzo (σ_c) e nell'acciaio (σ_s) rispettino le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned}\sigma_c &\leq 0.60 f_{ck} = -19.2 \text{ Mpa} && \text{rara} \\ \sigma_c &\leq 0.45 f_{ck} = -14.4 \text{ Mpa} && \text{q. permanente}\end{aligned}$$

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ Mpa} \quad \text{rara}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Per ogni elemento si riporta la condizione peggiore

3.3.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE frequente e SLE q.permanente desunti massimizzando/minimizzando le azioni flettenti interne per le sezioni di riferimento di ciascun elemento strutturale, si procede alla verifica di fessurazione considerando i seguenti parametri per la definizione dell'apertura limite di fessura compatibile con i seguenti parametri meccanici e ambientali:

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Pertanto, l'apertura limite di fessura risulta pari a:

Combinazione	w_{lim} [mm]
Frequente	0.3
Quasi permanente	0.2

Per brevità, per ciascuna sezione presa in esame verranno riportati i dati della verifica più gravosa

4 VERIFICHE MURO OS-21

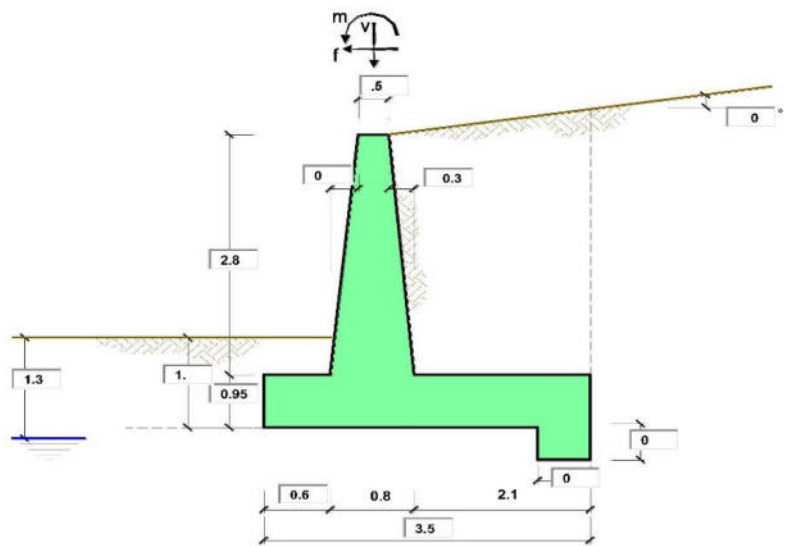
Nel seguito si riportano le verifiche allo SLU statiche e allo SLV sismiche del muro. E le verifiche allo SLE.

Sulla ciabatta fronte muro sono previsti almeno 20cm di ricoprimento.

PROGETTAZIONE ATI:

4.1 TIPO 1 – H = 3.75M

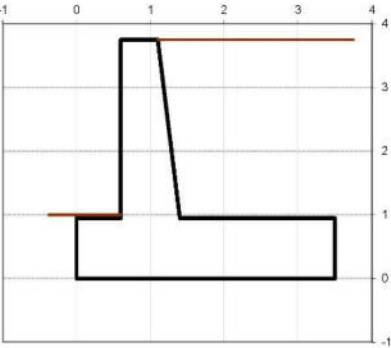
PROGETTAZIONE ATI:



OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SILU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	●
	SLE (DM88)			○
altro				○



Peso Specifico del Calcestruzzo γ_{cls} = 25.00 (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi_k$	γ_{φ}	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	σ_{sk}	γ_{su}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

E78 GROSSETO – FANO
TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45)
ADEGUAMENTO A QUATTRO CORSIE DEL TRATTO SAN ZENO – AREZZO – PALAZZO DEL PERO, 1° LOTTO (FI508)
OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO
ASSE PRINCIPALE – MURO OS.21 – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ	21.00	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	16.46
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c^1	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ^1	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ^1	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rintorno della Fondazione	(kN/m³)	γ_d	21.00	21.00	21.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	35000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.233	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	I_a	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.123956	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0620	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☒ si ☐ no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.320		0.320	0.387	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.407		0.407	0.485	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.420		0.420	0.500	
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2.770		2.770	2.286	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2.567		2.567	2.100	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2.539		2.539	2.073	

Carichi Agenti				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	☐ si ☒ no	(kN/m²)	q_p	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte		(kN/m)	f_p	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	x_p	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m/m)	m_p	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente		(kN/m/m)			
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	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		(kN/m/m)	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente '1'			0.75	condizione quasi permanente '2'	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	q_s	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	f_s	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	v_s	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m/m)	m_s	0.00	

Coefficienti di sicurezza			
	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	1.71	9.37	2.64
Sismico	1.62	4.91	2.70

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40	
Rok	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{ce}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{ce} \cdot \gamma_{ca} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot \sigma_{sa}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	14.4	Mpa
σ_T	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	14.4	Mpa
σ_T	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w_2	0.3	mm
Quasi Permanente	w_3	0.4	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f_{yk}	450	(MPa)
γ_s	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} \cdot \gamma_s / \gamma_E$	391.30	(MPa)
E_s	210000	(MPa)
ϵ_{yk}	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

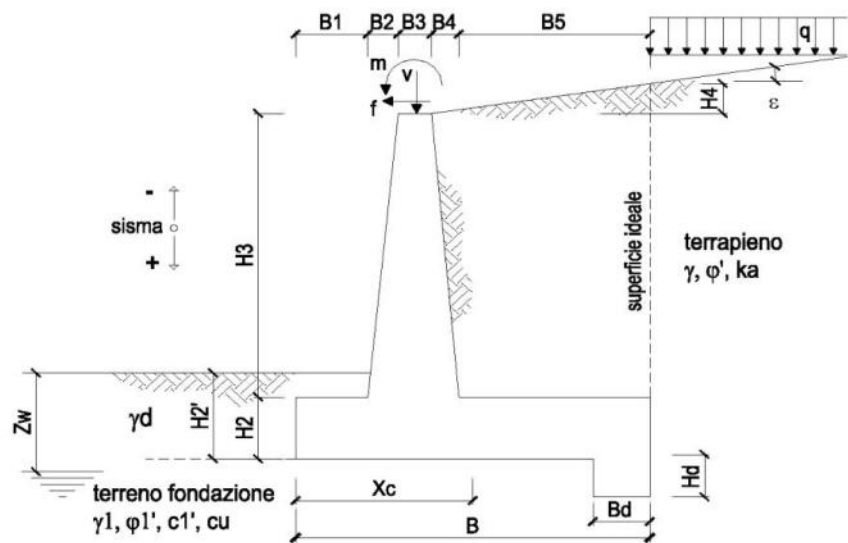
$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$ (cm)

Interfero tra l e l' strato

$l_{s,l} = 5.00$ (cm)



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.10	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	--------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	(kN/m)	35.00	31.50
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	(kN/m)	10.50	9.45
Pm4 =	(B*H2*γcls)	(kN/m)	83.13	74.81
Pm5 =	(Bd*Hd*γcls)	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	128.63	115.76

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

Pt1 =	(B5*H3*γ')	(kN/m)	123.48	111.13
Pt2 =	(0.5*(B4+B5)*H4*γ')	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	(B4*H3*γ')/2	(kN/m)	8.82	7.94
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	132.30	119.07

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	48	72
Sovr acc. Sism $q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \ B2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m) 29.75	29.75	26.78
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \ B4)$	(kNm/m) 12.60	12.60	11.34
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 145.47	145.47	130.92
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m) 187.82	187.82	169.04
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m) 302.53	302.53	272.27
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 11.47	11.47	10.32
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m) 313.99	313.99	282.59

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	110.4	165.6
Sovr acc. Sism $\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	15.94
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	7.97

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	16.40
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	8.20

- 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)	10.20
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	2.45
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	4.89
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	17.54

- 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)	1.84
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.78
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	9.02
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	11.64

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	35.97
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)	3.08
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	39.05

- 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)	18.75
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)	0.85
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	19.60

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 47.30	61.49	62.94
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 24.02	36.04	43.59
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 44.45	57.78	60.36
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 22.58	33.86	41.81
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 16.18	21.03	17.83
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 8.22	12.33	12.35
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1' \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1' \cdot kp^{0.5} + \gamma_1' \cdot kp \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 55.56	72.23	75.45
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 56.62	73.61	62.41
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 42.33	63.49	78.39
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 28.76	43.14	43.23
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	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	294.28	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	91.64	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.71	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	451.63	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	48.19	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	9.37	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	294.28	366.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	91.64	91.64	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	482.84	648.44	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	32.16	-7.44	(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.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.86		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.11	-0.02	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.28	3.46	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi' \cdot \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

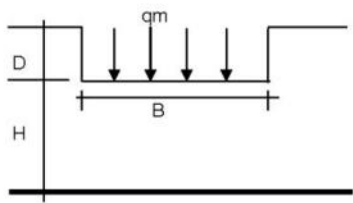
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	252.75	279.97	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B* / N	Nmin	2.82	>	1.4
		Nmax	2.64	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (qm)

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

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

Cedimento della fondazione

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

N	283.26	(kN/m)
M	3.02	(kNm/m)
e=M/N	0.01	(m)
B*	3.48	(m)

D =	1.00	(m)
D/B* =	0.29	(m)
Hs/B* =	2.01	(m)

$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* =$ 84.60 (kN/mq)

$\mu_0 =$ 0.948 (-)

$\mu_1 =$ 0.66 (-)

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E =$ 5.29 (mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	47.30	47.30	57.21
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	16.48	16.48	18.80
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	44.45	44.45	54.87
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.49	15.49	18.03
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.18	16.18	16.21
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.64	5.64	5.33
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	55.56	55.56	68.59
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	19.36	19.36	22.53
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	56.62	56.62	56.74
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	19.73	19.73	18.64
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^* / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^* \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	298.91	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$	92.28	(kN/m)
-----	--	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi 1'$	0.53	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.72	>	1.1
------	------------------------	------	---	-----

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	501.81	(kNm/m)
------	--------------------	--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts$	41.09	(kNm/m)
------	--	-------	-----------

Fr =	Ms / Mr	12.21	>	1
------	-----------	-------	---	---

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	298.91	298.91	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	92.28		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	477.89	477.89	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	45.20	45.20	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.86		(kN/m³)
q0 = γd * H2'	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.15	0.15	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.20	3.20	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi') \cdot \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.48	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\varphi')))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	252.41	252.41	(kN/m²)
------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = qlim*B* / N	Nmin	2.70	>	1.4
		Nmax	2.70	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	47.30	47.30	57.21
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m)	10.90	10.90	12.06
Ssq1 perm= $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	44.45	44.45	54.87
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10.24	10.24	11.57
Ssq1h perm= $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc= $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.18	16.18	16.21
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.73	3.73	3.42
Ssq1v perm= $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc= $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -				
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	55.56	55.56	68.59
MSst1 sism= $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	12.80	12.80	14.46
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	56.62	56.62	56.74
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	13.05	13.05	11.96
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		264.66	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		87.03	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = tg \phi_1'$		0.53	(-)	
Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$		1.62	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$Ms = Mm + Mt + Mfext3$		501.81	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		102.17	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr		4.91	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	264.66	264.66	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	87.03		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	415.29	415.29	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	47.86	47.86	(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.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.86		(kN/m³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.18	0.18	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.14	3.14	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2)^*e^{(\pi*tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1)^*tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^*c^*cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c^*cotg\varphi'))^{m+1}$		0.30	0.30	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	233.27	233.27	(kN/m²)
------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = qlim*B* / N	Nmin	2.77	>	1.4
		Nmax	2.77	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

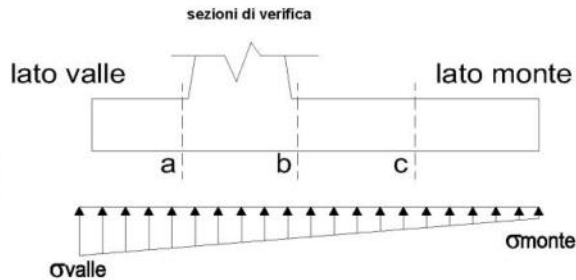
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	294.28	32.16	99.83	68.33
	366.28	-7.44	101.01	108.30
sisma+	298.91	45.20	107.54	63.26
	298.91	45.20	107.54	63.26
sisma-	264.66	47.86	99.06	52.17
	264.66	47.86	99.06	52.17



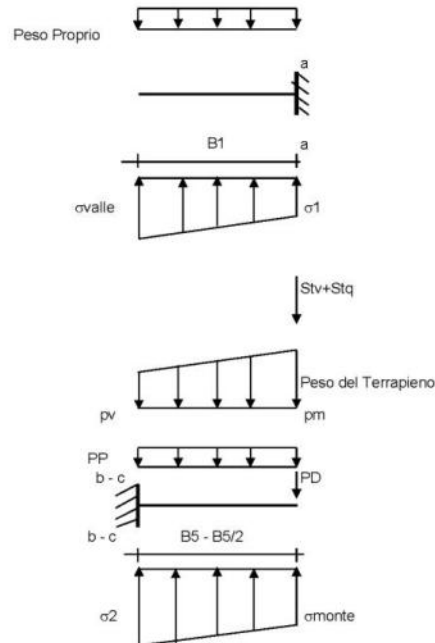
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 23.75 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	99.83	94.43	13.37	44.03
	101.01	102.26	13.98	46.73
sisma+	107.54	99.95	14.36	48.63
	107.54	99.95	14.63	48.63
sisma-	99.06	91.02	13.34	43.50
	99.06	91.02	13.07	43.50



Mensola Lato Monte

$$PP = 23.75 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m)$$

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	58.80	88.80	58.80	(kN/m ²)
pvb	58.80	88.80	58.80	(kN/m ²)
pvc	58.80	88.80	58.80	(kN/m ²)

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

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

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

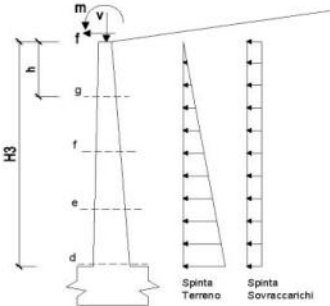
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	68.33	87.23	-87.51	-43.37	77.78	-41.13	-43.32
	108.30	103.92	-82.64	-46.88	106.11	-37.77	-38.97
sisma+	63.26	89.83	-80.09	-45.16	76.55	-33.92	-40.46
	63.26	89.83	-80.09	-45.16	76.55	-33.92	-40.46
sisma-	52.17	80.31	-76.82	-43.41	66.24	-32.24	-39.04
	52.17	80.31	-76.82	-43.41	66.24	-32.24	-39.04

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{ext} = m \cdot f \cdot h$
 $M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$
 $N_{ext} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$
 $V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$
 $V_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$
 $V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$
 $V_{ext} = f$
 $V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	30.07	35.40	0.00	65.46	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	12.68	19.91	0.00	32.60	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	3.76	8.85	0.00	12.61	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.47	2.21	0.00	2.68	0.00	9.41	9.41

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	32.21	25.28	0.00	57.50
e-e	2.10	18.12	18.96	0.00	37.08
f-f	1.40	8.05	12.64	0.00	20.70
g-g	0.70	2.01	6.32	0.00	8.33

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	23.13	8.58	0.00	0.00	7.29	38.99	0.00	48.32	48.32
e-e	2.10	9.76	3.62	0.00	0.00	3.93	17.30	0.00	34.15	34.15
f-f	1.40	2.89	1.07	0.00	0.00	1.67	5.63	0.00	21.37	21.37
g-g	0.70	0.36	0.13	0.00	0.00	0.40	0.89	0.00	9.99	9.99

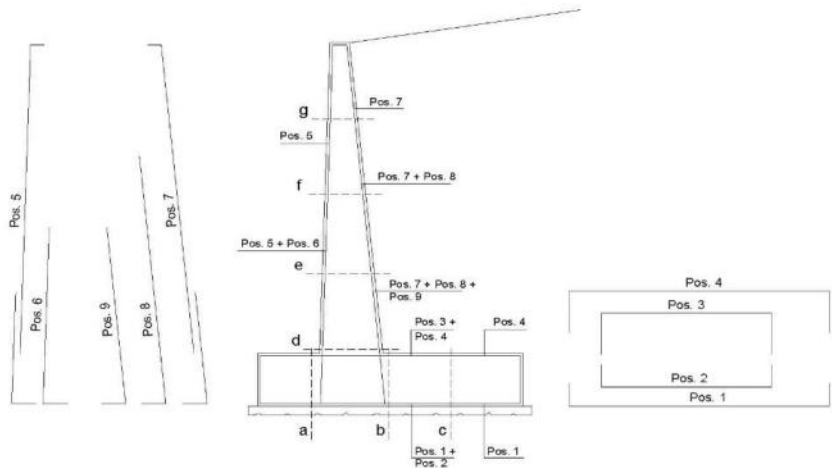
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	24.78	9.19	0.00	0.00	5.64	39.61
e-e	2.10	13.94	5.17	0.00	0.00	3.99	23.09
f-f	1.40	6.19	2.30	0.00	0.00	2.49	10.99
g-g	0.70	1.55	0.57	0.00	0.00	1.17	3.29

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	23.13	5.67	0.00	0.00	7.29	36.09	0.00	42.68	42.68
e-e	2.10	9.76	2.39	0.00	0.00	3.93	16.08	0.00	30.16	30.16
f-f	1.40	2.89	0.71	0.00	0.00	1.67	5.27	0.00	18.88	18.88
g-g	0.70	0.36	0.09	0.00	0.00	0.40	0.85	0.00	8.82	8.82

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	24.78	6.08	0.00	0.00	5.64	36.50
e-e	2.10	13.94	3.42	0.00	0.00	3.99	21.34
f-f	1.40	6.19	1.52	0.00	0.00	2.49	10.21
g-g	0.70	1.55	0.38	0.00	0.00	1.17	3.09

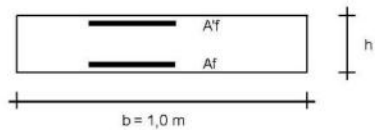
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	24	□	6	0.0	16	□
3	0.0	16	□	7	10.0	24	
4	5.0	20		8	0.0	20	□
				9	0.0	12	□

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	14.63	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
b - b	-87.51	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
c - c	-41.13	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
d - d	65.46	45.50	0.80	45.24	31.42	1272.08
e - e	32.60	32.16	0.73	45.24	31.42	1133.52
f - f	12.61	20.13	0.65	45.24	31.42	996.31
g - g	2.68	9.41	0.58	45.24	31.42	860.30

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	48.63	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	46.88	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	43.32	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	57.50	0.80	372.49	10	20	20	21.8	1296.55	Armatura a taglio non necessaria
e - e	37.08	0.73	352.04	10	20	20	21.8	1166.89	Armatura a taglio non necessaria
f - f	20.70	0.65	330.96	10	20	20	21.8	1037.24	Armatura a taglio non necessaria
g - g	8.33	0.58	309.09	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

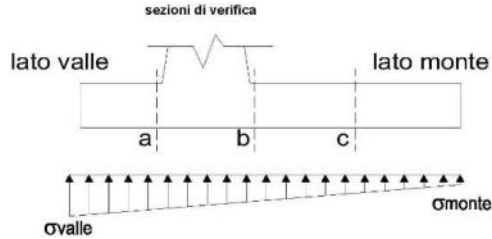
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	283.26	3.02	82.41	79.45
	319.26	-16.78	83.00	99.44
Q.P.	277.10	-17.94	70.38	87.96
	277.10	-17.94	70.38	87.96

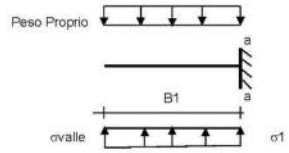


Mensola Lato Valle

$$PP = 23.75 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
Freq.	82.41	81.90	10.53
	83.00	85.82	10.83
Q.P.	70.38	73.40	8.57
	70.38	73.40	8.57



Mensola Lato Monte

$$PP = 23.75 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m)$$

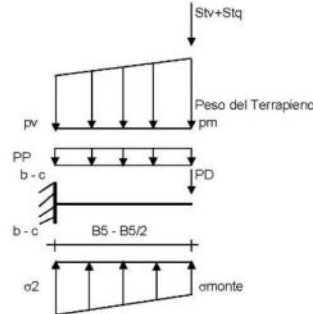
peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP
pm	58.80	73.80	58.80
pvb	58.80	73.80	58.80
pvc	58.80	73.80	58.80

$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + Msp \cdot Sp \cdot H / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + Msp \cdot Sp \cdot H / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2b [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_2c [kN/m ²]	Mc [kNm]
Freq.	79.45	81.23	-52.44	80.34	-25.00
	99.44	89.57	-50.00	94.51	-23.32
Q.P.	87.96	77.41	-29.79	82.69	-14.97
	87.96	77.41	-29.79	82.69	-14.97



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

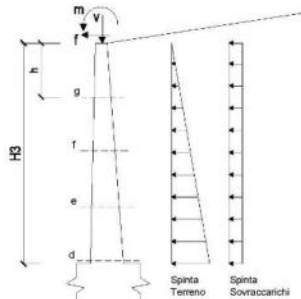
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$Mt = \frac{1}{2} K_a \rho_{graz} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \alpha$$

$$Mq = \frac{1}{2} K_a \rho_{graz} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$N_{ext} = v$$

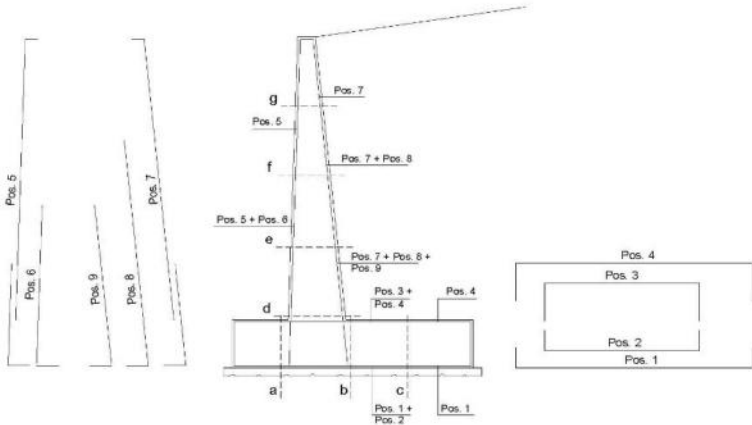


condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.80	23.13	17.70	0.00	40.83	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	9.76	9.96	0.00	19.71	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	2.89	4.42	0.00	7.32	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.36	1.11	0.00	1.47	0.00	9.41	9.41

condizione Quasi Permanente								
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	23.13	0.00	0.00	23.13	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	9.76	0.00	0.00	9.76	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	2.89	0.00	0.00	2.89	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.36	0.00	0.00	0.36	0.00	9.41	9.41

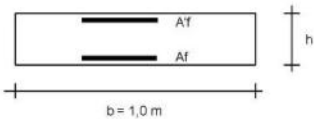
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	24	□	6	0.0	16	□
3	0.0	16	□	7	10.0	24	
4	5.0	20		8	0.0	20	□
				9	0.0	12	□

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

condizione Frequente									
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	10.83	0.00	0.95	15.71	15.71	0.13	8.17	0.009	0.300
b - b	-52.44	0.00	0.95	15.71	15.71	0.61	39.53	0.046	0.300
c - c	-25.00	0.00	0.95	15.71	15.71	0.29	18.85	0.022	0.300
d - d	40.83	45.50	0.80	45.24	31.42	0.44	9.07	0.006	0.300
e - e	19.71	32.16	0.73	45.24	31.42	0.26	4.25	0.003	0.300
f - f	7.32	20.13	0.65	45.24	31.42	0.12	1.28	0.001	0.300
g - g	1.47	9.41	0.58	45.24	31.42	0.03	0.06	0.000	0.300

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

condizione Quasi Permanente									
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	8.57	0.00	0.95	15.71	15.71	0.10	6.46	0.008	0.400
b - b	-29.79	0.00	0.95	15.71	15.71	0.35	22.46	0.026	0.400
c - c	-14.97	0.00	0.95	15.71	15.71	0.17	11.29	0.013	0.400
d - d	23.13	45.50	0.80	45.24	31.42	0.26	3.57	0.002	0.400
e - e	9.76	32.16	0.73	45.24	31.42	0.14	1.00	0.001	0.400
f - f	2.89	20.13	0.65	45.24	31.42	0.06	0.00	0.000	0.400
g - g	0.36	9.41	0.58	45.24	31.42	0.00	-	-	0.400

sez. compressa

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

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	21.00	28.00	0.00	
materiale 2	21.00	28.00	0.00	
materiale 3	21.00	28.00	0.00	
materiale 4	21.00	28.00	0.00	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.233 (-) S_s 1.4 k_h 0.1240 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0620 (-)

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

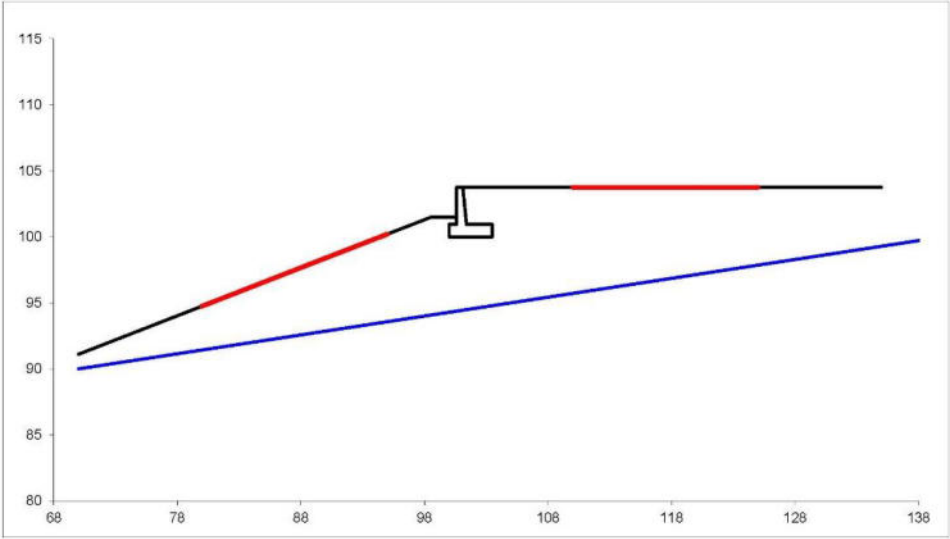
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4		materiale 2		☒ falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.500	0	101.100	103.750	0	89.230	97.150	0			0	70.000	90.000
1	98.550	101.500	1	135.000	103.750	1	129.000	100.000	1			1	140.000	100.000
2	89.230	98.108	2	135.000	103.750	2			2			2		
3	81.250	95.203	3			3			3			3		
4	70.000	91.109	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		
alfa ° 20														

Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{in}	q_{in}	% sisma
sovraccarico 1 ☒	102	20	110	20	0%
sovraccarico 2 ☐					

Limiti ricerca superfici

Xa 80	Xc 110	alfa min 40	# superfici massimo 1331
Xb 95	Xd 125	alfa max 70	
n1 10	n2 10	n alfa 10	



#strisce
30

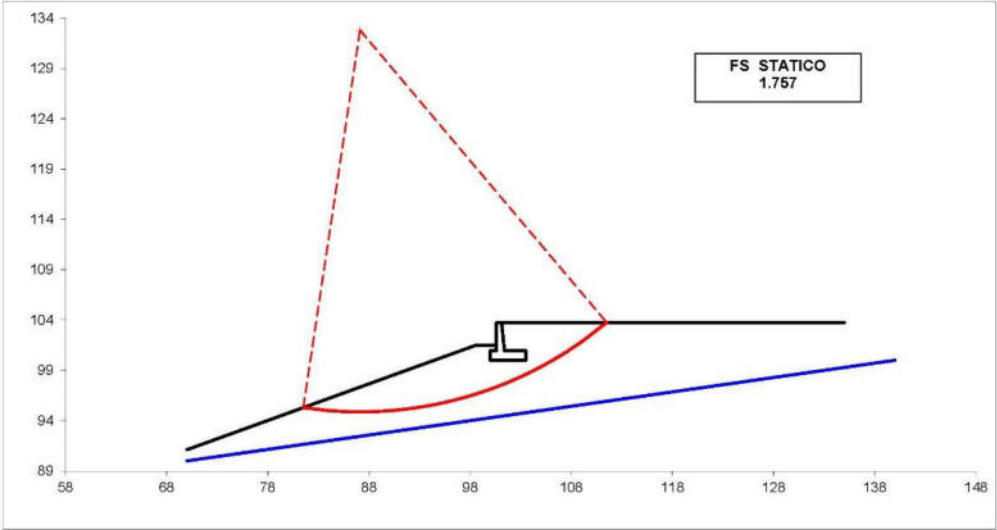
# Superfici Calcolate	FS Bishop
1100	STATICO 1.757
	SISMICO 1.249

Condizione di Carico

STATICA

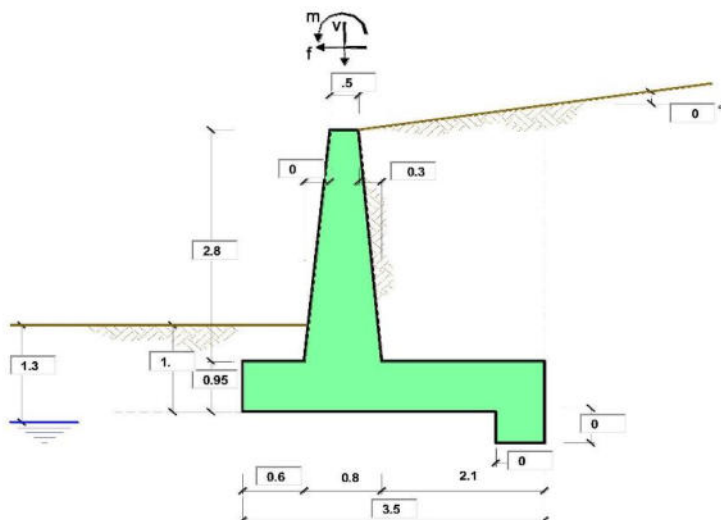
superfici da disegnare

1



4.1.1 TIPO 1 – H = 3.75M – URTO

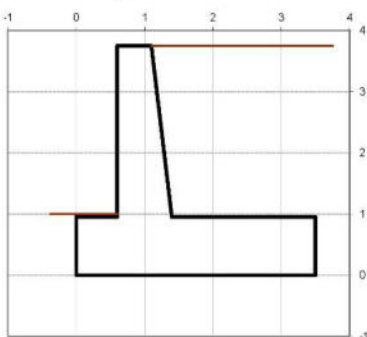
PROGETTAZIONE ATI:



OPERA [Esempio](#)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☐
	SLE (DM88)			☐
altro				☒



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m3)
---------------------------------	------------------	-------	---------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (OEO)	SLE	altre
Permanenti	favorevole	To	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	favorevole	To	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi_k$	γ_{φ}	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altre
Capacità portante fondazione	38	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribalamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno o	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	28.00	28.00	28.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	21.00	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	20.00
	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	28.00	28.00	28.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ_1'	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rintorno della Fondazione	(kN/m³)	γ_d	21.00	21.00	21.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	H_s	7.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m)	E	35000		

Accelerazione sismica	a_g/g	0	(-)
-----------------------	---------	---	-----

Dati Sismici	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_k	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0000	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	☒ si ☐ no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ks	0.320		0.320	0.320	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.320		0.320	0.320	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.320		0.320	0.320	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770		2.770	2.770	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kpe+	2.770		2.770	2.770	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kpe-	2.770		2.770	2.770	

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto STR/GEO		valori di progetto EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	☐ si ☒ no	(kNm ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	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
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kNm ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	7.90	7.90	7.90
	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	7.90	7.90	7.90
	Coefficienti di combinazione condizione frequente '1'		0.75	condizione quasi permanente '2'		0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kNm 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		

Coefficienti di sicurezza			
	Scorimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	2.81	13.76	4.62

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40	
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{ce}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{ctd} = \alpha_{ce} \cdot f_{ctk} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{1.667}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	14.4	Mpa
σ_t	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	14.4	Mpa
σ_t	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w ₁₂	0.3	mm
Quasi Permanente	w ₁₃	0.4	mm

Acciaio

tipo d acciaio	B450C	
f _{yk} =	450	(MPa)
γ_s =	1.15	
f _{yd} = f _{yk} / γ_s / γ_E =	391.30	(MPa)
E _s =	210000	(MPa)
ϵ_{ps} =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

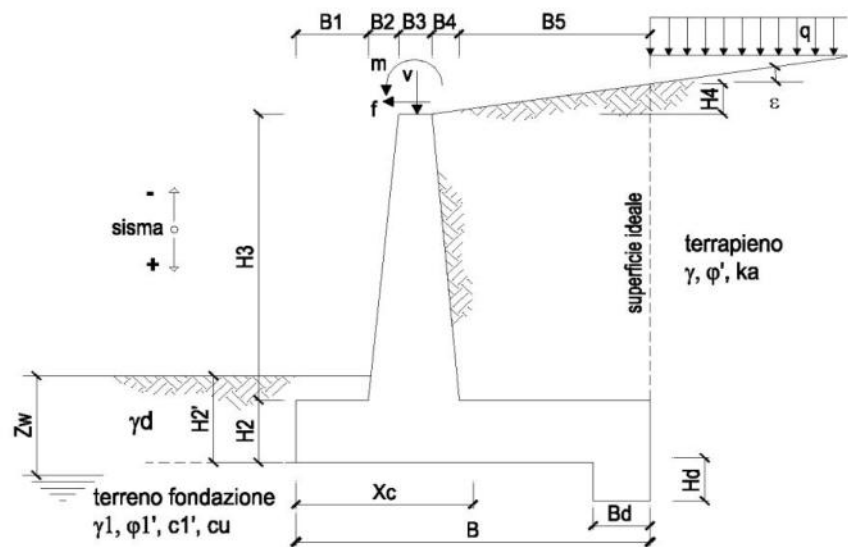
c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 3.50 (cm)

Interfero tra l e l' strato

l_{-II} 5.00 (cm)



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.10	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

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

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	35.00	35.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	10.50	10.50
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	83.13	83.13
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	128.63	128.63

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	123.48	123.48
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)	8.82	8.82
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	132.30	132.30

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	29.75	29.75	29.75
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	12.60	12.60	12.60
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	145.47	145.47	145.47
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	187.82	187.82	187.82
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	302.53	302.53	302.53
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	11.47	11.47	11.47
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	313.99	313.99	313.99

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	0.00
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0.00

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	0.00
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0.00

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

- 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)	0.00
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)	0.00
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0.00

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

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.00
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)	0.00

- 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)	0.00
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)	0.00

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 47.30	47.30	47.30
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 44.45	44.45	44.45
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 16.18	16.18	16.18
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 55.56	55.56	55.56
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 56.62	56.62	56.62
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 7.90	7.90	7.90
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 29.63	29.63	29.63
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	277.10	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	52.35	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\tan \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2.81	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	501.81	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	36.46	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	13.76	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	277.10	277.10	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sth + Sqh + f - Sp	52.35	52.35	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	465.35	465.35	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	19.58	19.58	(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.	0.00	(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.86	(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	21.00	(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.07	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.36	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi') \cdot \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	14.72	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	25.80	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	16.72	(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

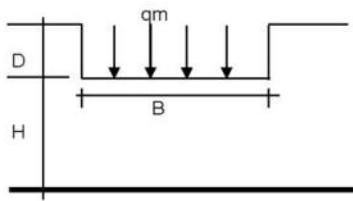
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.66	0.66	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.63	0.63	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.53	0.53	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	380.98	380.98	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B* / N	Nmin	4.62	>	1
		Nmax	4.62	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (q_m)

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

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

Cedimento della fondazione

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

N	277.10	(kN/m)
M	19.58	(kNm/m)
e=M/N	0.07	(m)
B*	3.36	(m)

D =	1.00	(m)
D/B*	0.30	(m)
Hs/B*	2.08	(m)

$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 82.50$ (kN/mq)

$\mu_0 = 0.948$ (-)

$\mu_1 = 0.68$ (-)

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 5.10$ (mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	47.30	47.30
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.00	0.00
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)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	44.45	44.45
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.18	16.18
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	55.56	55.56
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	56.62	56.62
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

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	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	277.10	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	44.45	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	3.31	>	1
------	------------------------	------	---	---

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	501.81	(kNm/m)	
------	--------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	-1.06	(kNm/m)	
------	--	-------	-----------	--

Fr =	Ms / Mr	-472.48	<	1
------	-----------	---------	---	---

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	277.10	277.10	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	44.45		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	502.87	502.87	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	-17.94	-17.94	(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.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.86		(kN/m³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	-0.06	-0.06	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.37	3.37	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.70	0.70	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.68	0.68	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi))^{m+1}$		0.59	0.59	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	415.61	415.61	(kN/m²)
------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = qlim*B* / N	Nmin	5.06	>	1
		Nmax	5.06	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

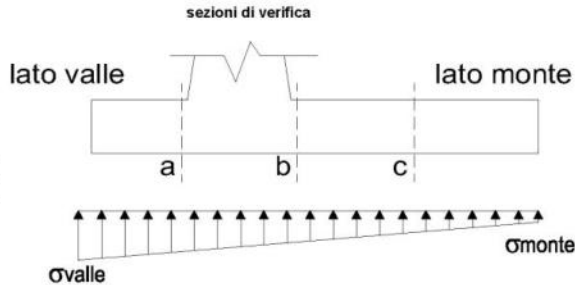
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	277.10	19.58	88.76	69.58
sisma+	277.10	-17.94	70.38	87.96
sisma-	277.10	-17.94	70.38	87.96



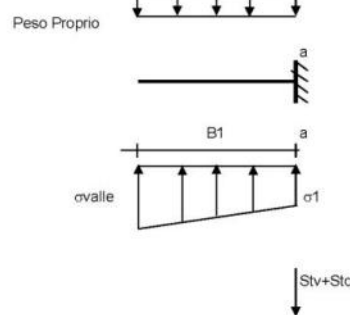
Mensola Lato Valle

$$PP = 23.75 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	88.76	85.47	11.50	38.02
sisma+	70.38	73.40	8.57	28.28
sisma-	70.38	73.40	8.57	28.28



Mensola Lato Monte

$$PP = 23.75 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	58.80	58.80	58.80	(kN/m ²)
pvb	58.80	58.80	58.80	(kN/m ²)
pvc	58.80	58.80	58.80	(kN/m ²)

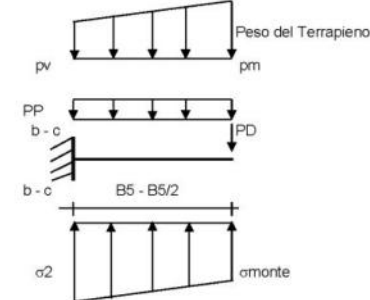
$$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

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

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

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

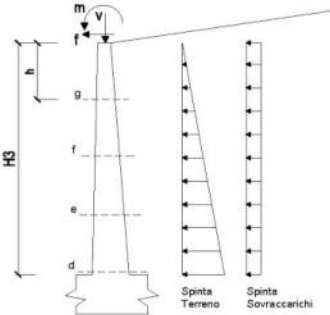
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	69.58	81.09	-54.11	-31.33	75.34	-23.08	-26.77
sisma+	87.96	77.41	-29.79	-15.89	82.69	-14.97	-13.26
sisma-	87.96	77.41	-29.79	-15.89	82.69	-14.97	-13.26



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K a_{orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K a_{orizz.}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K a_{orizz.} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{ext} = m \cdot h \cdot h$
 $M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$
 $N_{ext} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$
 $V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K a_{orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$
 $V_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K a_{orizz.}) \cdot h^2$
 $V_q = K a_{orizz.} \cdot q \cdot h$
 $V_{ext} = f$
 $V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$



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	2.80	23.13	0.00	30.02	53.15	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	9.76	0.00	24.49	34.25	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	2.89	0.00	18.96	21.85	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.36	0.00	13.43	13.79	0.00	9.41	9.41

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	24.78	0.00	7.90	32.68
e-e	2.10	13.94	0.00	7.90	21.84
f-f	1.40	6.19	0.00	7.90	14.09
g-g	0.70	1.55	0.00	7.90	9.45

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	2.80	23.13	0.00	0.00	0.00	0.00	23.13	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	9.76	0.00	0.00	0.00	0.00	9.76	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	2.89	0.00	0.00	0.00	0.00	2.89	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.36	0.00	9.41	9.41

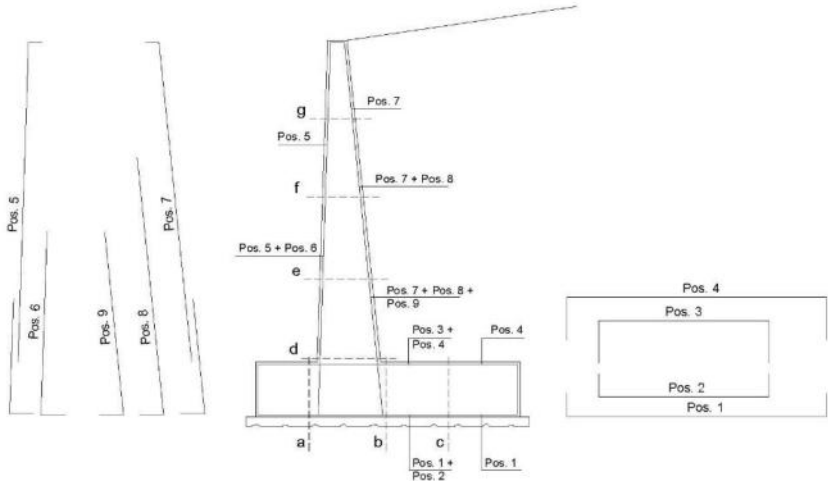
sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	24.78	0.00	0.00	0.00	0.00	24.78
e-e	2.10	13.94	0.00	0.00	0.00	0.00	13.94
f-f	1.40	6.19	0.00	0.00	0.00	0.00	6.19
g-g	0.70	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.55

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	2.80	23.13	0.00	0.00	0.00	0.00	23.13	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	9.76	0.00	0.00	0.00	0.00	9.76	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	2.89	0.00	0.00	0.00	0.00	2.89	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.36	0.00	9.41	9.41

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	2.80	24.78	0.00	0.00	0.00	0.00	24.78
e-e	2.10	13.94	0.00	0.00	0.00	0.00	13.94
f-f	1.40	6.19	0.00	0.00	0.00	0.00	6.19
g-g	0.70	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.55

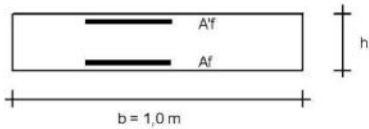
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	24	☐	6	0.0	16	☐
3	0.0	16	☐	7	10.0	24	
4	5.0	20		8	0.0	20	☐
				9	0.0	12	☐

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)	(cm²)	(cm²)	(kNm)
a - a	11.50	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
b - b	-54.11	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
c - c	-23.08	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
d - d	53.15	45.50	0.80	45.24	31.42	1272.08
e - e	34.25	32.16	0.73	45.24	31.42	1133.52
f - f	21.85	20.13	0.65	45.24	31.42	996.31
g - g	13.79	9.41	0.58	45.24	31.42	860.30

(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	38.02	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	31.33	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	26.77	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	32.68	0.80	372.49	10	20	20	21.8	1296.55	Armatura a taglio non necessaria
e - e	21.84	0.73	352.04	10	20	20	21.8	1166.89	Armatura a taglio non necessaria
f - f	14.09	0.65	330.96	10	20	20	21.8	1037.24	Armatura a taglio non necessaria
g - g	9.45	0.58	309.09	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

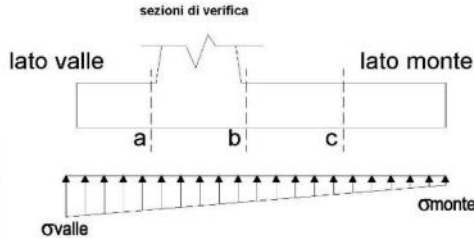
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	277.10	19.58	88.76	69.58
	277.10	19.58	88.76	69.58
Q.P.	277.10	19.58	88.76	69.58
	277.10	19.58	88.76	69.58

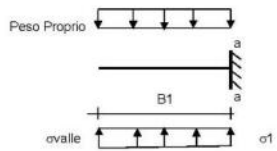


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 23.75 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
Freq.	88.76	85.47	11.50
	88.76	85.47	11.50
Q.P.	88.76	85.47	11.50
	88.76	85.47	11.50



Mensola Lato Monte

PP = 23.75 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

Nmin N max Freq N max QP
pm = 58.80 58.80 58.80 (kN/m²)
pvb = 58.80 58.80 58.80 (kN/m²)
pvc = 58.80 58.80 58.80 (kN/m²)

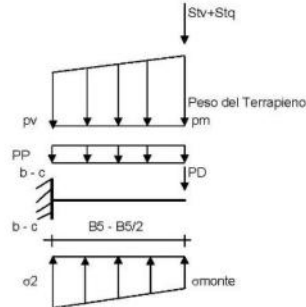
$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (B_5/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5/2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B_5/2)^3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H/2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (B_5/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5/2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B_5/2)^3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5/2) \cdot PD \cdot (B_5/2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H/2$$

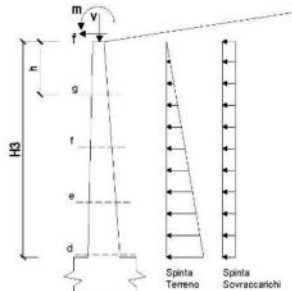
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2b [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_2c [kN/m ²]	Mc [kNm]
Freq.	69.58	81.09	-54.11	75.34	-23.08
	69.58	81.09	-54.11	75.34	-23.08
Q.P.	69.58	81.09	-54.11	75.34	-23.08
	69.58	81.09	-54.11	75.34	-23.08



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

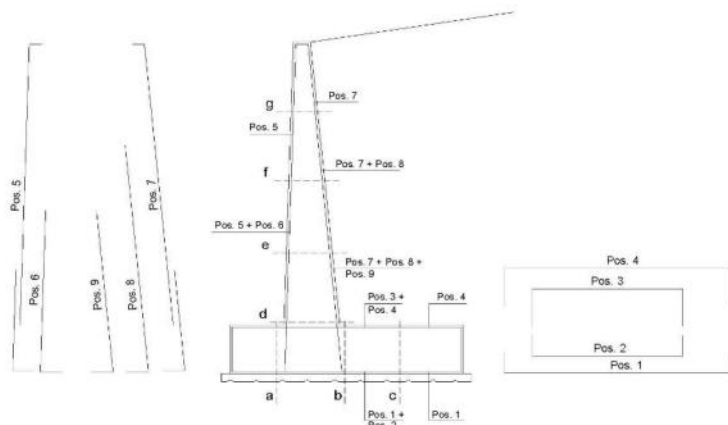
Mt = 1/6 Ka gizz * gamma^2 * h^3
Mq = 1/6 Ka gizz * q * h^2
Mext = m + l * h
Next = v



condizione Frequente								
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	2.80	23.13	0.00	22.52	45.64	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	9.76	0.00	18.37	28.12	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	2.89	0.00	14.22	17.11	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.36	0.00	10.07	10.43	0.00	9.41	9.41

condizione Quasi Permanente								
sezione	h	Mt	Mq	N _{st}	N _{st}	N _{st}	N _{pp}	N _{st}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
d-d	2.80	23.13	0.00	0.00	23.13	0.00	45.50	45.50
e-e	2.10	9.76	0.00	0.00	9.76	0.00	32.16	32.16
f-f	1.40	2.89	0.00	0.00	2.89	0.00	20.13	20.13
g-g	0.70	0.36	0.00	0.00	0.36	0.00	9.41	9.41

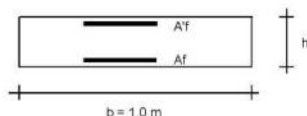
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	24	☐	6	0.0	16	☐
3	0.0	16	☐	7	10.0	24	
4	5.0	20		8	0.0	20	☐
				9	0.0	12	☐

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.	condizione Frequente								
	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ'_f	wk	w _{grd}
(-)	(kN/m)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	11.50	0.00	0.95	15.71	15.71	0.13	8.67	0.010	0.300
b - b	-54.11	0.00	0.95	15.71	15.71	0.63	40.79	0.047	0.300
c - c	-23.08	0.00	0.95	15.71	15.71	0.27	17.40	0.020	0.300
d - d	45.64	45.50	0.80	45.24	31.42	0.49	10.60	0.007	0.300
e - e	28.12	32.16	0.73	45.24	31.42	0.36	7.22	0.005	0.300
f - f	17.11	20.13	0.65	45.24	31.42	0.26	5.14	0.004	0.300
g - g	10.43	9.41	0.58	45.24	31.42	0.19	4.03	0.003	0.300

(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 _{gen}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	11.50	0.00	0.95	15.71	15.71	0.13	8.67	0.010	0.400
b - b	-54.11	0.00	0.95	15.71	15.71	0.63	40.79	0.047	0.400
c - c	-23.08	0.00	0.95	15.71	15.71	0.27	17.40	0.020	0.400
d - d	23.13	45.50	0.80	45.24	31.42	0.26	3.57	0.002	0.400
e - e	9.76	32.16	0.73	45.24	31.42	0.14	1.00	0.001	0.400
f - f	2.89	20.13	0.65	45.24	31.42	0.06	0.00	0.000	0.400
g - g	0.36	9.41	0.58	45.24	31.42	0.00	-	-	0.400

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

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI: