

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**  
**U.O. INFRASTRUTTURE NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA MODANE-TORINO**

**ADEGUAMENTO LINEA STORICA TRATTA BUSSOLENO-AVIGLIANA**

**REALIZZAZIONE DI PRECEDENZE A MODULO 750m NELLE LOCALITA' DI BORGONE-BRUZOLO (BIN. DISPARI) E CONDOVE-VAIE (BIN. PARI)**

**PM CONDOVE - ARGINE**

Relazione di calcolo

SCALA:

---

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

NT01 04 D 26 CL RI01A0 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE ESECUTIVA	A. INGLETTI	Dicembre 2018	A.MALCANGI	Dicembre 2018	F.PERRONE	Dicembre 2018	F.SAGGI Dicembre 2018

File: NT0104D26CLR01A0001A.doc

n. Elab.:

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE  
Dott. Ing. Francesco Sacchi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
n. 23172 Sez. A

## INDICE

<b>1.-. PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>2.-. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
2.1.-. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2.2.-. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
<b>3.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
3.1.-. CALCESTRUZZO .....	6
3.2.-. ACCIAIO .....	6
<b>4.-. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO.....</b>	<b>7</b>
<b>5.-. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>8</b>
5.1.-. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI - G1 .....	8
5.2.-. SOVRACCARICO PERMANENTE EQUIVALENTE ALL'AZIONE DELLA SPINTA IDROSTATICA .....	9
5.3.-. CARICO VARIABILE ASSOCIATO AI MEZZI DA COSTRUZIONE- Q .....	9
5.4.-. AZIONE SISMICA .....	10
5.4.1.-. Spinta del terreno in condizioni sismiche .....	15
5.5.-. COMBINAZIONI DEI CARICHI E VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA .....	17
<b>6.-. CRITERI DI ANALISI.....</b>	<b>18</b>
6.1.1.-. Verifiche geotecniche .....	19
6.1.2.-. Verifiche strutturali.....	22
<b>7.-. VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO.....</b>	<b>26</b>
7.1.-. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI INPUT.....	26
7.2.-. VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO A .....	28
7.2.1.-. Verifiche geotecniche .....	29
7.2.2.-. Verifiche strutturali.....	39
7.3.-. VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO B.....	46
7.3.1.-. Verifiche geotecniche .....	47
7.3.2.-. Verifiche strutturali.....	57



PROGETTO DEFINITIVO  
LINEA MODANE-TORINO

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NT01	04	D26 CL	RI01A0 001	A	3 DI 66

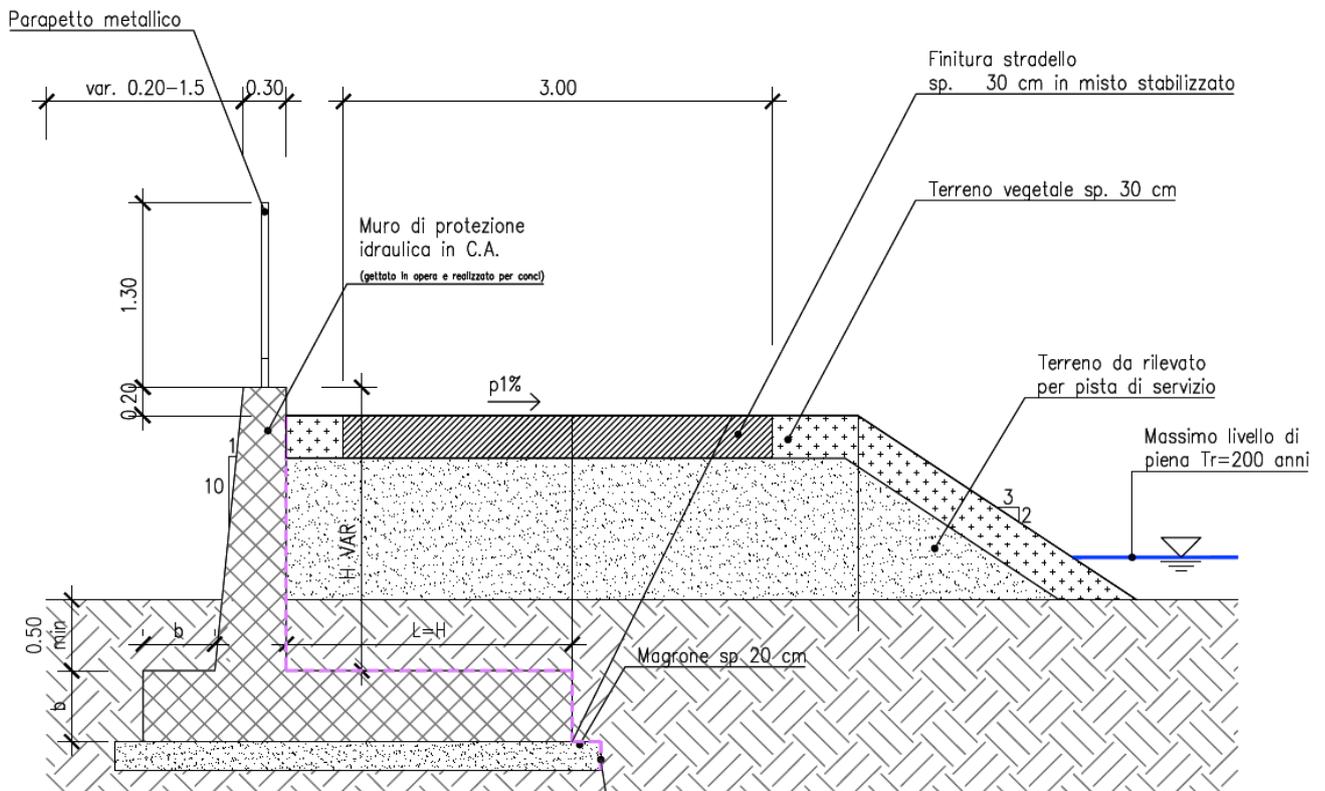
**7.4.-. RIEPILOGO DELLE VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE..... 64**

**8.-. CONCLUSIONI ..... 65**

## 1.-.PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo della presente relazione è il dimensionamento e la verifica strutturale e geotecnica delle opere di sostegno dell'argine, poste lungo la tratta ferroviaria Bussoleno-Avigliana. Nello specifico si tratta di muri di sostegno in c.a. con fondazione superficiale. La realizzazione dei suddetti muri sarà necessaria per il sostegno del terreno a tergo avente funzione di argine.

Nella figura che segue si riporta una sezione tipo di una delle tipologie di muri di sostegno oggetto dello studio.



Per ulteriori dettagli grafici, quali particolari costruttivi e carpenterie, si rimanda ai relativi elaborati di progetto.

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo	PROGETTO NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI01A0 001	REV A

## 2.-..NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1.-..NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- **D.M. del 14.01.2008:** “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- **D.M. del 17.01.2018:** “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- **C.M. del 02.02.2009:** “Istruzioni per l’esecuzione delle Nuove Norme per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”;
- **RFI DTC SI MA IFS 001 A del 30.12.16** – Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- **RFI DTC SI SP IFS 001 A del 30.12.16** – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951** – “Applicazione della L. 5 novembre 1971 n. 1086”;
- **UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) Gennaio 2005** – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- **UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) Novembre 2005** – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo– Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

### 2.2.-..DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Relazione geotecnica – NT0104D26GEGE0005001A

### 3.-.CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1.-.CALCESTRUZZO

##### Magrone di fondazione C12/15

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck}$		N/mm <sup>2</sup>	15	
Contenuto minimo cemento			kg/m <sup>3</sup>	150	

##### Paramento e fondazione del muro di sostegno C32/40

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck}$		N/mm <sup>2</sup>	40.0	
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck}$	$0.83 * R_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	33.2	
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$	$f_{ck} + 8$	N/mm <sup>2</sup>	41.2	
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	$\alpha_{cc}$ (>28gg)		-	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c$		-	1.5	Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%)
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm <sup>2</sup>	18.8	
Resistenza cilindrica media a trazione	$f_{ctm}$	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm <sup>2</sup>	3.1	Per classi ≤ C50/60
Resistenza cilindrica media a trazione	$f_{ctk}$	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	2.2	
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	$f_{ctk} / \gamma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.4	
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	3.7	
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	2.6	
Modulo elastico	$E_{cm}$	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm <sup>2</sup>	33643	
Peso proprio	$\gamma_c$		N/m <sup>3</sup>	25000	
Coefficiente di Poisson	$\nu$		-	0.2	Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).
Coefficiente di aderenza	$\eta$		-	1.0	Per barre di diametro ≤ 32mm
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	4.9	
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd}$	$f_{bk} / \gamma_c$	N/mm <sup>2</sup>	3.3	
<b>Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.</b>					
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	$\sigma_c$	$0.55 * f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	18.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	$\sigma_c$	$0.40 * f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	13.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro					

#### 3.2.-.ACCIAIO

##### Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio ad aderenza migliorata B450C					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t\ nom}$		N/mm <sup>2</sup>	540	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ nom}$		N/mm <sup>2</sup>	450	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s$		-	1.15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	$f_{yk} / \gamma_s$	N/mm <sup>2</sup>	391.3	
Modulo elastico	$E_s$		N/mm <sup>2</sup>	206000	
<b>Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.</b>					
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	$\sigma_s$	$0.75 * f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	337.5	

#### 4.-.CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Nel rispetto dell'elaborato contenente la definizione dei parametri geotecnici, i muri di sostegno oggetto della relazione presentano una stratigrafia di progetto come riportata nel seguito.

Tipologia	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$c_u$ (kPa)	$E_u$ (MPa)	$E'$ (MPa)	$k$ (cm/s)
Rilevato ferroviario	20.0	0	38	-	-	-	-
Unità A – Sabbie e ghiaie	19.0-20.0	0	30-34 (da 0 a 5m dal p.c.) 35-37 (>5 m dal p.c.)	-	-	20-30 (da 0 a 5 m dal p.c.) 35-45 (>5 m dal p.c.)	1.08 10 <sup>-3</sup> (da 0 a 5m dal p.c.) 2.84 10 <sup>-3</sup> (>5 m dal p.c.)
Unità B – Limi sabbiosi	18.0-20.0	0-5	26-30	80-100	25-30	20-25	5.19 10 <sup>-4</sup>

Per i muri di sostegno oggetto dello studio, sono stati considerati: il rilevato ferroviario come terrapieno a monte dell'opera; l'unità A caratterizzata da sabbie e ghiaie, per quanto riguarda il terreno di fondazione dei muri.

Per quanto riguarda la falda idrica, questa si considera coincidente con il piano di fondazione delle opere di sostegno sul lato valle. Per quanto riguarda la quota del pelo libero del corso d'acqua a monte del muro, questo si considera ad una quota di 1,20 m dalla testa del muro sul lato monte.

Inoltre, l'analisi dell'assetto stratigrafico ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C" e la categoria topografica come "T1".

## 5.-.ANALISI DEI CARICHI

I carichi presi in esame nel progetto delle suddette opere di sostegno sono:

- Carichi permanenti strutturali;
- Sovraccarico permanente equivalente all'azione della spinta idrostatica
- Carico variabile per presenza di mezzi da costruzione;
- Azione sismica

### 5.1.-.CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI - G1

I carichi permanenti strutturali si riferiscono ad un metro lineare di estensione del muro di sostegno e sono:

- peso proprio dell'opera di sostegno;
- spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno.

Il peso proprio dell'opera di sostegno, corrisponde ad un carico verticale e dipende esclusivamente dalle dimensioni geometriche dell'opera e dal peso specifico del calcestruzzo armato:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

La spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno si calcola in accordo con la teoria di Coulomb. La spinta attiva del terrapieno in condizioni statiche vale:

$$S_{G1} = \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_a / 2$$

Dove:

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno a monte del paramento (nel caso specifico si riferisce al rilevato)
- H è la somma tra l'altezza dell'opera di sostegno e l'eventuale spessore dello strato di terreno inclinato a monte dell'opera, in corrispondenza della superficie ideale di spinta;
- $k_a$  è il coefficiente di spinta attiva valutato secondo l'espressione fornita da Coulomb.

Per una pendenza del terreno a monte, inferiore all'angolo di attrito del terreno, il coefficiente di spinta secondo la teoria di Coulomb dipende dall'angolo di attrito del terreno " $\varphi$ ", dall'angolo di inclinazione del terreno a monte della superficie ideale di spinta " $\varepsilon$ ", dall'angolo di attrito terreno/paramento " $\delta$ " e dall'angolo di inclinazione che il paramento forma con il piano orizzontale " $\psi$ ". Il coefficiente di spinta attiva vale:

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

### 5.2.-..SOVRACCARICO PERMANENTE EQUIVALENTE ALL'AZIONE DELLA SPINTA IDROSTATICA

Il dimensionamento dell'opera di sostegno si esegue mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo che non tiene conto in maniera diretta della presenza di una possibile spinta idrostatica a monte dell'opera. Tale azione presenta un diagramma di spinta orizzontale e vale:

$$S_{\text{eff}} = (\gamma_w \cdot h_w^2) / 2$$

Nella relazione sopra presentata:  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua assunto pari a 10.00 kN/m<sup>3</sup> e  $h_w$  è l'altezza del pelo libero valutato rispetto all'intradosso della soletta di fondazione.

Per tener conto della presenza di questo contributo si applica sul terreno a monte dell'opera un sovraccarico permanente equivalente "q<sub>p\_id</sub>" da sommare, qualora fosse presente, ad un eventuale sovraccarico permanente effettivo "q<sub>p\_eff</sub>". Assegnando questo carico equivalente, in maniera automatica il foglio di calcolo assegna una componente di spinta orizzontale pari a:

$$S_h = k_a \cdot q_{p\_id} \cdot H$$

Eguagliando la spinta  $S_{\text{eff}}$  con il termine  $S_h$ , si ottiene il sovraccarico equivalente per unità di superficie dovuto alla presenza del corso d'acqua, che vale:

$$q_{p\_id} = S_{\text{eff}} / (k_a \cdot H)$$

Nella relazione sopra presentata si divide il carico per il coefficiente di spinta attiva, poiché nel calcolo della spinta idrostatica non si deve tener conto di tale coefficiente.

Considerando che il diagramma di spinta associato al sovraccarico equivalente è di tipo uniforme e non triangolare, adottando questa modalità di calcolo si ottiene una sovrastima del momento rispetto all'intradosso del muro di sostegno che vale:

$$m_{p\_id} = S_{\text{eff}} \cdot (H/2 - h_w/3)$$

### 5.3.-..CARICO VARIABILE ASSOCIATO AI MEZZI DA COSTRUZIONE– Q

Il carico variabile associato ai mezzi da costruzione si assume cautelativamente con un valore pari a 10.00 kN/m<sup>2</sup>.

Per la presenza di tale carico verticale, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_Q = Q \cdot H \cdot k_a$$

## 5.4.-.AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  – accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  – valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  – periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta.

Si riporta il calcolo dell’azione sismica secondo le modalità previste dalle NTC 2018.

In base alla collocazione geografica del sito più gravoso si ritrovano i seguenti valori della griglia dei dati sismici:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

7.3087

LATITUDINE

45.1183

Ricerca per comune

REGIONE

Piemonte

PROVINCIA

Torino

COMUNE

Condove

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

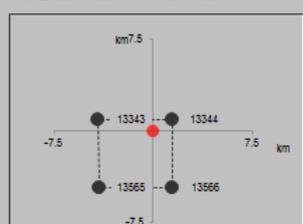


Interpolazione

superficie rigata

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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NT01	04	D26 CL	RI01A0 001	A	11 DI 66

In merito alla scelta della vita nominale, si considera:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

In merito alla scelta della classe d'uso, si considera:

$$\text{Classe d'uso} = \text{III}; C_u = 1,50.$$

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica è dato dal prodotto tra la vita nominale e il coefficiente d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_u$   info

Valori di progetto

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

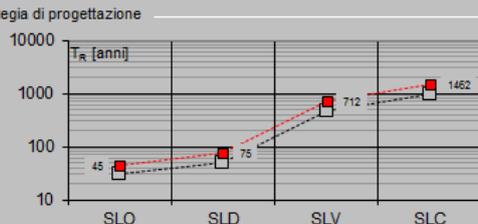
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{V_R} = 81\%$	45
	SLD - $P_{V_R} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{V_R} = 10\%$	712
	SLC - $P_{V_R} = 5\%$	1462

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie    ..... Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

Di seguito si riportano i parametri dell'azione sismica differenziata per i vari Stati Limite.

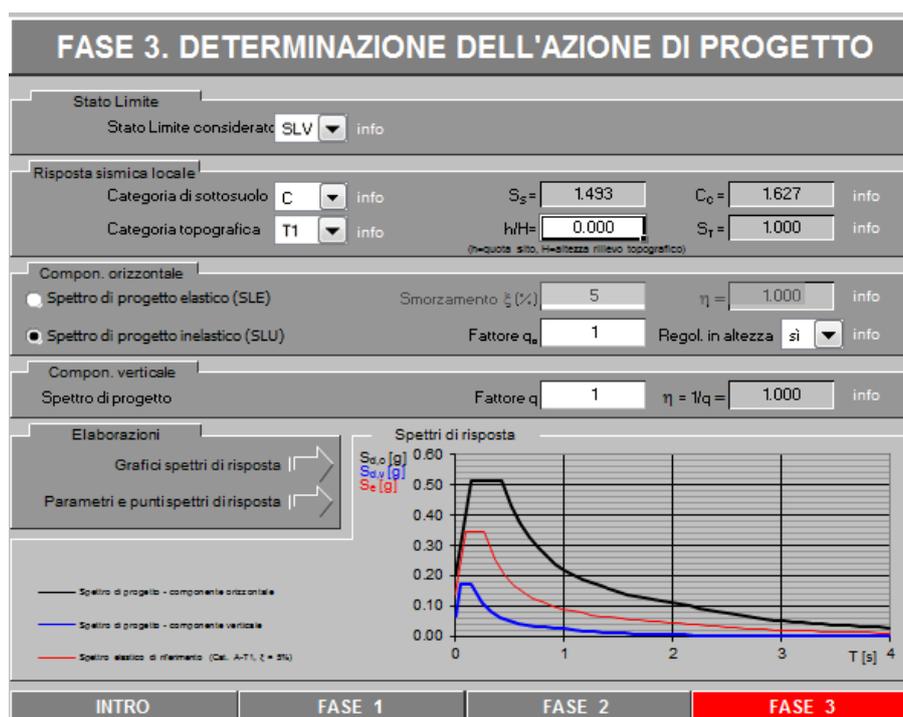
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.044	2.453	0.216
SLD	75	0.057	2.463	0.231
SLV	712	0.140	2.472	0.265
SLC	1462	0.175	2.503	0.274

Si considera il terreno di fondazione appartenente alla classe di sottosuolo di tipo **C**.

Il sito rientra nella categoria topografica **T<sub>1</sub>**.

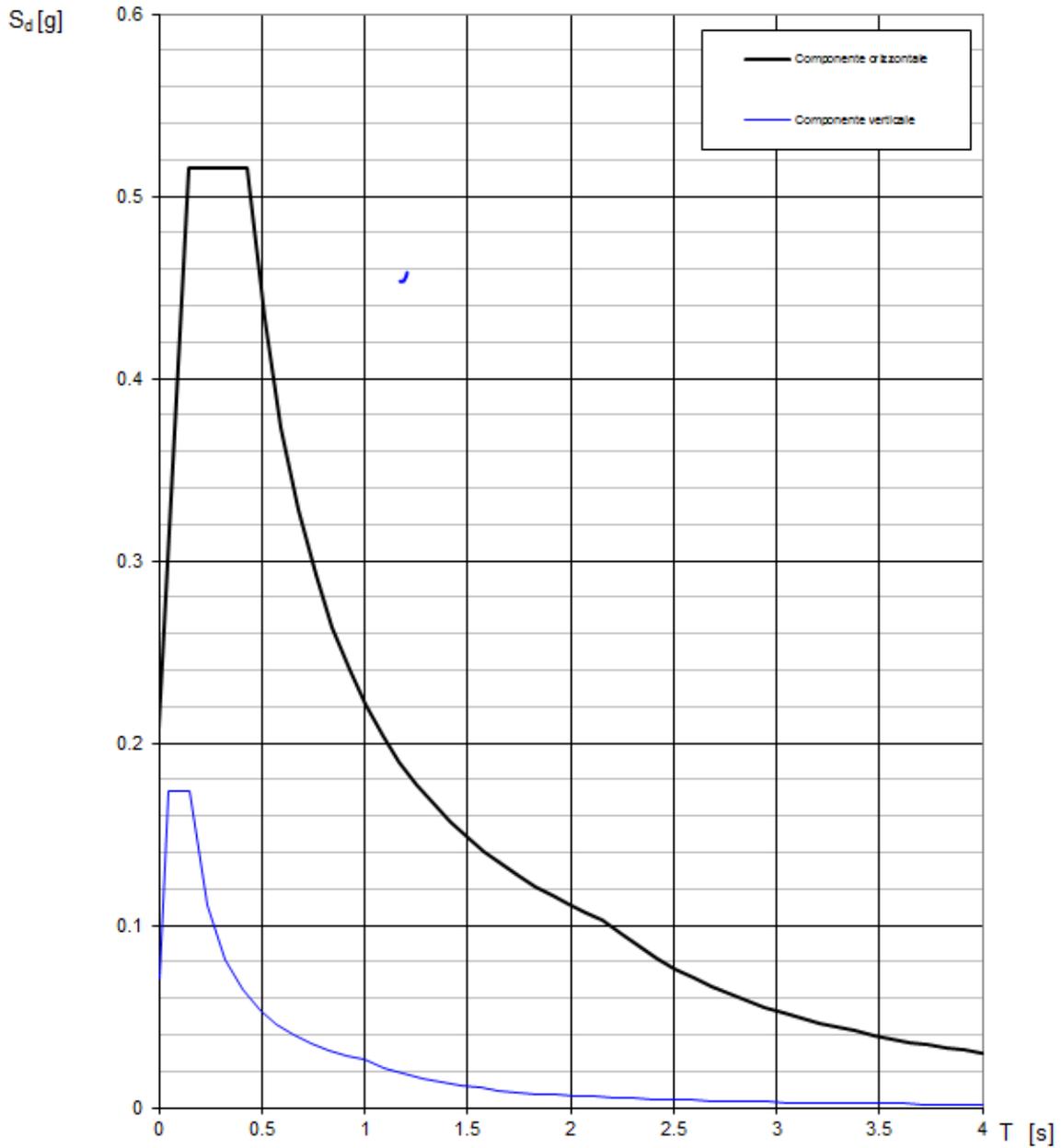
Il Fattore di struttura per il progetto è unitario: **q=1**.

Si riportano di seguito gli spettri ai vari stati limite con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.



Nella figura che segue si riporta lo spettro di progetto allo SLV.

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



Nella figura che segue si riportano i parametro dello spettro di progetto allo SLV.

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.140 g
$F_0$	2.472
$T_C$	0.265 s
$S_s$	1.493
$C_C$	1.627
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.493
$\eta$	1.000
$T_B$	0.144 s
$T_C$	0.431 s
$T_D$	2.158 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

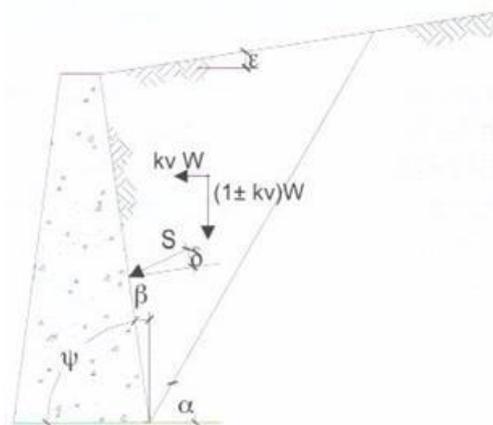
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
$T_B$	0.144	0.515
$T_C$	0.431	0.515
	0.514	0.433
	0.596	0.373
	0.678	0.328
	0.760	0.292
	0.843	0.264
	0.925	0.240
	1.007	0.221
	1.089	0.204
	1.171	0.190
	1.254	0.177
	1.336	0.166
	1.418	0.157
	1.500	0.148
	1.583	0.140
	1.665	0.133
	1.747	0.127
	1.829	0.121
	1.912	0.116
	1.994	0.111
	2.076	0.107
$T_D$	2.158	0.103
	2.246	0.095
	2.334	0.088
	2.421	0.082
	2.509	0.076
	2.597	0.071
	2.685	0.067
	2.772	0.062
	2.860	0.059
	2.948	0.055
	3.035	0.052
	3.123	0.049
	3.211	0.047
	3.298	0.044
	3.386	0.042
	3.474	0.040
	3.562	0.038
	3.649	0.036
	3.737	0.034
	3.825	0.033
	3.912	0.031
	4.000	0.030

### 5.4.1.-.Spinta del terreno in condizioni sismiche

L'analisi delle spinte sul muro di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di ruotare il metodo più appropriato è quello di Mononobe-Okabe, il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove come un corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali ed orizzontali.



Tali accelerazioni sono espresse in funzione dei coefficienti di intensità sismica  $k_h$  e  $k_v$  definiti al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018.

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

$g$  = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

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

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

$$\beta_m = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).}$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario. I valori del coefficiente  $\beta_m$  possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

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

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

Nel metodo considerato le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo.

La spinta attiva del terrapieno in condizioni sismiche vale:

$$S_{G1} = \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_{ae} / 2$$

Dove:

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno a monte del paramento (nel caso specifico ci si riferisce all'unità geotecnica del rilevato)
- $H$  è la somma tra l'altezza dell'opera di sostegno e l'eventuale spessore dello strato di terreno inclinato a monte dell'opera, in corrispondenza della superficie ideale di spinta;
- $k_{ae}$  è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

Il coefficiente di spinta può valutarsi in accordo con le seguenti relazioni:

- per  $\varepsilon \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,e} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2};$$

- per  $\varepsilon > \varphi - \theta$

$$k_{a,e} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta)};$$

Il parametro  $\theta$  dipende dal parametro sismico  $k_h$  e  $k_v$  ed è definito come:

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

Per la presenza del sovraccarico permanente equivalente all'azione della spinta idrostatica, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_{G2} = q_{id} \cdot H \cdot k_{ae}$$

Per la presenza del carico verticale variabile per presenza di mezzi da costruzione, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_Q = Q_{sism} \cdot H \cdot k_{ae}$$

In condizioni sismiche il carico variabile dovuto alla presenza di mezzi da costruzione è il 20% del carico valutato in condizioni statiche:

$$Q_{sism} = 0.20 \cdot Q = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

## 5.5.-.COMBINAZIONI DEI CARICHI E VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 delle NTC 2028):

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{Q1}$  sono dati nel § 2.6.1.

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per le verifiche strutturali e geotecniche. Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali e geotecnici è stato adottato l'Approccio2, i cui coefficienti di sicurezza per azioni e resistenze si riferiscono ad A1+M1+R3.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per le azioni.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

Per la valutazione delle sollecitazioni allo SLU, nel foglio di calcolo che si utilizza per il dimensionamento della struttura non si ha distinzione tra carichi permanenti strutturali  $G_1$  e non strutturali  $G_2$ . In fase di calcolo si considera il carico  $G_2$  come compitamente definito, pertanto si adotta lo stesso coefficiente previsto per i carichi strutturali  $G_1$ .

## 6.-.CRITERI DI ANALISI

Le verifiche geotecniche e strutturali dei muri di sostegno oggetto della presente relazione di calcolo, sono condotte attraverso l'utilizzo di fogli di calcolo "Excel" appositamente sviluppati e validati.

Lo studio del muro si effettua prendendo a riferimento la condizione di esercizio in cui il muro è soggetto alle azioni trasmesse dal terreno a tergo dell'opera e dai carichi permanenti e variabili associati alla presenza di mezzi da costruzione.

Le opere oggetto dello studio richiedono il soddisfacimento di due tipologie di verifica: verifiche geotecniche; verifiche strutturali.

Le verifiche geotecniche si eseguono per condizioni di carico statico e sismico. Nel primo caso si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018. Per il secondo caso si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 7.11.6.2 delle NTC 2018.

Le verifiche strutturali allo si eseguono in accordo con le prescrizioni al paragrafo 4.1 delle NTC 2018.

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo	PROGETTO NTOI	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI01A0 001	REV A

### 6.1.1.-.Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche prese a riferimento per lo studio dei muri di sostegno in esame sono le seguenti:

- Verifiche al ribaltamento;
- Verifica allo scorrimento;
- Verifiche al carico limite della fondazione
- Verifica a sifonamento;

L'approccio di verifica adottato per le verifiche geotecniche in condizioni statiche è l'approccio A1+M1+R3. I coefficienti parziali per le azioni sono riportati al paragrafo precedente.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per i materiali.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_V$	$\gamma_V$	1,0	1,0

Per le verifiche geotecniche in condizioni statiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per le verifiche geotecniche in condizioni sismiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

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

A seguire si riporta una breve descrizione delle verifiche geotecniche da eseguire per il dimensionamento dei muri di sostegno.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	LINEA MODANE-TORINO					
Relazione di calcolo	PROGETTO NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI01A0 001	REV A	FOGLIO 20 DI 66

### Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

Per quanto riguarda la componente verticale della spinta essa, in quanto associata ad un'azione esterna ribaltante, comporterà un effetto benefico di riduzione del momento ribaltante solo se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo.

In accordo con il paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018, in condizioni sismiche il coefficiente di spinta per le verifiche a ribaltamento è differente rispetto a quello per le verifiche geotecniche di scorrimento e di carico limite.

### Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Tale forza dipende dalla componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione, dalla componente verticale della spinta (vale solo se l'angolo  $\delta$  è positivo) e dall'angolo di attrito terreno fondazione.

Non è stato considerato alcun contributo di spinta passiva. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , si assume un valore dell'angolo di attrito terreno-fondazione pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### Verifica al carico limite di fondazione

La verifica al carico limite di fondazione è una verifica a rottura del terreno di fondazione. Tale verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto tra il carico limite in fondazione  $Q_u$  e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta superiore a  $\eta_q$ .

La verifica di capacità portante verticale si esegue in accordo con le espressioni di Brinch-Hansen del 1970, prendendo a riferimento una condizione di terreno incoerente.

### Verifica al cedimento della fondazione

La verifica al cedimento della fondazione si esegue prendendo a riferimento le sollecitazioni trasmesse allo SLE e si esegue in accordo con le espressioni di Christian e Carrier del 1976.

Verifica a sifonamento

La verifica a sifonamento si esegue, in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 6.2.4.2 delle NTC 2018, controllando che il gradiente idraulico “ $i_E$ ” risulti non superiore al gradiente idraulico critico  $i_c$  diviso per un coefficiente parziale  $\gamma_R = 2$ , nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso. Deve quindi essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$i_c / \gamma_R \geq i_E$$

dove  $i_c$  può essere valutato con la nota relazione:

$$i_c = \gamma^2 / \gamma_w$$

### 6.1.2.-.Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali del muro di sostegno si articolano in verifiche di resistenza allo SLU (si riferiscono alla combinazione fondamentale e alla combinazione sismica) e verifiche allo SLE.

#### Verifica di resistenza a pressoflessione allo SLU

La verifica di resistenza a pressoflessione sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa. Tale verifica si esegue in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.4 delle NTC 2018. La suddetta verifica si ritiene soddisfatta se risulta rispettata la seguente disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:  $N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;  $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;  $M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

#### Verifica di resistenza a taglio allo SLU

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018. Per prima cosa si valuta il soddisfacimento delle verifiche considerando elementi strutturali senza armature trasversali resistenti a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018). Qualora tale verifica non risultasse soddisfatta si procede con il calcolo del taglio resistente considerando il caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018).

##### 4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{ba} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{ba}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

#### 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza di progetto a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$  resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $v = 0,5$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg } \theta) / 2 \quad [4.1.30]$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole.

### Verifica allo stato limite di fessurazione allo SLE

La verifica allo stato limite di fessurazione si effettua prendendo a riferimento le sollecitazioni associate alla combinazione di carico allo SLE. Tale verifica si effettua in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

#### 4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \qquad w_2 = 0,3 \text{ mm} \qquad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

##### 4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

##### 4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

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

##### 4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

##### 4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

#### 4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

##### Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

##### Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure ( $w_k$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure  $w_k$  è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di  $\epsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

### Verifica allo stato limite delle tensioni allo SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni si effettua prendendo a riferimento le sollecitazioni associate alla combinazione di carico allo SLE. Tale verifica si effettua in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018.

#### 4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

##### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

##### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

## 7.-.VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO

### 7.1.-.DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI INPUT

#### Caratteristiche geotecniche del terreno

<b>Dati Geotecnici</b>				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	38.00	38.00	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	16.85
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	32.00	32.00	26.56
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.30		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	200000.00		

#### Definizione dei coefficienti di spinta

Dati Sismici	Fase di progettazione	Muro con terrapieno	SLV			SLV - Ribaltamento			SLD		
			$a_g/g$	$S_s$	$S_T$	$a_g/g$	$S_s$	$S_T$	$a_g/g$	$S_s$	$S_T$
	2		0.140	(-)	0.140	(-)	0.140	(-)			
			1.493	(-)	1.493	(-)	1.493	(-)			
			1.000	(-)	1.000	(-)	1.000	(-)			
			0.38	(-)	0.570	(-)	0.570	(-)	0.47	(-)	
			0.0794	(-)	0.1191	(-)	0.1191	(-)	0.0982	(-)	
			0.0397	(-)	0.0596	(-)	0.0596	(-)	0.0491	(-)	
		Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no								

Coefficienti di Spinta			SLE		STR/GEO		EQU		EQU/SLV		STR/SLD	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217		0.217		0.277		0.277		0.277	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.259		0.259		0.325		0.350		0.325	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.262		0.262		0.329		0.361		0.329	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.255		3.255		2.618		2.618		2.618	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.114		3.114		2.490		2.428		2.490	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.102		3.102		2.480		2.402		2.480	

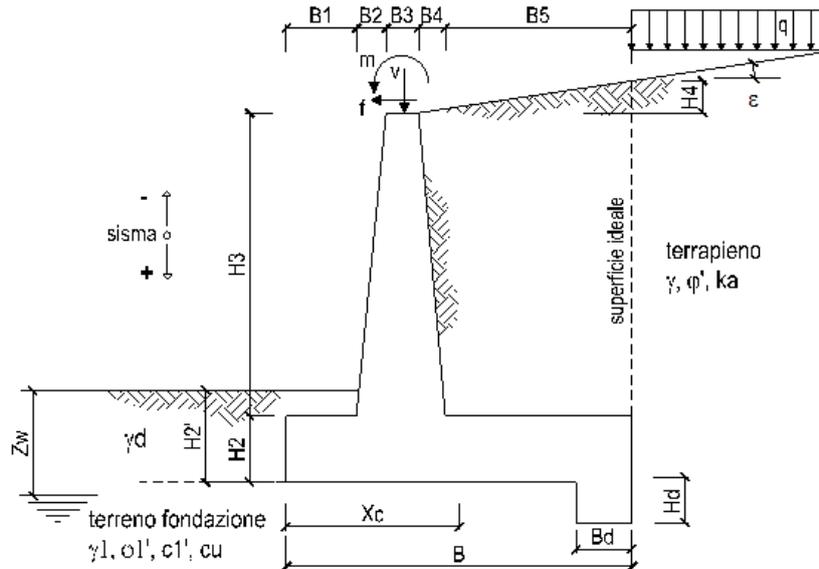
Definizione dei carichi agenti

Nella tabella che segue si riporta una tabella con la definizione dei carichi elementari agenti per le verifiche geotecniche e strutturali. Per la valutazione dell'entità del sovraccarico permanente si riporta il caso esemplificativo di un muro con paramento di altezza pari a 2.50 m, per il quale il pelo libero del corso d'acqua si trova ad una quota di 1.90 m rispetto l'intradosso della soletta di fondazione.

<b>Carichi Agenti</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
		<b>GEO</b>			
	Tipo di verifica da effettuare				
	Lunghezza di diffusione del carico per verifiche geotecniche (m)	L <sub>GEO</sub>	15.00		
	Lunghezza di diffusione del carico per verifiche strutturali alo SLU e SLE (m)	L <sub>STR</sub>	5.00		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente equivalente all'azione di spinta idrostatica (kN/m <sup>2</sup> )	qp_id	26.84	-	-
	Sovraccarico permanente effettivo (kN/m <sup>2</sup> )	qp_eff	0.00	-	-
	Sovraccarico permanente (kN/m <sup>2</sup> )	qp	26.84	34.90	29.53
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente concentrata (kN)	fpc	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente concentrata (kN)	vpc	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa permanente per ringrosso sezione di testa (kN/m)	vpc_r	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente concentrato (kNm)	mpc	0.00	-	-
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Sovrastima del momento permanente alla base del muro per spinta idrosta (kNm/m)	mp_id	16.55	-	-	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m <sup>2</sup> )	q	10.00	15.00	15.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche concentrata (kN)	fc	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche concentrata (kN)	vc	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche concentrato (kNm)	mc	0.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m <sup>2</sup> )	qs	2.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	fsc	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	fs	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	vsc	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	vs	0.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrato (kNm)	msc	0.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	ms	0.00	-	-

## 7.2.-.VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO A

Nella figura che segue si riportano i simboli di riferimento per il dimensionamento complessivo dell'opera di sostegno.



### DATI DI PROGETTO:

#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.25	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.65	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.83	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa più un aliquota pari a 50 cm. Il pelo libero del corso d'acqua si trova ad una quota di 1.90 m rispetto l'intradosso della soletta di fondazione.

### 7.2.1.-.Verifiche geotecniche

#### FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	7.81	7.81	7.03
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.75	18.75	16.88
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	54.75	54.75	49.28
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	81.31	81.31	73.18
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	125.00	125.00	112.50
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	125.00	125.00	112.50
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	25.00	37.5	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	5.00		

#### 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)	5.99	5.99	5.39
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	18.75	18.75	16.88
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	99.92	99.92	89.93
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	124.66	124.66	112.19
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	300.00	300.00	270.00
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)	0.00	0.00	0.00
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)	300.00	300.00	270.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	60.00	90.00	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	12.00		

#### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		6.46
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		3.23
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		9.93
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4.96
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.89
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.76
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1.30
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		4.95
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.24
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.74
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)		3.97
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		4.95
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		18.37
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)		18.37
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)		11.91
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)		0.00
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		11.91

Condizione statica

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 20.85	27.10	29.32
Sq perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 18.05	23.47	25.39
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 6.72	10.09	12.90

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 19.59	25.46	28.06
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 16.96	22.05	24.30
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 6.32	9.48	12.35

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.13	9.27	8.50
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6.17	8.03	7.36
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 2.30	3.45	3.74

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 20.24	26.31	29.00
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 26.02	33.83	31.02
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 26.29	34.18	37.67
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 9.79	14.69	19.14
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 22.53	29.29	26.86
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 8.39	12.59	13.64
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	227.06	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	56.99	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.62	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

**Fs scorr. (N\*f + Sp) / T      2.49      >      1.10**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	382.19	(kNm/m)	
------	-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	14.29	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

**Fs ribaltamento Ms / Mr      26.75      >      1.15**

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	227.06	264.56 (kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	56.99	56.99 (kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	425.19	515.19 (kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	-10.81	-32.38 (kNm/m)	

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00	(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90	(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.55	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	23.18	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	35.49	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	(0 in cond. nd)	30.21	(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.54	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

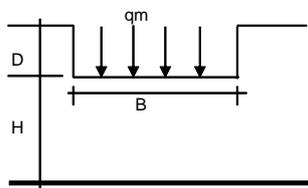
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	474.82	501.25	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

Nmin	<b>7.43</b>	>	<b>1.40</b>
Nmax	<b>6.45</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



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

N	221.34	(kN/m)
M	-21.69	(kNm/m)
$e = M/N$	-0.10	(m)
$B^*$	3.45	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B* =	0.32	(m)
Hs/B* =	2.11	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 65.74 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$\mu_0 =$	0.947	(-)
-----------	-------	-----

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

$\mu_1 =$	0.69	(-)
-----------	------	-----

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 0.74 \quad (\text{mm})$$

Condizione sismica – verifica a scorrimento e carico limite della fondazione

**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)	20.85	20.85	26.66
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	4.99	4.99	5.80
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	21.52	21.52	27.03
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	1.60	1.60	2.01

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.59	19.59	25.51
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.69	4.69	5.55
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20.22	20.22	25.87
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.51	1.51	1.93

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.13	7.13	7.73
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.71	1.71	1.68
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.36	7.36	7.83
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.55	0.55	0.58

- 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 = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	( kNm/m )	20.24	20.24	26.36
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	( kNm/m )	4.85	4.85	5.74
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	( kNm/m )	26.02	26.02	28.20
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	( kNm/m )	6.23	6.23	6.14
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	( kNm/m )	33.68	33.68	43.09
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	28.86	28.86	30.72
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)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps + Ptsv$		231.25	(kN/m)	
---	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps + Ptsv$		62.39	(kN/m)	
---	--	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$		0.62	(-)	
--------------------	--	------	-----	--

<b>Fs = <math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>		<b>2.32</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.00</b>
---	--	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax <sup>*</sup>	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	231.25	236.25	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	62.39		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	420.56	432.56	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	1.47	-1.40	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.01	-0.01	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.64	3.64	(m)

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

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(π*tg(φ))</sup>	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.49		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.53	0.54	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.51	0.52	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) <sup>m+1</sup>		0.39	0.39	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	450.82	454.92	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim*B*/ N</b>	Nmin	<b>7.09</b>	>	<b>1.20</b>
		Nmax	<b>7.01</b>	>	

**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)	20.85	20.85	26.66
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m)	3.36	3.36	3.72
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	21.83	21.83	27.39
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	1.63	1.63	2.04

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	19.59	19.59	25.51
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	3.16	3.16	3.56
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	20.51	20.51	26.21
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	1.53	1.53	1.95

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	7.13	7.13	7.73
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	1.15	1.15	1.08
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	7.47	7.47	7.94
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.56	0.56	0.59

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(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 stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	20.24	20.24	26.36
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	3.27	3.27	3.68
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m )	26.02	26.02	28.20
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m )	4.20	4.20	3.93
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	34.16	34.16	43.66
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m )	29.28	29.28	31.13
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^2 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms	( kNm/m )		0.00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(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	214.42	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	61.18	(kN/m)
--	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'	0.62	(-)
-----------	------	-----

<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>	<b>2.19</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.00</b>
----------------------------	-------------	-------------	-------------

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NT01	04	D26 CL	RI01A0 001	A	35 DI 66

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax <sup>*</sup>	
$N = Pm + Pt + \varphi p + \varphi s + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	214.42	219.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	61.18		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	386.31	398.31	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = Xc \cdot N - MM$	5.01	2.14	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (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)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.02	0.01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.60	3.63	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_{\gamma}$  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)	23.18		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	35.49		(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_{\gamma}$  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)	0.51	0.52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.49	0.50	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B^* \cdot c \cdot \cot(\varphi)))^{m+1}$		0.37	0.37	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	426.25	432.13	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>7.16</b>	>	<b>1.20</b>
		Nmax	<b>7.15</b>	>	

Condizione sismica – verifica al ribaltamento

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

	SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 = $(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$ (kN/m)	7.81	7.81	7.03
Pm2 = $(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	18.75	18.75	16.88
Pm3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 = $(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	54.75	54.75	49.28
Pm5 = $(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 (kN/m)	81.31	81.31	73.18

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

Pt1 = $(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$ (kN/m)	125.00	125.00	112.50
Pt2 = $(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr = $qp \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr (kN/m)	125.00	125.00	112.50

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	25.00	37.5	
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	5.00		

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

- Muro (Mm)

	SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 = $Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$ (kNm/m)	5.99	5.99	5.39
Mm2 = $Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$ (kNm/m)	18.75	18.75	16.88
Mm3 = $Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 = $Pm4 \cdot (B/2)$ (kNm/m)	99.92	99.92	89.93
Mm5 = $Pm5 \cdot (B - Bd/2)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5 (kNm/m)	124.66	124.66	112.19

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

Mt1 = $Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$ (kNm/m)	300.00	300.00	270.00
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)	0.00	0.00	0.00
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)	300.00	300.00	270.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$ (kNm/m)	60.00	90.00	
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$ (kNm/m)	12.00		

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h = $Pm \cdot kh$ (kN/m)	9.69	
Ps v = $Pm \cdot kv$ (kN/m)	4.84	

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

Ptsh = $Pt \cdot kh$ (kN/m)	14.89	
Ptsh = $Pt \cdot kv$ (kN/m)	7.45	

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

MPs1 h = $kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$ (kNm/m)	1.33	
MPs2 h = $kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$ (kNm/m)	4.13	
MPs3 h = $kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$ (kNm/m)	0.00	
MPs4 h = $kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$ (kNm/m)	1.96	
MPs5 h = $-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$ (kNm/m)	0.00	
MPs h = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$ (kNm/m)	7.42	

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

MPs1 v = $kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$ (kNm/m)	0.36	
MPs2 v = $kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$ (kNm/m)	1.12	
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)	5.95	
MPs5 v = $kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$ (kNm/m)	0.00	
MPs v = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$ (kNm/m)	7.43	

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

MPts1 h = $kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$ (kNm/m)	27.55	
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)	27.55	

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

MPts1 v = $kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$ (kNm/m)	17.87	
MPts2 v = $kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$ (kNm/m)	0.00	
MPts3 v = $kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$ (kNm/m)	0.00	
MPts v = $MPts1 + MPts2 + MPts3$ (kNm/m)	17.87	

**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) 20.85	20.85	26.66
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 5.48	5.48	9.00
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 21.52	21.52	29.14
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 1.60	1.60	2.17

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m) 19.59	19.59	25.51
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m) 5.15	5.15	8.62
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m) 20.22	20.22	27.89
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m) 1.51	1.51	2.08

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$	(kN/m) 7.13	7.13	7.73
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$	(kN/m) 1.88	1.88	2.61
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$	(kN/m) 7.36	7.36	8.45
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$	(kN/m) 0.55	0.55	0.63

- 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 stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m) 20.24	20.24	26.36
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m) 5.33	5.33	8.90
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m) 26.02	26.02	28.20
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m) 6.85	6.85	9.52
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m) 33.68	33.68	46.45
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m) 28.86	28.86	33.12
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	0.00	
Mfext2 = (fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m) 0.00	0.00	
Mfext3 = (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m) 0.00	0.00	

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	424.66 (kNm/m)
-----------------------	----------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	20.56 (kNm/m)
---	---------------

<b>Fr = Ms / Mr</b>	<b>20.66</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.00</b>
---------------------	--------------	-------------	-------------

**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)	20.85	20.85	26.66
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas$	(kN/m)	2.86	2.86	5.95
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	21.83	21.83	30.03
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	1.63	1.63	2.24

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m)	19.59	19.59	25.51
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m)	2.69	2.69	5.70
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m)	20.51	20.51	28.74
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m)	1.53	1.53	2.14

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$	(kN/m)	7.13	7.13	7.73
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$	(kN/m)	0.98	0.98	1.73
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$	(kN/m)	7.47	7.47	8.70
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$	(kN/m)	0.56	0.56	0.65

- 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 stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	20.24	20.24	26.36
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	2.78	2.78	5.89
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m )	26.02	26.02	28.20
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m )	3.57	3.57	6.30
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	34.16	34.16	47.86
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m )	29.28	29.28	34.13
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^2 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	424.66 ( kNm/m )
-----------------------	------------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	71.77 ( kNm/m )
---	-----------------

<b>Fr = Ms / Mr</b>	<b>5.92</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.00</b>
---------------------	-------------	-------------	-------------

### 7.2.2.-.Verifiche strutturali

#### Verifica strutturale allo SLU a pressoflessione e taglio

##### Verifica allo Stato Limite Ultimo

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

##### Reazione del terreno

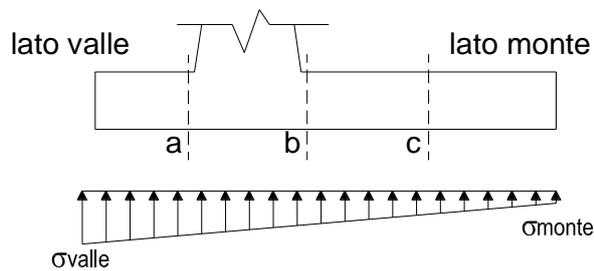
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.65 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.22 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	227.06	-10.81	57.34	67.08
	264.56	-32.38	57.90	87.06
sisma+	231.25	1.47	64.02	62.69
	236.25	-1.40	64.09	65.36
sisma-	214.42	5.01	61.00	56.49
	219.42	2.14	61.08	59.15



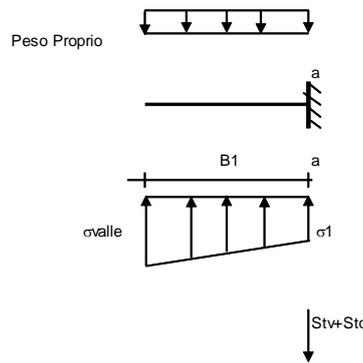
##### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	57.34	58.94	7.72	25.88
	57.90	62.69	8.01	27.18
sisma+	64.02	63.80	8.70	29.03
	64.09	64.30	8.74	29.12
sisma-	61.00	60.26	8.34	27.88
	61.08	60.76	8.38	27.97



##### Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

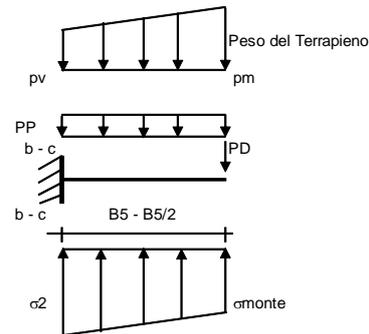
caso	Nmin	N max stat	N max sism	
				[kN/m <sup>2</sup> ]
pm	50.00	65.00	52.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	50.00	65.00	52.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	50.00	65.00	52.00	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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

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

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



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_2$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	67.08	60.41	-52.32	-23.89	63.74	-25.18	-20.23
	87.06	67.09	-50.60	-28.06	77.08	-23.01	-18.16
sisma+	62.69	63.60	-56.19	-27.83	63.15	-24.63	-22.57
	65.36	64.49	-56.21	-28.58	64.93	-24.40	-22.39
sisma-	56.49	59.58	-56.07	-27.26	58.03	-24.61	-22.75
	59.15	60.47	-55.59	-27.62	59.81	-24.26	-22.37

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

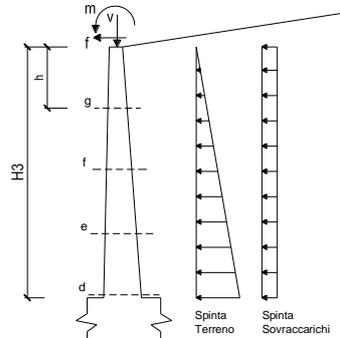
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	13.80	31.78	0.00	45.58	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	5.82	17.88	0.00	23.70	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.73	7.95	0.00	9.67	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.22	1.99	0.00	2.20	0.00	5.18	5.18

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	16.56	25.43	0.00	41.99
e-e	1.88	9.32	19.07	0.00	28.39
f-f	1.25	4.14	12.71	0.00	16.85
g-g	0.63	1.04	6.36	0.00	7.39

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.62	2.70	21.90	0.00	2.38	37.60	0.00	27.62	27.62
e-e	1.88	4.48	1.14	12.32	0.00	1.27	19.20	0.00	19.19	19.19
f-f	1.25	1.33	0.34	5.48	0.00	0.53	7.67	0.00	11.78	11.78
g-g	0.63	0.17	0.04	1.37	0.00	0.12	1.70	0.00	5.38	5.38

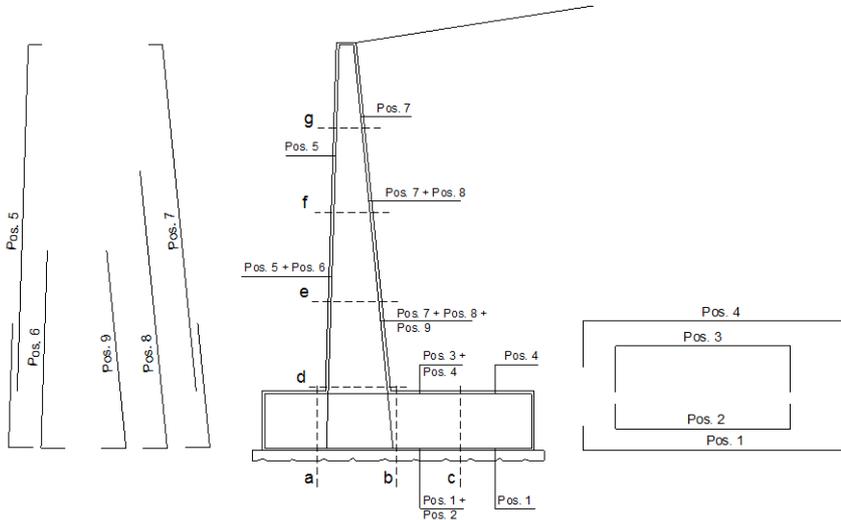
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	12.74	3.25	17.52	0.00	2.11	35.62
e-e	1.88	7.17	1.83	13.14	0.00	1.47	23.60
f-f	1.25	3.18	0.81	8.76	0.00	0.90	13.66
g-g	0.63	0.80	0.20	4.38	0.00	0.41	5.79

**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.62	1.82	22.22	0.00	2.38	37.04	0.00	25.51	25.51
e-e	1.88	4.48	0.77	12.50	0.00	1.27	19.01	0.00	17.72	17.72
f-f	1.25	1.33	0.23	5.55	0.00	0.53	7.64	0.00	10.88	10.88
g-g	0.63	0.17	0.03	1.39	0.00	0.12	1.71	0.00	4.97	4.97

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	12.74	2.19	17.78	0.00	2.11	34.81
e-e	1.88	7.17	1.23	13.33	0.00	1.47	23.19
f-f	1.25	3.18	0.55	8.89	0.00	0.90	13.52
g-g	0.63	0.80	0.14	4.44	0.00	0.41	5.79

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

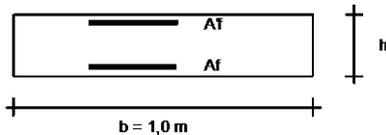


**ARMATURE**

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

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	8.74	0.00	0.60	10.05	10.05	212.64
b - b	-56.21	0.00	0.60	10.05	10.05	212.64
c - c	-25.18	0.00	0.60	10.05	10.05	212.64
d - d	45.58	26.56	0.55	10.05	10.05	198.89
e - e	23.70	18.46	0.49	10.05	10.05	171.92
f - f	9.67	11.33	0.43	10.05	10.05	145.61
g - g	2.20	5.18	0.36	10.05	10.05	119.88

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	s staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	29.12	0.60	218.12	10	40	40	21.8	233.38	Armatura a taglio non necessaria
b - b	28.58	0.60	218.12	10	40	40	21.8	233.38	Armatura a taglio non necessaria
c - c	22.75	0.60	218.12	10	40	40	21.8	233.38	Armatura a taglio non necessaria
d - d	41.99	0.55	207.09	10	40	40	21.8	211.77	Armatura a taglio non necessaria
e - e	28.39	0.49	187.39	10	40	40	21.8	184.76	Armatura a taglio non necessaria
f - f	16.85	0.43	167.36	10	40	40	21.8	157.75	Armatura a taglio non necessaria
g - g	7.39	0.36	146.87	10	40	40	21.8	130.74	Armatura a taglio non necessaria

Verifica strutturale allo SLE a fessurazione

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

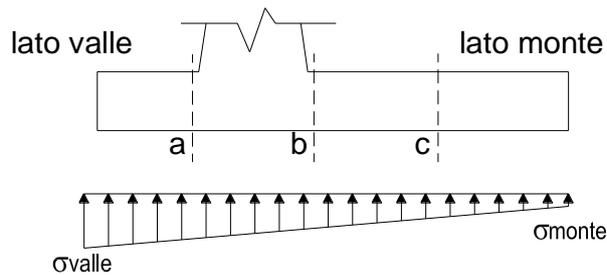
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.65 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.22 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	221.34	-21.69	50.87	70.41
	240.09	-32.47	51.16	80.40
Q.P.	219.62	-25.88	48.51	71.83
	219.62	-25.88	48.51	71.83

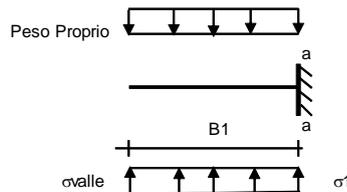


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>a</sub> [kNm]
Freq.	50.87	54.09	6.65
	51.16	55.96	6.80
Q.P.	48.51	52.34	6.26
	48.51	52.34	6.26



**Mensola Lato Monte**

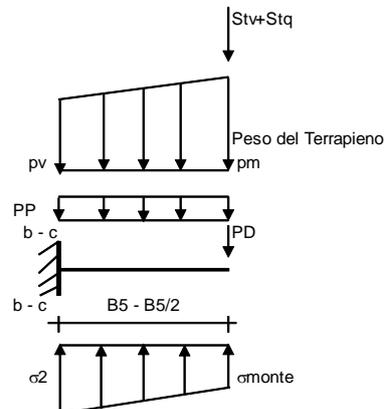
PP = 15.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP	
pm	=	50.00	57.50	50.00		(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	=	50.00	57.50	50.00		(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	=	50.00	57.50	50.00		(kN/m <sup>2</sup> )

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

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>b</sub> [kNm]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>c</sub> [kNm]
Freq.	70.41	57.03	-34.61	63.72	-16.30
	80.40	60.37	-33.75	70.39	-15.22
Q.P.	71.83	55.86	-28.56	63.84	-13.38
	71.83	55.86	-28.56	63.84	-13.38



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

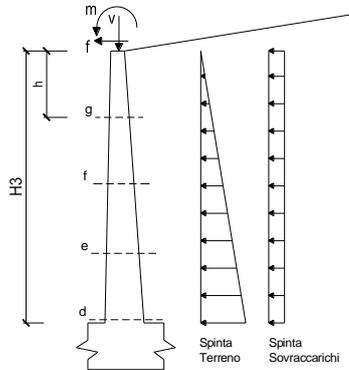
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

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

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

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



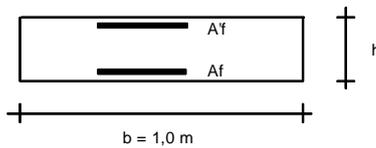
**condizione Frequente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.62	21.88	0.00	32.49	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	4.48	12.31	0.00	16.78	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.33	5.47	0.00	6.80	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.17	1.37	0.00	1.53	0.00	5.18	5.18

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.62	17.10	0.00	27.71	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	4.48	9.62	0.00	14.10	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.33	4.27	0.00	5.60	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.17	1.07	0.00	1.23	0.00	5.18	5.18

**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	Af'	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	6.80	0.00	0.60	10.05	10.05	0.22	13.48	0.022	0.300
b - b	-34.61	0.00	0.60	10.05	10.05	1.14	68.65	0.114	0.300
c - c	-16.30	0.00	0.60	10.05	10.05	0.54	32.34	0.054	0.300
d - d	32.49	26.56	0.55	10.05	10.05	1.26	58.44	0.094	0.300
e - e	16.78	18.46	0.49	10.05	10.05	0.81	33.49	0.049	0.300
f - f	6.80	11.33	0.43	10.05	10.05	0.42	14.76	0.019	0.300
g - g	1.53	5.18	0.36	10.05	10.05	0.13	3.07	0.004	0.300

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	6.26	0.00	0.60	10.05	10.05	0.21	12.42	0.021	0.200
b - b	-28.56	0.00	0.60	10.05	10.05	0.94	56.66	0.094	0.200
c - c	-13.38	0.00	0.60	10.05	10.05	0.44	26.53	0.044	0.200
d - d	27.71	26.56	0.55	10.05	10.05	1.08	48.00	0.077	0.200
e - e	14.10	18.46	0.49	10.05	10.05	0.68	26.73	0.039	0.200
f - f	5.60	11.33	0.43	10.05	10.05	0.35	11.23	0.015	0.200
g - g	1.23	5.18	0.36	10.05	10.05	0.10	2.04	0.002	0.200

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

Verifica strutturale allo SLE dello stato tensionale

**VERIFICHE TENSIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

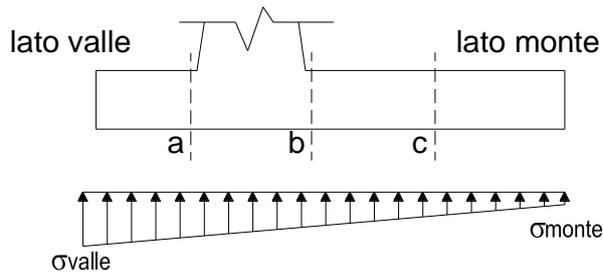
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.65 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	221.92	-18.19	52.61	68.99
	246.92	-32.56	52.98	82.31
sisma+	231.25	1.47	64.02	62.69
	236.25	-1.40	64.09	65.36
sisma-	214.42	5.01	61.00	56.49
	219.42	2.14	61.08	59.15

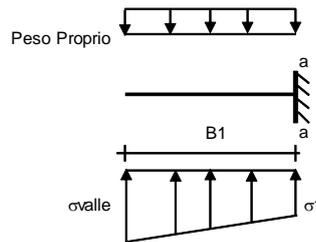


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	52.61	55.30	6.93
	52.98	57.80	7.13
sisma+	64.02	63.80	8.70
	64.09	64.30	8.74
sisma-	61.00	60.26	8.34
	61.08	60.76	8.38



**Mensola Lato Monte**

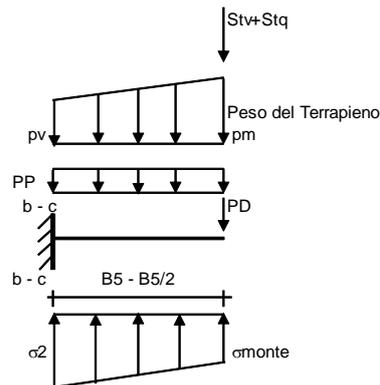
PP = 15.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm	50.00	60.00	52.00 (kN/m <sup>2</sup> )
pvb	50.00	60.00	52.00 (kN/m <sup>2</sup> )
pvc	50.00	60.00	52.00 (kN/m <sup>2</sup> )

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

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	68.99	57.77	-38.23	63.38	-17.85
	82.31	62.22	-37.08	72.27	-16.41
sisma+	62.69	63.60	-56.19	63.15	-24.63
	65.36	64.49	-56.21	64.93	-24.40
sisma-	56.49	59.58	-56.07	58.03	-24.61
	59.15	60.47	-55.59	59.81	-24.26



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

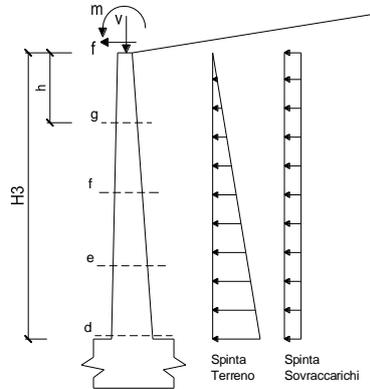
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

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

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.62	23.47	0.00	34.08	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	4.48	13.20	0.00	17.68	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.33	5.87	0.00	7.19	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.17	1.47	0.00	1.63	0.00	5.18	5.18

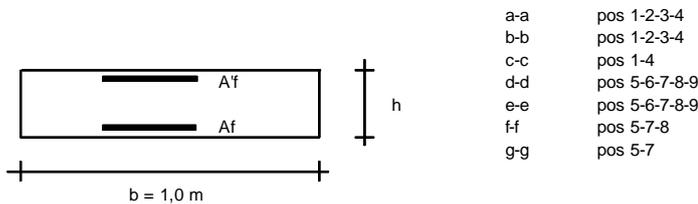
**condizione sismica +**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.62	2.70	21.90	0.00	2.38	37.60	0.00	27.62	27.62
e-e	1.88	4.48	1.14	12.32	0.00	1.27	19.20	0.00	19.19	19.19
f-f	1.25	1.33	0.34	5.48	0.00	0.53	7.67	0.00	11.78	11.78
g-g	0.63	0.17	0.04	1.37	0.00	0.12	1.70	0.00	5.38	5.38

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.62	1.82	22.22	0.00	2.38	37.04	0.00	25.51	25.51
e-e	1.88	4.48	0.77	12.50	0.00	1.27	19.01	0.00	17.72	17.72
f-f	1.25	1.33	0.23	5.55	0.00	0.53	7.64	0.00	10.88	10.88
g-g	0.63	0.17	0.03	1.39	0.00	0.12	1.71	0.00	4.97	4.97

**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

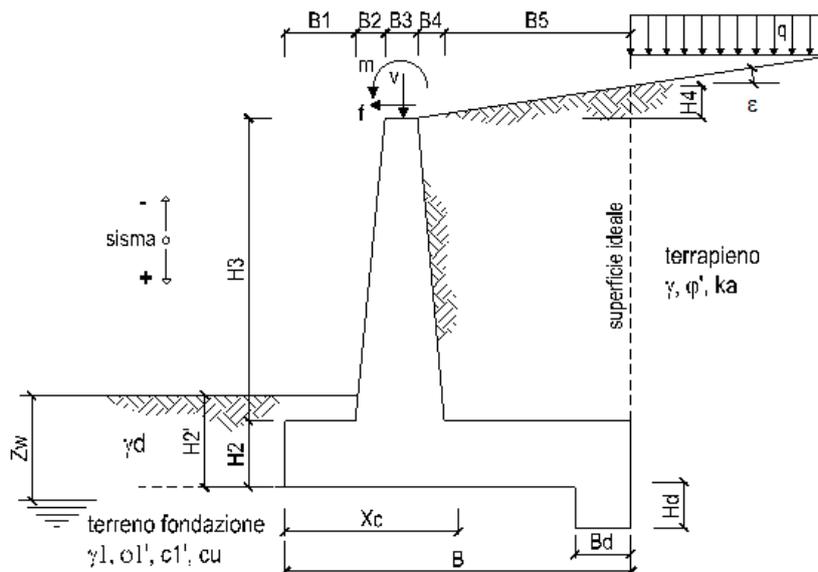
**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	7.13	0.00	0.60	10.05	10.05	0.23	14.14
b - b	-38.23	0.00	0.60	10.05	10.05	1.26	75.83
c - c	-17.85	0.00	0.60	10.05	10.05	0.59	35.40
d - d	34.08	26.56	0.55	10.05	10.05	1.33	61.92
e - e	17.68	18.46	0.49	10.05	10.05	0.86	35.75
f - f	7.19	11.33	0.43	10.05	10.05	0.45	15.93
g - g	1.63	5.18	0.36	10.05	10.05	0.14	3.42

La verifica a sifonamento non è stata riportata in quanto, a seguito di verifiche speditive, risulta ampiamente soddisfatta.

### 7.3.-.VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO B

Nella figura che segue si riportano i simboli di riferimento per il dimensionamento complessivo dell'opera di sostegno.



#### DATI DI PROGETTO:

##### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.21	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

##### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.09	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.60	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa più un aliquota pari a 50 cm. Il pelo libero del corso d'acqua si trova ad una quota di 1.50 m rispetto l'intradosso della soletta di fondazione.

### 7.3.1.-.Verifiche geotecniche

#### FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	5.51	4.96
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.75	14.18
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	48.00	43.20
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	69.26	62.34

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	87.78	79.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	87.78	79.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat $q^*$ (B4+B5)	(kN/m)	20.90	31.35	
Sovr acc. Sism $q_s^*$ (B4+B5)	(kN/m)	4.18		

#### 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)	4.08	3.67
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	15.12	13.61
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	76.80	69.12
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	96.00	86.40

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	189.17	170.25
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	189.17	170.25

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat $^*(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	45.04	67.56	
Sovr acc. Sism $^*(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	9.01		

#### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	5.50	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	2.75	

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Pts h =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	6.97	
Pts v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	3.49	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.57	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.06	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	1.14	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	3.78	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.16	
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.60	
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)	3.05	
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	3.81	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	11.50	
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3^2/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	11.50	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)	7.51	
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	7.51	

Condizione statica

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU
St = $0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 15.81	20.56	22.24
Sq perm = $qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 11.25	14.63	15.83
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 5.86	8.79	11.23

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 14.86	19.32	21.29
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 10.57	13.74	15.15
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 5.50	8.26	10.75

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 5.41	7.03	6.45
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.85	5.00	4.59
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 2.00	3.00	3.26

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
--	-------------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 = $Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m) 13.37	17.39	19.16
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 17.31	22.50	20.63
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 14.27	18.55	20.45
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 7.43	11.14	14.52
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 12.31	16.01	14.68
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 6.41	9.61	10.42
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(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 = $(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	172.08	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Squ + f$	41.32	(kN/m)
---------------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi_1'$	0.62	(-)
------------------	------	-----

**Fs scorr. (N\*f + Sp) / T      2.60      >      1.10**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	256.65	(kNm/m)
-------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	8.40	(kNm/m)
--	------	---------

**Fs ribaltamento Ms / Mr      30.54      >      1.15**

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	172.08	203.43	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	41.32	41.32	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	286.20	353.76	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	-10.87	-28.27	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00	(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90	(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.07	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	23.18	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	35.49	(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	(0 in cond. nd)	30.21	(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.58	0.64	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.56	0.56	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.44	0.44	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

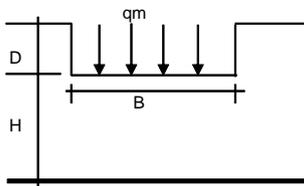
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	463.10	491.00	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

$N_{min}$	<b>8.27</b>	>	<b>1.40</b>
$N_{max}$	<b>7.05</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



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

N	167.80	(kN/m)
M	-17.89	(kNm/m)
$e = M/N$	-0.11	(m)
$B^*$	2.99	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B* =	0.37	(m)
Hs/B* =	2.14	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 57.61 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.944 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.69 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 0.56 \quad (\text{mm})$$

Condizione sismica – verifica a scorrimento e carico limite della fondazione

**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)	15.81	15.81	20.22
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$ - Sst1 stat	(kN/m)	3.79	3.79	4.40
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	13.41	13.41	16.85
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	1.40	1.40	1.75

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	14.86	14.86	19.35
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	3.56	3.56	4.21
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	12.60	12.60	16.13
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	1.31	1.31	1.68

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	5.41	5.41	5.86
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	1.29	1.29	1.28
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	4.59	4.59	4.88
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.48	0.48	0.51

- 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 stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	13.37	13.37	17.42
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	3.20	3.20	3.79
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m )	17.31	17.31	18.75
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m )	4.14	4.14	4.08
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	18.78	18.78	24.04
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m )	16.21	16.21	17.25
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) * (H3 + H2)	( kNm/m )		0.00	
Mfext3 = (vp+vs) * (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		175.05	(kN/m)	
--	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh		44.80	(kN/m)	
---	--	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'		0.62	(-)	
-----------	--	------	-----	--

<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>		<b>2.44</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.00</b>
----------------------------	--	-------------	-------------	-------------

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NT01	04	D26 CL	RI01A0 001	A	51 DI 66

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax <sup>*</sup>	
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)$	175.05	179.23	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	44.80		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	283.51	292.51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = Xc * N - MM$	-3.43	-5.75	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B'Ny'iy$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d'H2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.02	-0.03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.16	3.14	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2 + $\pi$ in cond. nd)	35.49		(-)
$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

$iq = (1 - T / (N + B * c'cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.56	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0.53	0.54	(-)
$iy = (1 - T / (N + B * c'cotg(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	445.18	448.10	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>8.04</b>	>	<b>1.20</b>
		Nmax	<b>7.84</b>	>	

**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)	15.81	15.81	20.22
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas$ - Sst1 stat (kN/m)	2.55	2.55	2.82
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ (kN/m)	13.61	13.61	17.07
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ (kN/m)	1.42	1.42	1.78

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ (kN/m)	14.86	14.86	19.35
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ (kN/m)	2.40	2.40	2.70
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ (kN/m)	12.79	12.79	16.34
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ (kN/m)	1.33	1.33	1.70

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ (kN/m)	5.41	5.41	5.86
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ (kN/m)	0.87	0.87	0.82
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ (kN/m)	4.65	4.65	4.95
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ (kN/m)	0.48	0.48	0.52

- 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 stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) (kNm/m)	13.37	13.37	17.42
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) (kNm/m)	2.16	2.16	2.43
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	17.31	17.31	18.75
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	2.79	2.79	2.62
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	19.06	19.06	24.35
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	16.44	16.44	17.48
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^2 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$ (kN/m)	162.23
--	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$ (kN/m)	43.85
--	-------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = tg\phi_1$ (-)	0.62
--------------------	------

<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>	<b>2.31</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.00</b>
----------------------------	-------------	-------------	-------------

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NT01	04	D26 CL	RI01A0 001	A	53 DI 66

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax <sup>*</sup>	
$N = Pm + Pt + \varphi p + \varphi s + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	162.23	166.41	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	43.85		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	260.51	269.52	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = Xc * N - MM$	-0.95	-3.27	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0'Nq'iq + 0,5*\gamma_1*B*Ny'iy$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d'H2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.01	-0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.19	3.16	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \varphi/2)*e^{(\pi*tg(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
$Nc = (Nq - 1)/tg(\varphi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	35.49		(-)
$Ny = 2*(Nq + 1)*tg(\varphi)$	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

$iq = (1 - T/(N + B*c'cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.53	0.54	(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.51	0.52	(-)
$iy = (1 - T/(N + B*c'cotg(\varphi)))^{m+1}$		0.39	0.39	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	426.37	429.73	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>8.38</b>	>	<b>1.20</b>
		Nmax	<b>8.16</b>	>	

Condizione sismica – verifica al ribaltamento

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

	SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 = $(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$ (kN/m)	5.51	5.51	4.96
Pm2 = $(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	15.75	15.75	14.18
Pm3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 = $(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	48.00	48.00	43.20
Pm5 = $(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm = $Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$ (kN/m)	69.26	69.26	62.34

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

Pt1 = $(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$ (kN/m)	87.78	87.78	79.00
Pt2 = $(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr = $qp \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt = $Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$ (kN/m)	87.78	87.78	79.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	20.90	31.35	
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	4.18		

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

- Muro (Mm)

	SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 = $Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$ (kNm/m)	4.08	4.08	3.67
Mm2 = $Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$ (kNm/m)	15.12	15.12	13.61
Mm3 = $Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 = $Pm4 \cdot (B/2)$ (kNm/m)	76.80	76.80	69.12
Mm5 = $Pm5 \cdot (B - Bd/2)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm = $Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$ (kNm/m)	96.00	96.00	86.40

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

Mt1 = $Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$ (kNm/m)	189.17	189.17	170.25
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)	0.00	0.00	0.00
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)	189.17	189.17	170.25

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$ (kNm/m)	45.04	67.56	
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$ (kNm/m)	9.01		

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h = $Pm \cdot kh$ (kN/m)	8.25		
Ps v = $Pm \cdot kv$ (kN/m)	4.13		

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

Ptsh = $Pt \cdot kh$ (kN/m)	10.46		
Ptsh v = $Pt \cdot kv$ (kN/m)	5.23		

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

MPs1 h = $kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$ (kNm/m)	0.85		
MPs2 h = $kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$ (kNm/m)	3.10		
MPs3 h = $kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$ (kNm/m)	0.00		
MPs4 h = $kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$ (kNm/m)	1.72		
MPs5 h = $-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$ (kNm/m)	0.00		
MPs h = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$ (kNm/m)	5.67		

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

MPs1 v = $kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$ (kNm/m)	0.24		
MPs2 v = $kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$ (kNm/m)	0.90		
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)	4.58		
MPs5 v = $kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$ (kNm/m)	0.00		
MPs v = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$ (kNm/m)	5.72		

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

MPts1 h = $kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$ (kNm/m)	17.26		
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)	17.26		

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

MPts1 v = $kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$ (kNm/m)	11.27		
MPts2 v = $kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$ (kNm/m)	0.00		
MPts3 v = $kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$ (kNm/m)	0.00		
MPts v = $MPts1 + MPts2 + MPts3$ (kNm/m)	11.27		

**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)	15.81	20.22
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	4.16	6.83
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	13.41	18.16
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	1.40	1.89

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m)	14.86	19.35
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m)	3.91	6.54
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m)	12.60	17.38
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m)	1.31	1.81

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$	(kN/m)	5.41	5.86
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$	(kN/m)	1.42	1.98
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$	(kN/m)	4.59	5.26
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$	(kN/m)	0.48	0.55

- Spinta passiva sul dente

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

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	13.37	17.42
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	3.52	5.88
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	17.31	18.75
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	4.55	6.33
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	18.78	25.91
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	16.21	18.60
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) * (H3 + H2)	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	0.00

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	285.17 (kNm/m)
-----------------------	----------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	11.46 (kNm/m)
---	---------------

Fr = Ms / Mr	<b>24.87</b>	>	<b>1.00</b>
--------------	--------------	---	-------------

**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)	15.81	15.81	20.22
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas$	(kN/m)	2.17	2.17	4.52
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	13.61	13.61	18.71
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	1.42	1.42	1.95

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	14.86	14.86	19.35
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	2.04	2.04	4.32
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	12.79	12.79	17.91
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	1.33	1.33	1.86

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	5.41	5.41	5.86
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0.74	0.74	1.31
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	4.65	4.65	5.42
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.48	0.48	0.56

- 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 stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	13.37	13.37	17.42
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	1.84	1.84	3.89
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m )	17.31	17.31	18.75
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m )	2.38	2.38	4.19
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	19.06	19.06	26.70
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m )	16.44	16.44	19.16
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^2 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	285.17 ( kNm/m )
-----------------------	------------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	45.81 ( kNm/m )
---	-----------------

Fr = Ms / Mr	<b>6.22</b>	>	<b>1.00</b>
--------------	-------------	---	-------------

### 7.3.2.-.Verifiche strutturali

#### Verifica strutturale allo SLU a pressoflessione e taglio

##### Verifica allo Stato Limite Ultimo

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

##### Reazione del terreno

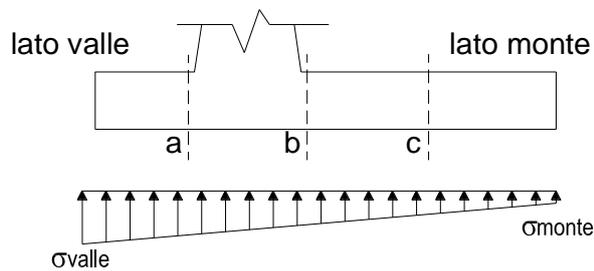
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	172.08	-10.87	47.40	60.15
	203.43	-28.27	47.01	80.14
sisma+	175.05	-3.43	52.69	56.71
	179.23	-5.75	52.64	59.38
sisma-	162.23	-0.95	50.14	51.25
	166.41	-3.27	50.08	53.92



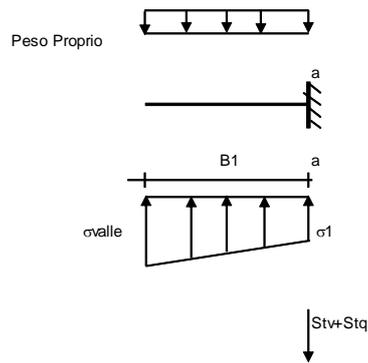
##### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	47.40	49.79	5.98	20.16
	47.01	53.22	6.13	21.07
sisma+	52.69	53.45	6.72	22.33
	52.64	53.90	6.74	22.35
sisma-	50.14	50.35	6.44	21.46
	50.08	50.80	6.47	21.48



##### Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

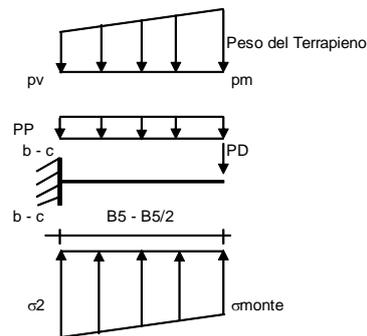
caso	Nmin	N max stat	N max sism	
				(kN/m <sup>2</sup> )
pm	42.00	57.00	44.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	42.00	57.00	44.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	42.00	57.00	44.00	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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

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

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



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_2$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	60.15	51.82	-30.62	-17.16	55.99	-14.75	-13.92
	80.14	58.50	-29.41	-20.64	69.32	-13.24	-12.19
sisma+	56.71	54.09	-32.08	-19.84	55.40	-13.93	-15.12
	59.38	54.98	-32.09	-20.47	57.18	-13.77	-14.97
sisma-	51.25	50.52	-32.00	-19.46	50.89	-13.90	-15.25
	53.92	51.41	-31.67	-19.76	52.67	-13.66	-14.94

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

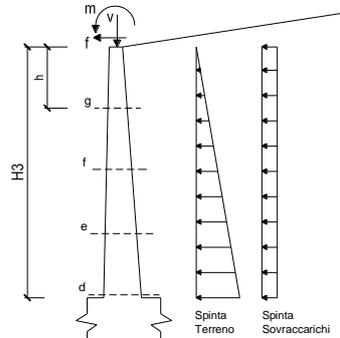
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	8.18	17.97	0.00	26.15	0.00	21.26	21.26
e-e	1.58	3.45	10.11	0.00	13.56	0.00	14.91	14.91
f-f	1.05	1.02	4.49	0.00	5.51	0.00	9.25	9.25
g-g	0.53	0.13	1.12	0.00	1.25	0.00	4.28	4.28

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	11.69	17.11	0.00	28.80
e-e	1.58	6.57	12.83	0.00	19.41
f-f	1.05	2.92	8.55	0.00	11.48
g-g	0.53	0.73	4.28	0.00	5.01

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	6.29	1.60	11.36	0.00	1.62	20.88	0.00	22.11	22.11
e-e	1.58	2.65	0.68	6.39	0.00	0.87	10.59	0.00	15.51	15.51
f-f	1.05	0.79	0.20	2.84	0.00	0.37	4.19	0.00	9.62	9.62
g-g	0.53	0.10	0.03	0.71	0.00	0.09	0.92	0.00	4.45	4.45

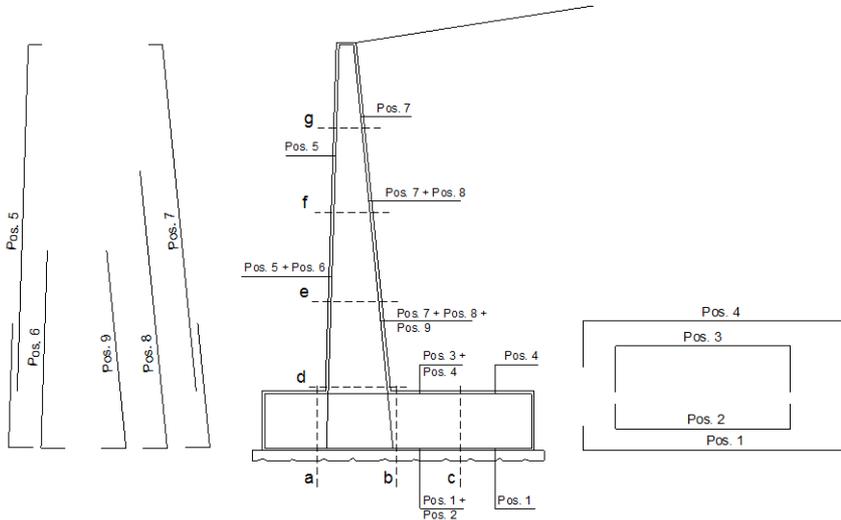
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	8.99	2.29	10.82	0.00	1.69	23.79
e-e	1.58	5.06	1.29	8.12	0.00	1.18	15.65
f-f	1.05	2.25	0.57	5.41	0.00	0.73	8.97
g-g	0.53	0.56	0.14	2.71	0.00	0.34	3.75

**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	6.29	1.08	11.53	0.00	1.62	20.52	0.00	20.42	20.42
e-e	1.58	2.65	0.46	6.48	0.00	0.87	10.46	0.00	14.32	14.32
f-f	1.05	0.79	0.14	2.88	0.00	0.37	4.17	0.00	8.89	8.89
g-g	0.53	0.10	0.02	0.72	0.00	0.09	0.92	0.00	4.11	4.11

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	8.99	1.54	10.98	0.00	1.69	23.20
e-e	1.58	5.06	0.87	8.23	0.00	1.18	15.34
f-f	1.05	2.25	0.39	5.49	0.00	0.73	8.86
g-g	0.53	0.56	0.10	2.74	0.00	0.34	3.74

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

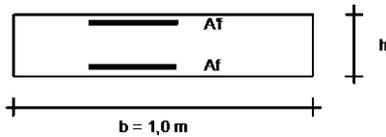


**ARMATURE**

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

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	6.74	0.00	0.60	10.05	10.05	212.64
b - b	-32.09	0.00	0.60	10.05	10.05	212.64
c - c	-14.75	0.00	0.60	10.05	10.05	212.64
d - d	26.15	21.26	0.51	10.05	10.05	181.55
e - e	13.56	14.91	0.46	10.05	10.05	159.21
f - f	5.51	9.25	0.41	10.05	10.05	137.32
g - g	1.25	4.28	0.35	10.05	10.05	115.80

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	s staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	22.35	0.60	218.12	10	40	40	21.8	233.38	Armatura a taglio non necessaria
b - b	20.64	0.60	218.12	10	40	40	21.8	233.38	Armatura a taglio non necessaria
c - c	15.25	0.60	218.12	10	40	40	21.8	233.38	Armatura a taglio non necessaria
d - d	28.80	0.51	194.52	10	40	40	21.8	194.48	Armatura a taglio non necessaria
e - e	19.41	0.46	177.82	10	40	40	21.8	171.79	Armatura a taglio non necessaria
f - f	11.48	0.41	160.86	10	40	40	21.8	149.10	Armatura a taglio non necessaria
g - g	5.01	0.35	143.53	10	40	40	21.8	126.41	Armatura a taglio non necessaria

Verifica strutturale allo SLE a fessurazione

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

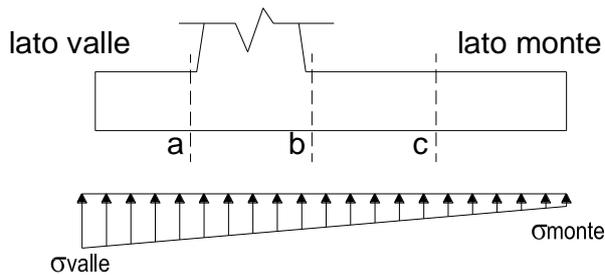
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	167.80	-17.89	41.95	62.92
	183.48	-26.59	41.75	72.92
Q.P.	166.30	-21.06	39.63	64.31
	166.30	-21.06	39.63	64.31

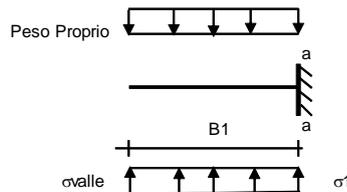


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>a</sub> [kNm]
Freq.	41.95	45.89	5.09
	41.75	47.60	5.17
Q.P.	39.63	44.26	4.71
	39.63	44.26	4.71



**Mensola Lato Monte**

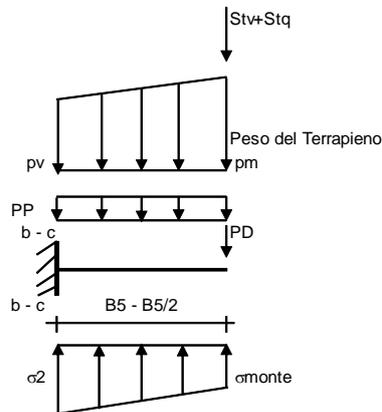
PP = 15.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	42.00	49.50	42.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	42.00	49.50	42.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	42.00	49.50	42.00	(kN/m <sup>2</sup> )

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

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>b</sub> [kNm]	$\sigma_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>c</sub> [kNm]
Freq.	62.92	49.23	-19.52	56.07	-9.26
	72.92	52.56	-18.92	62.74	-8.50
Q.P.	64.31	48.19	-15.12	56.25	-7.15
	64.31	48.19	-15.12	56.25	-7.15



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

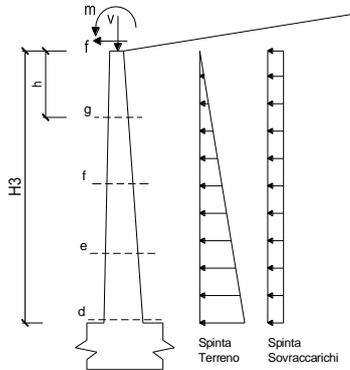
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot v/3$$

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

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

$$N_{ext} = v$$



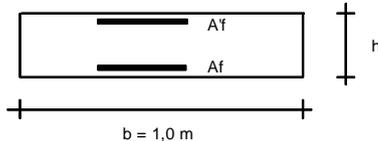
**condizione Frequente**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.10	6.29	12.00	0.00	18.30	0.00	21.26	21.26
e-e	1.58	2.65	6.75	0.00	9.41	0.00	14.91	14.91
f-f	1.05	0.79	3.00	0.00	3.79	0.00	9.25	9.25
g-g	0.53	0.10	0.75	0.00	0.85	0.00	4.28	4.28

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	2.10	6.29	8.63	0.00	14.93	0.00	21.26	21.26
e-e	1.58	2.65	4.86	0.00	7.51	0.00	14.91	14.91
f-f	1.05	0.79	2.16	0.00	2.94	0.00	9.25	9.25
g-g	0.53	0.10	0.54	0.00	0.64	0.00	4.28	4.28

**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 (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm <sup>2</sup> )	A'f (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>f</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>amm</sub> (mm)
(-)									
a - a	5.17	0.00	0.60	10.05	10.05	0.17	10.25	0.017	0.300
b - b	-19.52	0.00	0.60	10.05	10.05	0.64	38.72	0.064	0.300
c - c	-9.26	0.00	0.60	10.05	10.05	0.30	18.36	0.031	0.300
d - d	18.30	21.26	0.51	10.05	10.05	0.81	33.60	0.051	0.300
e - e	9.41	14.91	0.46	10.05	10.05	0.51	18.45	0.026	0.300
f - f	3.79	9.25	0.41	10.05	10.05	0.26	7.52	0.009	0.300
g - g	0.85	4.28	0.35	10.05	10.05	0.07	1.20	0.001	0.300

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm <sup>2</sup> )	A'f (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>f</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>amm</sub> (mm)
(-)									
a - a	4.71	0.00	0.60	10.05	10.05	0.16	9.34	0.016	0.200
b - b	-15.12	0.00	0.60	10.05	10.05	0.50	29.99	0.050	0.200
c - c	-7.15	0.00	0.60	10.05	10.05	0.24	14.18	0.024	0.200
d - d	14.93	21.26	0.51	10.05	10.05	0.66	25.58	0.038	0.200
e - e	7.51	14.91	0.46	10.05	10.05	0.40	13.34	0.018	0.200
f - f	2.94	9.25	0.41	10.05	10.05	0.20	4.93	0.006	0.200
g - g	0.64	4.28	0.35	10.05	10.05	0.05	0.54	0.001	0.200

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

Verifica strutturale allo SLE dello stato tensionale

**VERIFICHE TENSIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

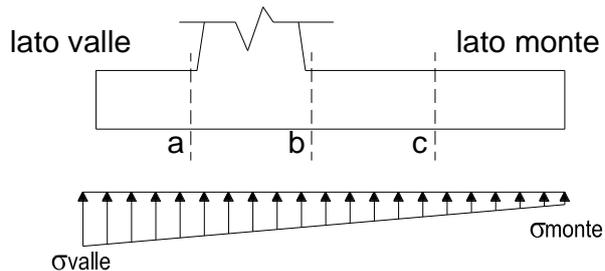
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
statico	168.30	-15.23	43.67	61.52
	189.20	-26.83	43.40	74.85
sisma+	175.05	-3.43	52.69	56.71
	179.23	-5.75	52.64	59.38
sisma-	162.23	-0.95	50.14	51.25
	166.41	-3.27	50.08	53.92

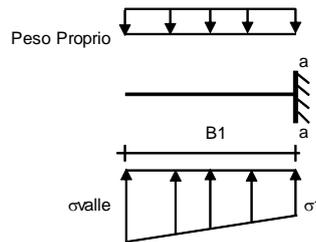


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_a$ [kNm]
statico	43.67	47.02	5.36
	43.40	49.30	5.47
sisma+	52.69	53.45	6.72
	52.64	53.90	6.74
sisma-	50.14	50.35	6.44
	50.08	50.80	6.47



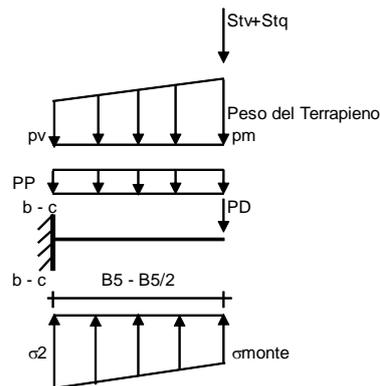
**Mensola Lato Monte**

PP = 15.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	42.00	52.00	44.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	42.00	52.00	44.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	42.00	52.00	44.00	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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



caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_b$ [kNm]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_c$ [kNm]
statico	61.52	49.86	-22.15	55.69	-10.36
	74.85	54.31	-21.34	64.58	-9.35
sisma+	56.71	54.09	-32.08	55.40	-13.93
	59.38	54.98	-32.09	57.18	-13.77
sisma-	51.25	50.52	-32.00	50.89	-13.90
	53.92	51.41	-31.67	52.67	-13.66

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

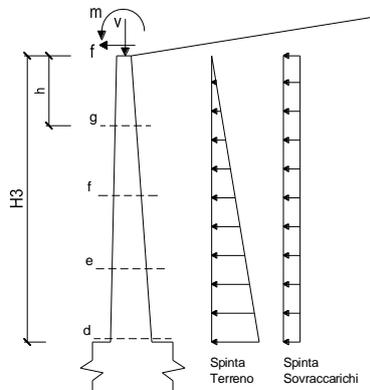
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

$$N_{ext} = v$$

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	6.29	13.13	0.00	19.42	0.00	21.26	21.26
e-e	1.58	2.65	7.38	0.00	10.04	0.00	14.91	14.91
f-f	1.05	0.79	3.28	0.00	4.07	0.00	9.25	9.25
g-g	0.53	0.10	0.82	0.00	0.92	0.00	4.28	4.28

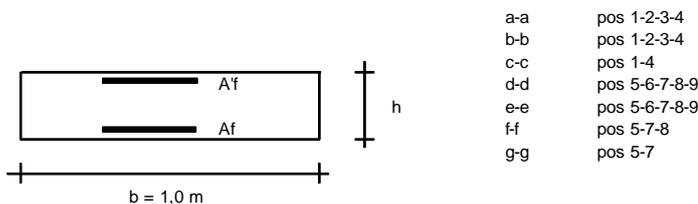
**condizione sismica +**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	6.29	1.60	11.36	0.00	1.62	20.88	0.00	22.11	22.11
e-e	1.58	2.65	0.68	6.39	0.00	0.87	10.59	0.00	15.51	15.51
f-f	1.05	0.79	0.20	2.84	0.00	0.37	4.19	0.00	9.62	9.62
g-g	0.53	0.10	0.03	0.71	0.00	0.09	0.92	0.00	4.45	4.45

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.10	6.29	1.08	11.53	0.00	1.62	20.52	0.00	20.42	20.42
e-e	1.58	2.65	0.46	6.48	0.00	0.87	10.46	0.00	14.32	14.32
f-f	1.05	0.79	0.14	2.88	0.00	0.37	4.17	0.00	8.89	8.89
g-g	0.53	0.10	0.02	0.72	0.00	0.09	0.92	0.00	4.11	4.11

**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 Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	5.47	0.00	0.60	10.05	10.05	0.18	10.84
b - b	-22.15	0.00	0.60	10.05	10.05	0.73	43.93
c - c	-10.36	0.00	0.60	10.05	10.05	0.34	20.55
d - d	19.42	21.26	0.51	10.05	10.05	0.87	36.27
e - e	10.04	14.91	0.46	10.05	10.05	0.55	20.16
f - f	4.07	9.25	0.41	10.05	10.05	0.28	8.39
g - g	0.92	4.28	0.35	10.05	10.05	0.08	1.44

La verifica a sifonamento è stata effettuata tramite un foglio di calcolo da parte e risulta ampiamente soddisfatta.

#### 7.4.-.RIEPILOGO DELLE VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

Nella tabella che segue si riporta un riepilogo degli esiti delle verifiche strutturali e geotecniche per ciascuna tipologia di muro analizzata. Nello specifico si riporta il rapporto tra i contributi resistenti e quelli agenti. Per garantire il soddisfacimento delle verifiche geotecniche il valore del rapporto deve essere superiore al fattore FS riportato in tabella. Per garantire il soddisfacimento delle verifiche strutturali il valore del rapporto deve essere superiore all'unità. Per quest'ultime non si riporta il coefficiente associato alla verifica sullo stato tensionale, ma l'esito di tale verifica è ampiamente soddisfatto come mostrato nei paragrafi precedenti. Non viene inoltre riportato il risultato relativo al sifonamento, ma come precedentemente evidenziato, tale verifica risulta ampiamente soddisfatta.

TIPOLOGIA A (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<i>Scorrimento</i>	<i>Ribaltamento</i>	<i>Carico limite</i>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
<b>Statico</b>	2.49	26.75	6.45
	FS = 1	FS = 1	FS = 1.2
<b>Sismico</b>	2.19	5.92	7.01
TIPOLOGIA A (STR)			
Coefficients di sicurezza			
	<i>PressoFlessione</i>	<i>Taglio</i>	<i>Fessurazione</i>
<b>Paramento</b>	4.36	4.93	2.60
<b>Fondazione</b>	3.78	7.49	2.12

TIPOLOGIA B (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<i>Scorrimento</i>	<i>Ribaltamento</i>	<i>Carico limite</i>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
<b>Statico</b>	2.60	30.54	7.05
	FS = 1	FS = 1	FS = 1.2
<b>Sismico</b>	2.31	6.22	7.84
TIPOLOGIA B (STR)			
Coefficients di sicurezza			
	<i>PressoFlessione</i>	<i>Taglio</i>	<i>Fessurazione</i>
<b>Paramento</b>	6.94	6.76	5.23
<b>Fondazione</b>	6.63	9.76	4.01

## 8.-.CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza. La struttura oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente, prendendo in considerazione anche le azioni sismiche.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17.01.2018.

Per ciascuna tipologia di muro di sostegno si riporta un riepilogo delle armature, riportando inoltre il valore dell'incidenza associato.

### Muro tipo A

Il paramento del muro è armato con:

- Armatura verticale:  $\phi 16/20$  cm nel lato di monte del muro
- Armatura verticale:  $\phi 16/20$  cm nel lato di valle del muro
- Armatura longitudinale:  $\phi 12 /20$  cm

La soletta di fondazione del muro è armata con:

- Armatura trasversale:  $\phi 16/20$  cm sup. e inf.
- Armatura longitudinale:  $\phi 12/20$  cm sup. e inf.

Da cui l'incidenza è **85 kg/mc.**

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NT01	04	D26 CL	RI01A0 001	A	66 DI 66

### Muro tipo B

Il paramento del muro è armato con:

- Armatura verticale:  $\phi 16/20$  cm nel lato di monte del muro
- Armatura verticale:  $\phi 16/20$  cm nel lato di valle del muro
- Armatura longitudinale:  $\phi 12 /20$  cm

La soletta di fondazione del muro è armata con:

- Armatura trasversale:  $\phi 16/20$  cm sup. e inf.
- Armatura longitudinale:  $\phi 12/20$  cm sup. e inf.

Da cui l'incidenza è **85 kg/mc.**