

<b>1</b>	<b><u>INTRODUZIONE</u></b> .....	<b>2</b>
1.1	GENERALITÀ .....	2
1.1.1	<i>Contestualizzazione dell'opera</i> .....	2
1.1.2	<i>Caratterizzazione geografica/sismica</i> .....	2
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
1.3	MATERIALI IMPIEGATI.....	6
1.3.1	<i>Conglomerati cementizi</i> .....	6
1.3.2	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	6
1.3.3	<i>Copriferri</i> .....	7
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO .....	8
<b>2</b>	<b><u>ANALISI DEI CARICHI</u></b> .....	<b>8</b>
<b>3</b>	<b><u>APPROCCIO DI CALCOLO</u></b> .....	<b>8</b>
3.1	RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE .....	8
3.2	VERIFICHE ALLO SLU E SLV .....	9
3.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E. ....	9
3.3.1	<i>Limitazioni delle tensioni</i> .....	9
3.3.2	<i>Verifiche di fessurazione</i> .....	9
<b>4</b>	<b><u>VERIFICHE MURI D'ALA TIPO3-TIPO4-TIPO5</u></b> .....	<b>11</b>
<b>4.1</b>	<b><u>TIPO 3 – H = 5.75M</u></b> .....	<b>12</b>
<b>4.2</b>	<b><u>TIPO 5 – H = 9.00M</u></b> .....	<b>49</b>
<b>4.3</b>	<b><u>TIPO 4 – H = 7.25M</u></b> .....	<b>68</b>

PROGETTAZIONE ATI:

## **1 INTRODUZIONE**

Oggetto della presente relazione sono le verifiche statiche e geotecniche dei muri d'ala tipologici utilizzati in approccio e uscita dei sottopassi ST01 e ST02. In particolare sull'opera ST01 si collocano i muri tipo 3 e tipo 4, mentre sull'opera ST02 si colloca il muro tipo 5.

### **1.1 GENERALITÀ**

Il presente lavoro si colloca all'interno del progetto della "Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45) Adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto (F1508)". Oggetto della presente relazione è la progettazione strutturale dello scatolare ST02 situato nel Comune di Arezzo.

#### **1.1.1 CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA**

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

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

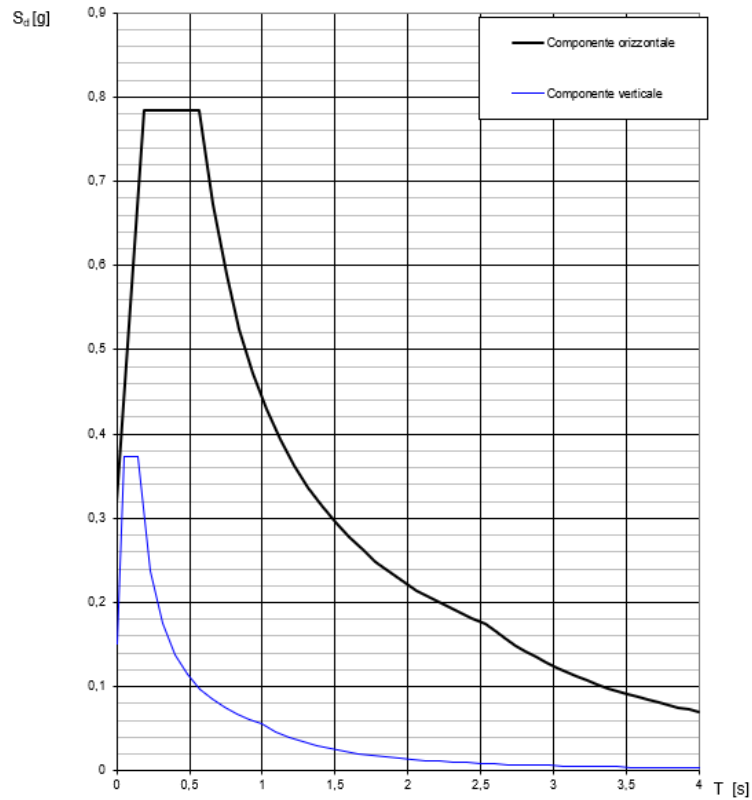
#### **1.1.2 CARATTERIZZAZIONE GEOGRAFICA/SISMICA**

##### **1.1.2.1 Parametri sismici**

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

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

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



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

PROGETTAZIONE ATI:

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

**Parametri indipendenti**

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

**Parametri dipendenti**

$S$	1,370
$\eta$	1,000
$T_B$	0,188 s
$T_C$	0,564 s
$T_D$	2,530 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  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	0,318
$T_B \leftarrow$	0,188	0,785
$T_C \leftarrow$	0,564	0,785
	0,658	0,673
	0,751	0,589
	0,845	0,524
	0,938	0,472
	1,032	0,429
	1,126	0,393
	1,219	0,363
	1,313	0,337
	1,407	0,315
	1,500	0,295
	1,594	0,278
	1,687	0,262
	1,781	0,249
	1,875	0,236
	1,968	0,225
	2,062	0,215
	2,156	0,205
	2,249	0,197
	2,343	0,189
	2,436	0,182
$T_D \leftarrow$	2,530	0,175
	2,600	0,166
	2,670	0,157
	2,740	0,149
	2,810	0,142
	2,880	0,135
	2,950	0,129
	3,020	0,123
	3,090	0,117
	3,160	0,112
	3,230	0,107
	3,300	0,103
	3,370	0,099
	3,440	0,095
	3,510	0,091
	3,580	0,087
	3,650	0,084
	3,720	0,081
	3,790	0,078
	3,860	0,075
	3,930	0,073
	4,000	0,070

**Tabella 1-1 Parametri dipendenti e indipendenti**

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

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

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

### 1.1.2.2 Parametri del terreno

Per il rilevato di nuova realizzazione si assume:

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

Per il terreno in fondazione su muro – **TIPO 4 – TIPO 5 - TIPO 3** si assumono i parametri geotecnici dell'unità geotecnica più proibitiva, ricavati dalla relazione geotecnica e qui brevemente riportati:

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

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

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In dettaglio, si fa riferimento ai seguenti documenti normativi:

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

PROGETTAZIONE ATI:

### 1.3 MATERIALI IMPIEGATI

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

#### 1.3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

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

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

Per le verifiche:

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

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

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206-1)	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	X0	-	-
Calcestruzzo per elevazioni e fondazioni	XC4/XA2	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo

**Tabella 1-2 condizioni ambientali e classi di esposizione.**

#### 1.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

Per le verifiche agli S.L.U.:

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

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

### **1.3.3 COPRIFERRI**

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

- Per fondazioni:
  - superfici casserate 45 mm
  - superfici a contatto con magro di fondazione 45 mm
  - superfici gettate controterra 45 mm
- Per elevazioni: 45 mm
- Per solette: 45 mm

PROGETTAZIONE ATI:

## 1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

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

## 2 ANALISI DEI CARICHI

Si rimanda ai paragrafi verifiche per l'analisi dei carichi specifiche.

## 3 APPROCCIO DI CALCOLO

### 3.1 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE

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

#### INCIDENZE ARMATURA – TIPO 4

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURA LONGITUDINALE		INCIDENZA kg/mc
		φ [mm]	passo [mm]	φ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	20	100	16	200	114
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	20	100	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	20	200	16	200	139
	EXT. MURO	20	200	16	200	

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

Tabella 3-1 armatura negli elementi – TIPO 4.

#### INCIDENZE ARMATURA – TIPO 5

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURA LONGITUDINALE		INCIDENZA kg/mc
		φ [mm]	passo [mm]	φ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	24	100	16	200	222
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	24	100	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	24	100	16	200	414
	EXT. MURO	24	100	16	200	

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

Tabella 3-2 armatura negli elementi – TIPO 5.



### INCIDENZE ARMATURA – TIPO 3

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURA LONGITUDINALE		INCIDENZA kg/mc
		φ [mm]	passo [mm]	φ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	20	200	16	200	72
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	20	200	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	20	200	16	200	112
	EXT. MURO	20	200	16	200	

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

Tabella 3-3 armatura negli elementi – TIPO 3.

### 3.2 VERIFICHE ALLO SLU E SLV

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

### 3.3 VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E.

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

#### 3.3.1 LIMITAZIONI DELLE TENSIONI

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

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = -19.2 \text{ Mpa} \quad \text{rara}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = -14.4 \text{ Mpa} \quad \text{q. permanente}$$

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

Per ogni elemento si riporta la condizione peggiore

#### 3.3.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

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

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

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

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

<b>Combinazione</b>	<b><math>w_{lim}</math> [mm]</b>
Frequente	0.3
Quasi permanente	0.2

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

PROGETTAZIONE ATI:

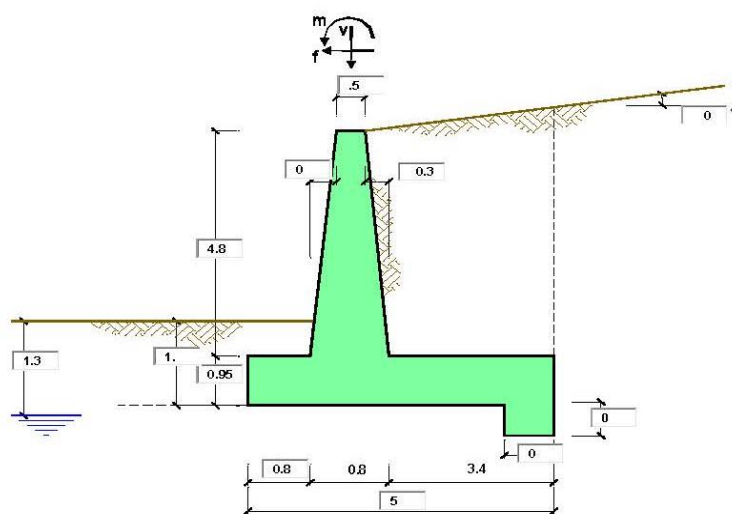
#### **4 VERIFICHE MURI D'ALA TIPO3-TIPO4-TIPO5**

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

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

PROGETTAZIONE ATI:

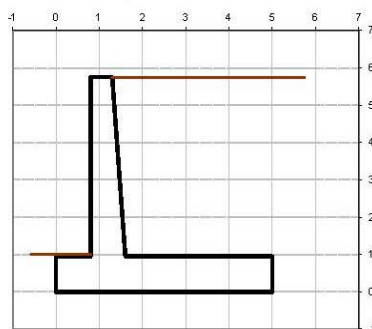
**4.1 TIPO 3 – H = 5.75M**



**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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



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

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

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi_v$	$\gamma_\phi$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c_v$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{ve}$	$\gamma_{cve}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

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

PROGETTAZIONE ATI:

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE		STRGEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno (*)	$\phi'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno (kNm <sup>-3</sup> )	$\gamma$	21.00	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale (*)	$\delta$	20.00	20.00	16.46
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione (kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione (*)	$\phi1'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione (kNm <sup>-3</sup> )	$\gamma1$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rintoro della Fondazione (kNm <sup>-3</sup> )	$\gamma d$	21.00	21.00	21.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B) (m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione (kNm <sup>-2</sup> )	E	35000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.233	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.123956	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0620	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

Coefficients di Spinta			SLE		STRGEO		EQU	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.320		0.320		0.387	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.407		0.407		0.485	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.420		0.420		0.500	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770		2.770		2.286	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.567		2.567		2.100	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.539		2.539		2.073	

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto			
		SLE - sisma		STRGEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	(kNm <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kNm)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kNm)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kNm <sup>2</sup> )	q	20.00	30.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi 1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi 2$		0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kNm <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

**Coefficienti di sicurezza**

	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	1.76	9.11	2.21
Sismico	1.53	4.37	1.90

**GARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls		
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

<b>condizioni statiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_T$	360	Mpa

<b>condizioni sismiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_T$	360	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	0.3	mm
Quasi Permanente	0.4	mm

**Acciaio**

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

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

**Copritore** (distanza asse armatura-bordo)

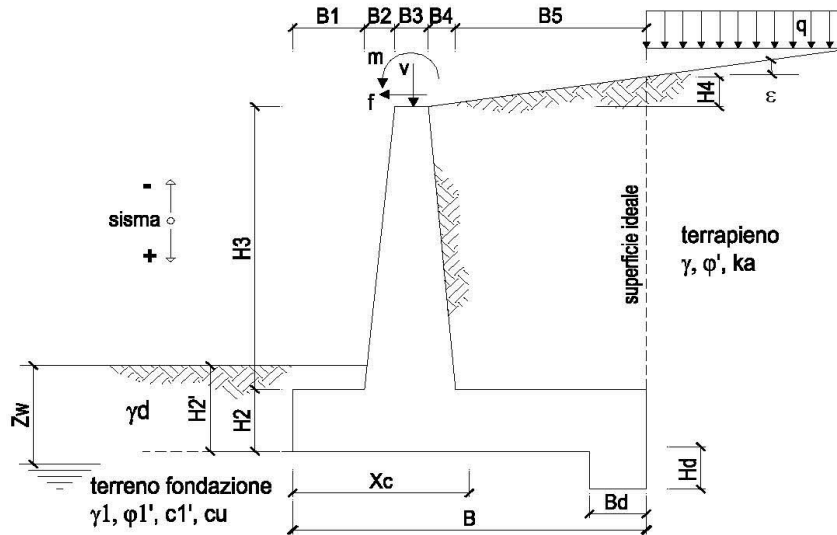
c = 5.00 (cm)

**Copritore minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$  (cm)

**Intervento tra I e II strab**

$l_{II} = 5.00$  (cm)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.40	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.50	(m)

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

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	60.00	60.00	54.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	18.00	18.00	16.20
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	118.75	118.75	106.88
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	196.75	196.75	177.08

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	342.72	342.72	308.45
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	15.12	15.12	13.61
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	357.84	357.84	322.06

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	74	111
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	63.00	63.00	56.70
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	25.20	25.20	22.68
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	296.88	296.88	267.19
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	385.08	385.08	346.57

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

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	1130.98	1130.98	1017.88
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	22.68	22.68	20.41
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1153.66	1153.66	1038.29

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	233.1	349.65
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	24.39
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	12.19

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

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	44.36
Ptsh =	$Pt*kv$	(kN/m)	22.18

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

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	24.92
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	5.69
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	6.99
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	37.60

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

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	3.90
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	1.56
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	18.40
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	23.87

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

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	142.32
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	7.78
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	150.09

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

MPts1 v=	$kv*Pt1*(H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5$	(kNm/m)	70.10
MPts2 v=	$kv*Pt2*(H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv*Pt3*(H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5$	(kNm/m)	1.64
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	71.74

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
<b>- Spinta totale condizione statica</b>					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	111.20	144.57	147.97
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	36.84	55.26	66.84
<b>- Componente orizzontale condizione statica</b>					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	104.50	135.85	141.91
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	34.62	51.92	64.10
<b>- Componente verticale condizione statica</b>					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	38.03	49.44	41.93
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.60	18.90	18.94
<b>- Spinta passiva sul dente</b>					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot k \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	( kNm/m )	200.29	260.37	271.99
MSt2 =	$Stv \cdot B$	( kNm/m )	190.17	247.22	209.63
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	( kNm/m )	99.52	149.28	184.29
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	( kNm/m )	63.00	94.49	94.69
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

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

<b>Risultante forze verticali (N)</b>				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	622.93	(kN/m)	
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>				
T =	$Sth + Squ + f$	187.77	(kN/m)	
<b>Coefficiente di attrito alla base (f)</b>				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1.76</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

<b>Momento stabilizzante (Ms)</b>				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	1384.86	( kNm/m )	
<b>Momento ribaltante (Mr)</b>				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	151.96	( kNm/m )	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>9.11</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>



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

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	622.93	733.93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	187.77	187.77	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	1470.79	1820.44	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	86.54	14.39	(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		(kPa)
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.14	0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.72	4.96	(m)

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

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

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

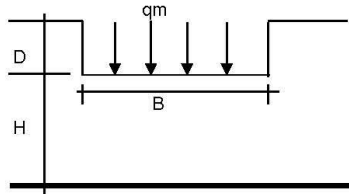
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.45	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	306.93	327.26	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2.33</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>2.21</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



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

N	602.07	(kN/m)
M	3.96	(kNm/m)
e=M/N	0.01	(m)
B*	4.99	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.00	(m)
D/B*	0.20	(m)
Hs/B*	2.01	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 124.92 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.953 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.66 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 11.23 \quad (\text{mm})$$

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
<b>- Spinta condizione sismica +</b>					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	111.20	111.20	134.52
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	38.75	38.75	44.19
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
<b>- Componente orizzontale condizione sismica +</b>					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	104.50	104.50	129.01
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	36.41	36.41	42.38
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
<b>- Componente verticale condizione sismica +</b>					
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	38.03	38.03	38.11
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	13.25	13.25	12.52
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
<b>- Spinta passiva sul dente</b>					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
<b>- Condizione sismica +</b>					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	200.29	200.29	247.26
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	69.79	69.79	81.23
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	( kNm/m )	190.17	190.17	190.57
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	( kNm/m )	66.26	66.26	62.61
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

<b>Risultante forze verticali (N)</b>					
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		640.25	(kN/m)	
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		209.65	(kN/m)	
<b>Coefficiente di attrito alla base (f)</b>					
f =	tgφ1'		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.62</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

<b>Momento stabilizzante (Ms)</b>					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		1538.73	( kNm/m )	
<b>Momento ribaltante (Mr)</b>					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		167.40	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>9.19</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	640.25	640.25	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	209.65		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	1433.00	1433.00	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	167.62	167.62	(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)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.26	0.26	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.48	4.48	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c * \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B * c * \cot(\phi)))^{m+1}$		0.30	0.30	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	271.85	271.85	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B* / N</b>	Nmin	<b>1.90</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>1.90</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	111.20	111.20	134.52
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	25.63	25.63	28.36
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \cdot stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	104.50	104.50	129.01
Sst1h sism =	$Sst1 \cdot sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	24.08	24.08	27.20
Ssq1h perm=	$Ssq1 \cdot perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \cdot acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \cdot stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	38.03	38.03	38.11
Sst1v sism =	$Sst1 \cdot sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8.77	8.77	8.04
Ssq1v perm=	$Ssq1 \cdot perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \cdot acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \cdot stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	200.29	200.29	247.26
MSst1 sism=	$Sst1h \cdot sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	46.16	46.16	52.13
MSst2 stat =	$Sst1v \cdot stat \cdot B$	( kNm/m )	190.17	190.17	190.57
MSst2 sism =	$Sst1v \cdot sism \cdot B$	( kNm/m )	43.83	43.83	40.18
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		567.02	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$		197.32	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.53</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		1538.73	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		351.93	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>4.37</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	567.02	567.02	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		197.32		(kN/m)
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		1242.99	1242.99	(kNm/m)
MM =	$\sum M$			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		174.55	174.55	(kNm/m)
M =	$X_c \cdot N - MM$			

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.31	0.31	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.38	4.38	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T/(N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.38	0.38	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	249.22	249.22	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>1.93</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>1.93</b>	>	

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

Reazione del terreno

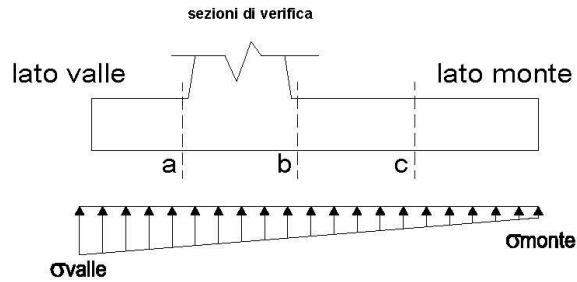
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 5.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 4.17 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	622.93	86.54	145.36	103.82
	733.93	14.39	150.24	143.33
sisma+	640.25	167.62	168.28	87.82
	640.25	167.62	168.28	87.82
sisma-	567.02	174.55	155.30	71.51
	567.02	174.55	155.30	71.51



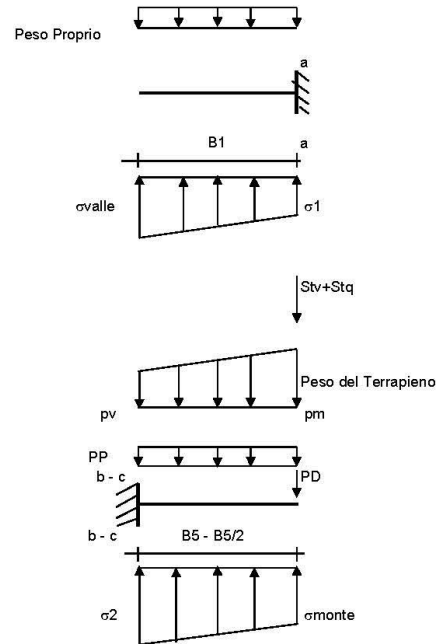
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 23.75 (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	145.36	138.71	38.21	94.63
	150.24	149.14	40.36	100.75
sisma+	168.28	155.41	44.40	110.58
	168.28	155.41	44.88	110.58
sisma-	155.30	141.89	41.14	100.04
	155.30	141.89	40.66	100.04



**Mensola Lato Monte**

PP = 23.75 (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 =	100.80	130.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb =	100.80	130.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc =	100.80	130.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

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

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

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2 b$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_2 c$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	103.82	132.06	-297.78	-90.82	117.94	-139.34	-91.59
	143.33	148.03	-288.15	-98.50	145.68	-131.26	-85.42
sisma+	87.82	142.53	-325.88	-109.40	115.18	-138.24	-103.60
	87.82	142.53	-325.88	-109.40	115.18	-138.24	-103.60
sisma-	71.51	128.48	-311.30	-104.03	100.00	-131.32	-99.63
	71.51	128.48	-311.30	-104.03	100.00	-131.32	-99.63

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{0123}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a_{0123}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{0123}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{0123}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{tot}} = m + F \cdot h$$

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

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

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

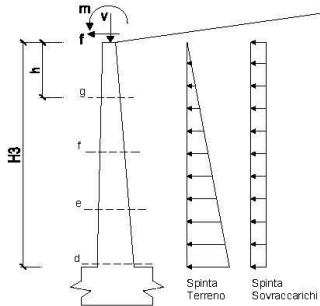
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{0123}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a_{0123}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{0123}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{0123}} \cdot q \cdot h$$

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

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



**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	4.80	151.47	104.03	0.00	255.50	0.00	78.00	78.00
e-e	3.60	63.90	58.52	0.00	122.42	0.00	55.13	55.13
f-f	2.40	18.93	26.01	0.00	44.94	0.00	34.50	34.50
g-g	1.20	2.37	6.50	0.00	8.87	0.00	16.13	16.13

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	94.67	43.35	0.00	138.01
e-e	3.60	53.25	32.51	0.00	85.76
f-f	2.40	23.67	21.67	0.00	45.34
g-g	1.20	5.92	10.84	0.00	16.75

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	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	4.80	116.51	43.20	0.00	0.00	21.42	181.13	0.00	82.83	82.83
e-e	3.60	49.15	18.23	0.00	0.00	11.55	78.93	0.00	58.54	58.54
f-f	2.40	14.56	5.40	0.00	0.00	4.91	24.87	0.00	36.64	36.64
g-g	1.20	1.82	0.68	0.00	0.00	1.17	3.67	0.00	17.12	17.12

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	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	4.80	72.82	27.00	0.00	0.00	9.67	109.49
e-e	3.60	40.96	15.19	0.00	0.00	6.83	62.98
f-f	2.40	18.21	6.75	0.00	0.00	4.28	29.23
g-g	1.20	4.55	1.69	0.00	0.00	2.00	8.24

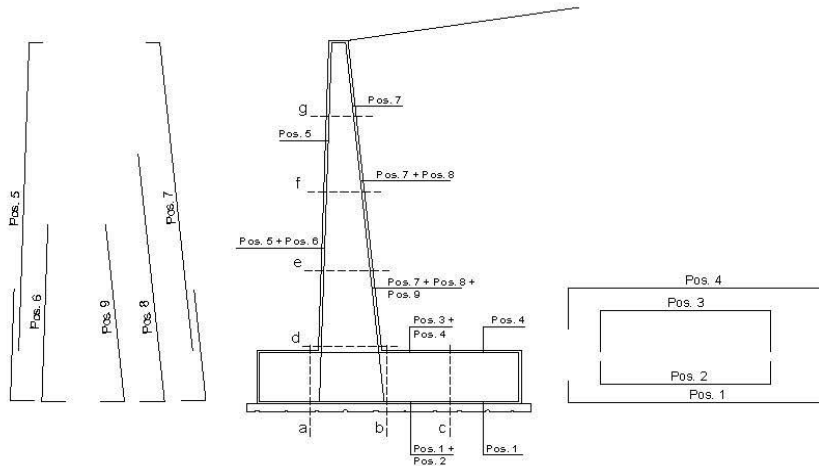
**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	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	4.80	116.51	28.57	0.00	0.00	21.42	166.51	0.00	73.17	73.17
e-e	3.60	49.15	12.05	0.00	0.00	11.55	72.76	0.00	51.71	51.71
f-f	2.40	14.56	3.57	0.00	0.00	4.91	23.04	0.00	32.36	32.36
g-g	1.20	1.82	0.45	0.00	0.00	1.17	3.44	0.00	15.13	15.13

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	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	4.80	72.82	17.86	0.00	0.00	9.67	100.35
e-e	3.60	40.96	10.05	0.00	0.00	6.83	57.84
f-f	2.40	18.21	4.46	0.00	0.00	4.28	26.95
g-g	1.20	4.55	1.12	0.00	0.00	2.00	7.67



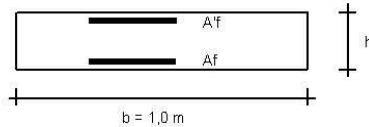
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	-44.88	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
b - b	-325.88	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
c - c	-139.34	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
d - d	255.50	78.00	0.80	15.71	15.71	475.97
e - e	122.42	55.13	0.73	15.71	15.71	419.74
f - f	44.94	34.50	0.65	15.71	15.71	365.84
g - g	8.87	16.13	0.58	15.71	15.71	314.03

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	110.58	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	109.40	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	103.60	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	138.01	0.80	288.25	10	20	20	21.8	1296.55	Armatura a taglio non necessaria
e - e	85.76	0.73	264.18	10	20	20	21.8	1166.89	Armatura a taglio non necessaria
f - f	45.34	0.65	240.11	10	20	20	21.8	1037.24	Armatura a taglio non necessaria
g - g	16.75	0.58	218.55	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

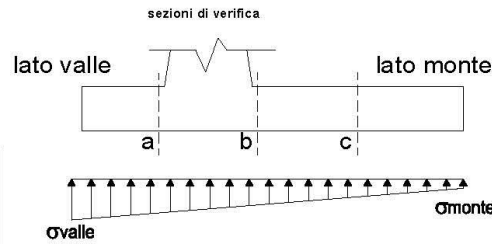
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 5.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 4.17 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	602.07	-3.96	121.37	119.46
	657.57	-32.11	123.81	139.22
Q.P.	592.62	-47.05	107.23	129.82
	592.62	-47.05	107.23	129.82

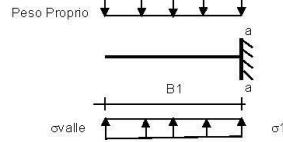


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio, PP = 23.75 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	121.37	121.06	31.20
	123.81	126.27	32.28
Q.P.	107.23	110.85	27.10
	107.23	110.85	27.10



**Mensola Lato Monte**

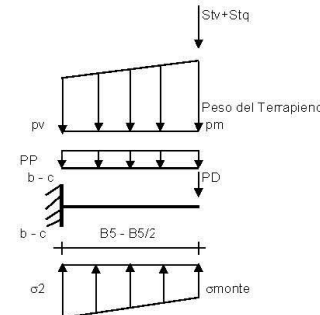
PP = 23.75 (kN/m<sup>2</sup>)  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	(kN/m <sup>2</sup> )
pm	100.80	115.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	100.80	115.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	100.80	115.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} (p_{vb} + PP)) \cdot B^5 / 2 + (\sigma_2 b - \sigma_{monte}) \cdot B^5 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^5 / 3 +$   
 $-(Stv + Sqv) \cdot B^5 \cdot PD \cdot (B^5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} (p_{vc} + PP)) \cdot (B^5 / 2)^2 + (\sigma_2 c - \sigma_{monte}) \cdot (B^5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B^5 / 2)^2 / 3 +$   
 $-(Stv + Sqv) \cdot (B^5 / 2) \cdot PD \cdot (B^5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

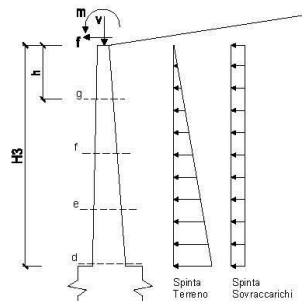
caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2 b$	Mb	$\sigma_2 c$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	119.46	120.76	-188.35	120.11	-87.76
	139.22	128.74	-183.54	133.98	-83.72
Q.P.	129.82	114.46	-128.46	122.14	-60.75
	129.82	114.46	-128.46	122.14	-60.75



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$M_t = \frac{1}{2} K a_{qizz} \cdot \gamma \cdot h^2 / 3$   
 $M_q = \frac{1}{2} K a_{qizz} \cdot q \cdot h^2$   
 $M_{ext} = m + P \cdot h$   
 $N_{ext} = v$



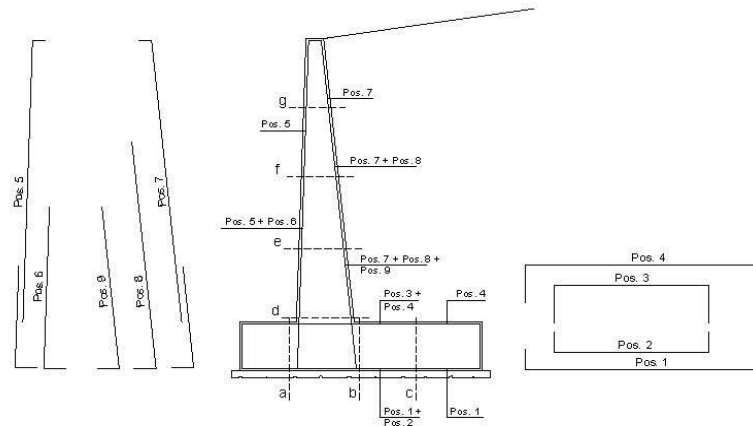
**condizione Frequente**

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	116.51	52.01	0.00	168.53	0.00	78.00	78.00
e-e	3.60	49.15	29.26	0.00	78.41	0.00	55.13	55.13
f-f	2.40	14.56	13.00	0.00	27.57	0.00	34.50	34.50
g-g	1.20	1.82	3.25	0.00	5.07	0.00	16.13	16.13

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mg	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	4.80	116.51	0.00	0.00	116.51	0.00	78.00	78.00
e-e	3.60	49.15	0.00	0.00	49.15	0.00	55.13	55.13
f-f	2.40	14.56	0.00	0.00	14.56	0.00	34.50	34.50
g-g	1.20	1.82	0.00	0.00	1.82	0.00	16.13	16.13

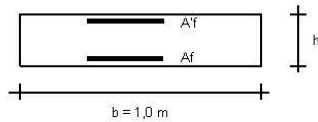
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	wk	w <sub>lim</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	32.28	0.00	0.95	15.71	15.71	0.38	24.33	0.028	0.300
b - b	-188.35	0.00	0.95	15.71	15.71	2.20	141.98	0.165	0.300
c - c	-87.76	0.00	0.95	15.71	15.71	1.02	66.16	0.077	0.300
d - d	168.53	78.00	0.80	15.71	15.71	2.68	130.38	0.151	0.300
e - e	78.41	55.13	0.73	15.71	15.71	1.48	63.43	0.074	0.300
f - f	27.57	34.50	0.65	15.71	15.71	0.63	21.65	0.025	0.300
g - g	5.07	16.13	0.58	15.71	15.71	0.14	2.40	0.003	0.300

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	wk	w <sub>lim</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	27.10	0.00	0.95	15.71	15.71	0.32	20.43	0.024	0.400
b - b	-128.46	0.00	0.95	15.71	15.71	1.50	96.84	0.112	0.400
c - c	-60.75	0.00	0.95	15.71	15.71	0.71	45.79	0.053	0.400
d - d	116.51	78.00	0.80	15.71	15.71	1.87	83.21	0.097	0.400
e - e	49.15	55.13	0.73	15.71	15.71	0.93	33.99	0.039	0.400
f - f	14.56	34.50	0.65	15.71	15.71	0.33	7.29	0.008	0.400
g - g	1.82	16.13	0.58	15.71	15.71	0.05	-0.04	0.000	0.400

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

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	21.00	28.00	0.00	
materiale 2	21.00	28.00	0.00	
materiale 3	21.00	28.00	0.00	
materiale 4	21.00	28.00	0.00	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m<sup>3</sup>]

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

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

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4				falda		
	x	y		x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	101.500	0	101.300	105.750	0	89.230	97.150	0			0	70.000	100.000
1	98.550	101.500	1	135.000	105.750	1	129.000	100.000	1			1	140.000	100.000
2	89.230	101.500	2	135.000	105.750	2			2			2		
3	81.250	101.500	3			3			3			3		
4	70.000	101.500	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

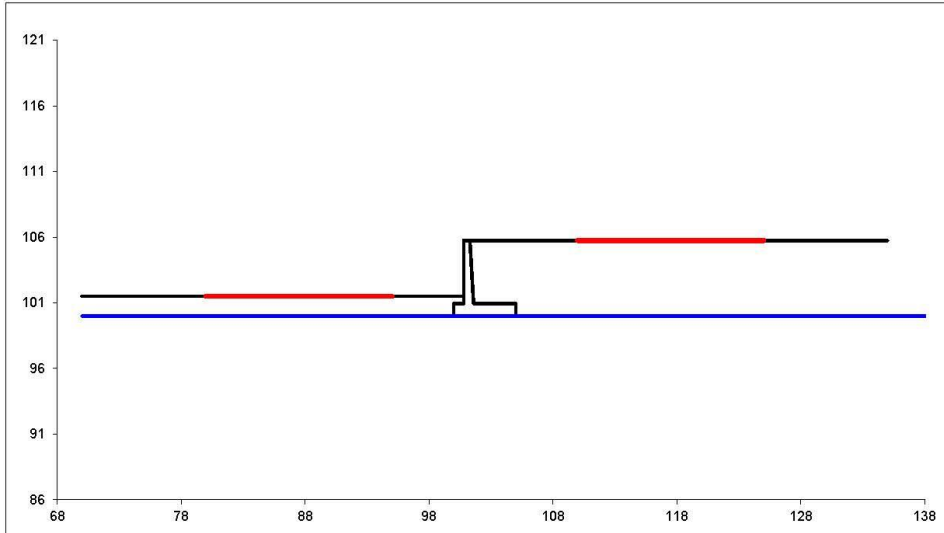
alfa ° 0

**Sovraccarichi**

	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{in}$	$q_{in}$	% sisma
sovraccarico 1 <input type="checkbox"/>	102	20	110	20	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

**Limiti ricerca superfici**

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



#strisce
30

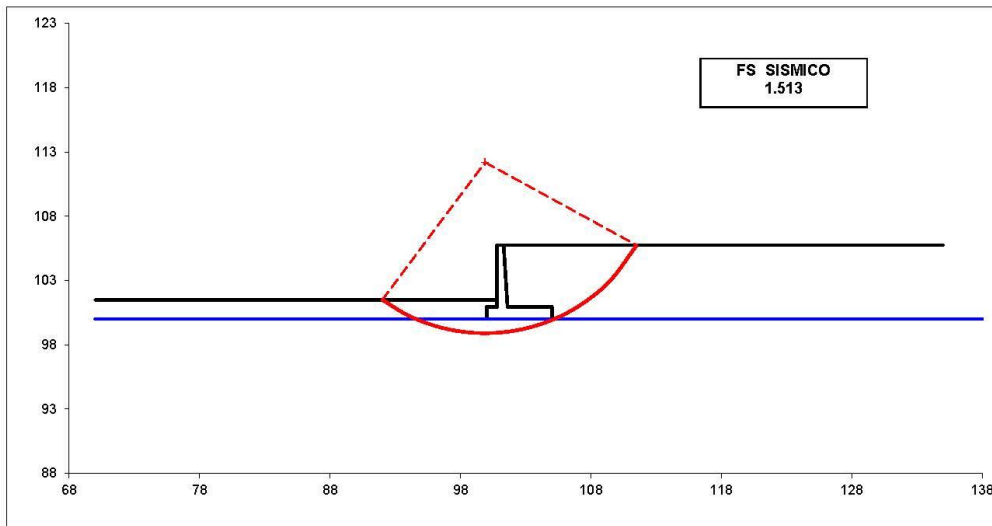
# Superfici Calcolate	FS Bishop
948	STATICO 1.956
	SISMICO 1.513

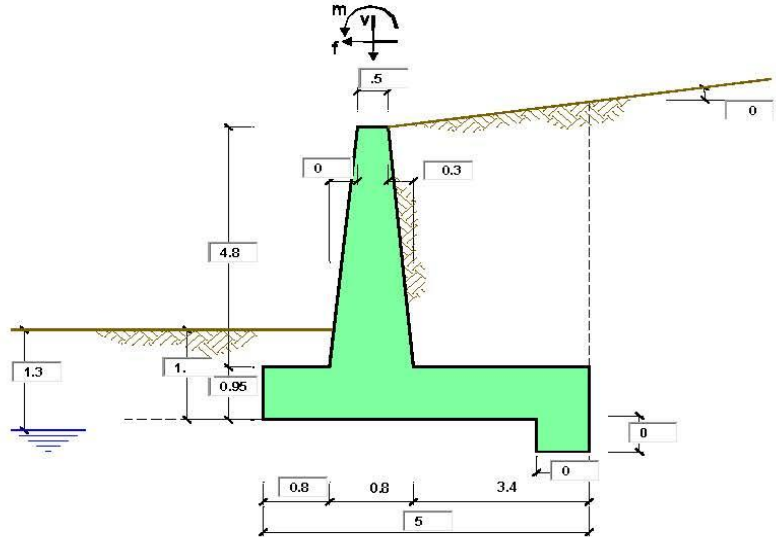
Condizione di Carico

SISMICA ▼

# superfici da disegnare

1 ▼

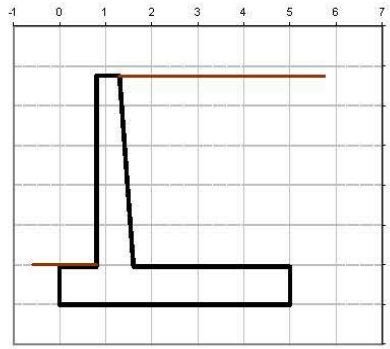




**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

S.L.U	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	⊗
	SLE (DM88)			○
	altro			○



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

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_0$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole	$\gamma_0$	1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	$\gamma_0$	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole	$\gamma_0$	1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi_k$	$\gamma_\phi$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{vk}$	$\gamma_{sv}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

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

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE		STRGEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno (*)	$\phi'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno (kNm <sup>-3</sup> )	$\gamma$	21.00	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale (*)	$\delta$	20.00	20.00	16.46
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione (kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione (*)	$\phi1'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione (kNm <sup>-3</sup> )	$\gamma1$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rintoro della Fondazione (kNm <sup>-3</sup> )	$\gamma d$	21.00	21.00	21.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B) (m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione (kNm <sup>-2</sup> )	E	35000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.233	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.123956	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0620	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

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

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STRGEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	$q_p$	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kNm)	$f_p$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente (kNm)	$v_p$	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	$m_p$	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kNm <sup>2</sup> )	$q$	20.00	30.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm)	$f$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm)	$v$	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	$m$	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi 1$		0.75	condizione quasi permanente $\Psi 2$	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kNm <sup>2</sup> )	$q_s$	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm)	$f_s$	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm)	$v_s$	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	$m_s$	0.00		

**Coefficienti di sicurezza**

	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	1.76	9.11	2.21
Sismico	1.53	4.37	1.90

**GARANTISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls		
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

condizioni statiche		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_T$	360	Mpa

**condizioni sismiche**

$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_T$	360	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	0.3	mm
Quasi Permanente	0.4	mm

**Acciaio**

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

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

**Copritore** (distanza asse armatura-bordo)

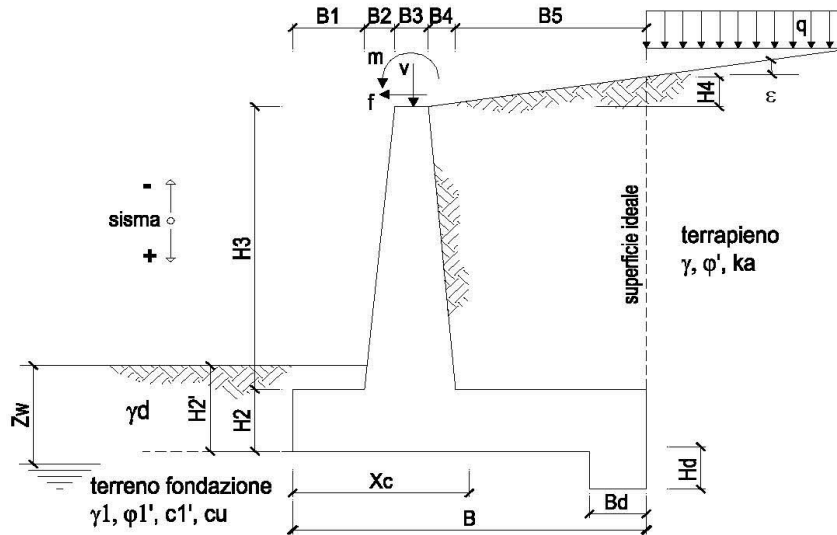
$c = 5.00$  (cm)

**Copritore minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$  (cm)

**Interfero tra I e II strati**

$l_{II} = 5.00$  (cm)



**OPERA**            Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.40	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.50	(m)

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

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	60.00	60.00	54.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	18.00	18.00	16.20
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	118.75	118.75	106.88
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	196.75	196.75	177.08

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	342.72	342.72	308.45
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	15.12	15.12	13.61
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	357.84	357.84	322.06



- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	74	111
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	63.00	63.00	56.70
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	25.20	25.20	22.68
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	296.88	296.88	267.19
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	385.08	385.08	346.57

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

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	1130.98	1130.98	1017.88
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	22.68	22.68	20.41
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1153.66	1153.66	1038.29

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	233.1	349.65
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	24.39
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	12.19

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

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	44.36
Ptsh =	$Pt*kv$	(kN/m)	22.18

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

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	24.92
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	5.69
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	6.99
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	37.60

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

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	3.90
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	1.56
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	18.40
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	23.87

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

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	142.32
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	7.78
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	150.09

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

MPts1 v=	$kv*Pt1*(H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5$	(kNm/m)	70.10
MPts2 v=	$kv*Pt2*(H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv*Pt3*(H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5$	(kNm/m)	1.64
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	71.74

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
<b>- Spinta totale condizione statica</b>					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	111.20	144.57	147.97
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	36.84	55.26	66.84
<b>- Componente orizzontale condizione statica</b>					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	104.50	135.85	141.91
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	34.62	51.92	64.10
<b>- Componente verticale condizione statica</b>					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	38.03	49.44	41.93
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.60	18.90	18.94
<b>- Spinta passiva sul dente</b>					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot k \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	200.29	260.37	271.99
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	190.17	247.22	209.63
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	99.52	149.28	184.29
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	63.00	94.49	94.69
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

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

<b>Risultante forze verticali (N)</b>				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	622.93	(kN/m)	
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>				
T =	$Sth + Squ + f$	187.77	(kN/m)	
<b>Coefficiente di attrito alla base (f)</b>				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1.76</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

<b>Momento stabilizzante (Ms)</b>				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	1384.86	(kNm/m)	
<b>Momento ribaltante (Mr)</b>				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	151.96	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>9.11</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

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

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	622.93	733.93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	187.77	187.77	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	1470.79	1820.44	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	86.54	14.39	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.14	0.02	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	4.72	4.96	(m)

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

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

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

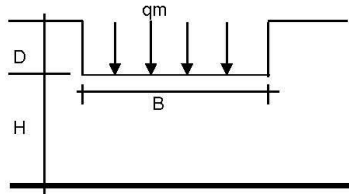
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.45	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi)))^{m+1}$		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	306.93	327.26	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B* / N</b>	Nmin	<b>2.33</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>2.21</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



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

N	602.07	(kN/m)
M	3.96	(kNm/m)
e=M/N	0.01	(m)
B*	4.99	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.00	(m)
D/B*	0.20	(m)
Hs/B*	2.01	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 124.92 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.953 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.66 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 11.23 \quad (\text{mm})$$

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
<b>- Spinta condizione sismica +</b>					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	111.20	111.20	134.52
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	38.75	38.75	44.19
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
<b>- Componente orizzontale condizione sismica +</b>					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	104.50	104.50	129.01
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	36.41	36.41	42.38
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
<b>- Componente verticale condizione sismica +</b>					
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	38.03	38.03	38.11
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	13.25	13.25	12.52
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
<b>- Spinta passiva sul dente</b>					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
<b>- Condizione sismica +</b>					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	200.29	200.29	247.26
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	69.79	69.79	81.23
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	( kNm/m )	190.17	190.17	190.57
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	( kNm/m )	66.26	66.26	62.61
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

<b>Risultante forze verticali (N)</b>					
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		640.25	(kN/m)	
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		209.65	(kN/m)	
<b>Coefficiente di attrito alla base (f)</b>					
f =	tgφ1'		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.62</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

<b>Momento stabilizzante (Ms)</b>					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		1538.73	( kNm/m )	
<b>Momento ribaltante (Mr)</b>					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		167.40	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>9.19</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	640.25	640.25	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	209.65		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	1433.00	1433.00	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	167.62	167.62	(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)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.26	0.26	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.48	4.48	(m)

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

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

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

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

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	271.85	271.85	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B* / N</b>	Nmin	<b>1.90</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>1.90</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	111.20	111.20	134.52
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	25.63	25.63	28.36
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	104.50	104.50	129.01
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	24.08	24.08	27.20
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	38.03	38.03	38.11
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8.77	8.77	8.04
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1 \text{ h stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	200.29	200.29	247.26
MSst1 sism=	$Sst1 \text{ h sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	46.16	46.16	52.13
MSst2 stat =	$Sst1 \text{ v stat} \cdot B$	(kNm/m)	190.17	190.17	190.57
MSst2 sism =	$Sst1 \text{ v sism} \cdot B$	(kNm/m)	43.83	43.83	40.18
MSsq1 =	$Ssq1 \text{ h} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1 \text{ v} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		567.02	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$		197.32	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.53</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		1538.73	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		351.93	(kNm/m)	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>4.37</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	567.02	567.02	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		197.32		(kN/m)
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		1242.99	1242.99	(kNm/m)
MM =	$\Sigma M$			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		174.55	174.55	(kNm/m)
M =	$X_c \cdot N - MM$			

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.31	0.31	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.38	4.38	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T/(N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.38	0.38	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	249.22	249.22	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>1.93</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>1.93</b>	>	



Verifica allo Stato Limite Ultimo

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

Reazione del terreno

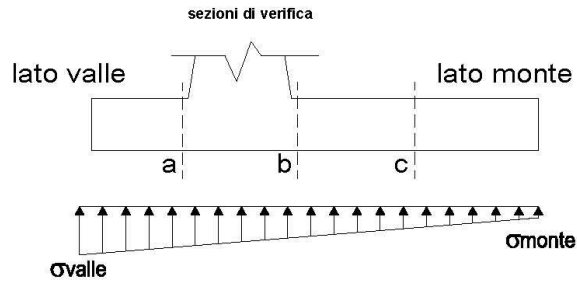
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 5.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 4.17 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	622.93	86.54	145.36	103.82
	733.93	14.39	150.24	143.33
sisma+	640.25	167.62	168.28	87.82
	640.25	167.62	168.28	87.82
sisma-	567.02	174.55	155.30	71.51
	567.02	174.55	155.30	71.51



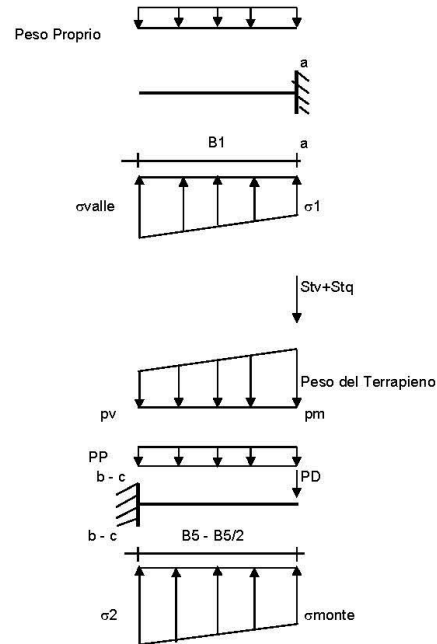
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 23.75 (kN/m)

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	145.36	138.71	38.21	94.63
	150.24	149.14	40.36	100.75
sisma+	168.28	155.41	44.40	110.58
	168.28	155.41	44.88	110.58
sisma-	155.30	141.89	41.14	100.04
	155.30	141.89	40.66	100.04



**Mensola Lato Monte**

PP = 23.75 (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	100.80	130.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	100.80	130.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	100.80	130.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

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

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_2c$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	103.82	132.06	-297.78	-90.82	117.94	-139.34	-91.59
	143.33	148.03	-288.15	-98.50	145.68	-131.26	-85.42
sisma+	87.82	142.53	-325.88	-109.40	115.18	-138.24	-103.60
	87.82	142.53	-325.88	-109.40	115.18	-138.24	-103.60
sisma-	71.51	128.48	-311.30	-104.03	100.00	-131.32	-99.63
	71.51	128.48	-311.30	-104.03	100.00	-131.32	-99.63

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{0123}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a_{0123}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{0123}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{ovvero } h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{0123}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{est}} = m + F \cdot h$$

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

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

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

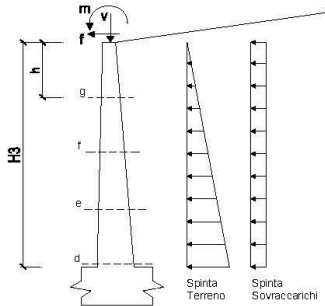
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{0123}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a_{0123}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{0123}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{0123}} \cdot q \cdot h$$

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

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</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	4.80	151.47	104.03	0.00	255.50	0.00	78.00	78.00
e-e	3.60	63.90	58.52	0.00	122.42	0.00	55.13	55.13
f-f	2.40	18.93	26.01	0.00	44.94	0.00	34.50	34.50
g-g	1.20	2.37	6.50	0.00	8.87	0.00	16.13	16.13

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>est</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	94.67	43.35	0.00	138.01
e-e	3.60	53.25	32.51	0.00	85.76
f-f	2.40	23.67	21.67	0.00	45.34
g-g	1.20	5.92	10.84	0.00	16.75

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</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	4.80	116.51	43.20	0.00	0.00	21.42	181.13	0.00	82.83	82.83
e-e	3.60	49.15	18.23	0.00	0.00	11.55	78.93	0.00	58.54	58.54
f-f	2.40	14.56	5.40	0.00	0.00	4.91	24.87	0.00	36.64	36.64
g-g	1.20	1.82	0.68	0.00	0.00	1.17	3.67	0.00	17.12	17.12

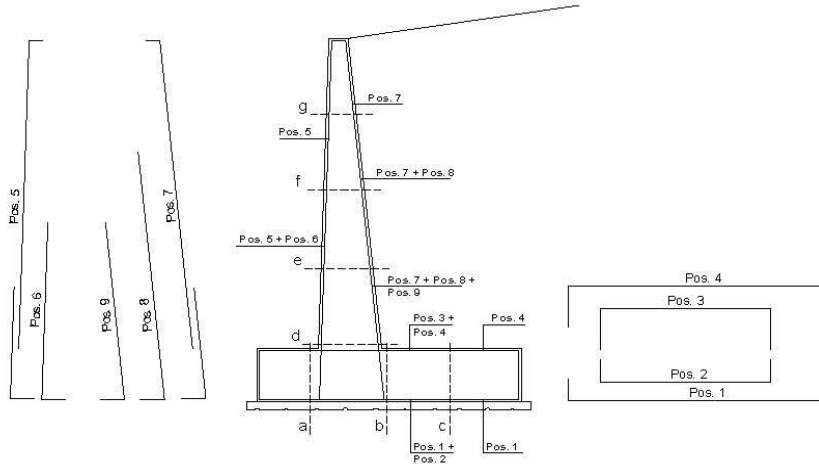
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>est</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	72.82	27.00	0.00	0.00	9.67	109.49
e-e	3.60	40.96	15.19	0.00	0.00	6.83	62.98
f-f	2.40	18.21	6.75	0.00	0.00	4.28	29.23
g-g	1.20	4.55	1.69	0.00	0.00	2.00	8.24

**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</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	4.80	116.51	28.57	0.00	0.00	21.42	166.51	0.00	73.17	73.17
e-e	3.60	49.15	12.05	0.00	0.00	11.55	72.76	0.00	51.71	51.71
f-f	2.40	14.56	3.57	0.00	0.00	4.91	23.04	0.00	32.36	32.36
g-g	1.20	1.82	0.45	0.00	0.00	1.17	3.44	0.00	15.13	15.13

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>est</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	72.82	17.86	0.00	0.00	9.67	100.35
e-e	3.60	40.96	10.05	0.00	0.00	6.83	57.84
f-f	2.40	18.21	4.46	0.00	0.00	4.28	26.95
g-g	1.20	4.55	1.12	0.00	0.00	2.00	7.67

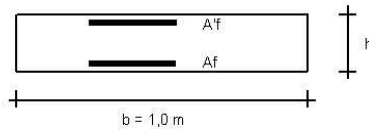
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	-44.88	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
b - b	-325.88	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
c - c	-139.34	0.00	0.95	15.71	15.71	540.65
d - d	255.50	78.00	0.80	15.71	15.71	475.97
e - e	122.42	55.13	0.73	15.71	15.71	419.74
f - f	44.94	34.50	0.65	15.71	15.71	365.84
g - g	8.87	16.13	0.58	15.71	15.71	314.03

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	φ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	110.58	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	109.40	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	103.60	0.95	318.04	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	138.01	0.80	288.25	10	20	20	21.8	1296.55	Armatura a taglio non necessaria
e - e	85.76	0.73	264.18	10	20	20	21.8	1166.89	Armatura a taglio non necessaria
f - f	45.34	0.65	240.11	10	20	20	21.8	1037.24	Armatura a taglio non necessaria
g - g	16.75	0.58	218.55	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

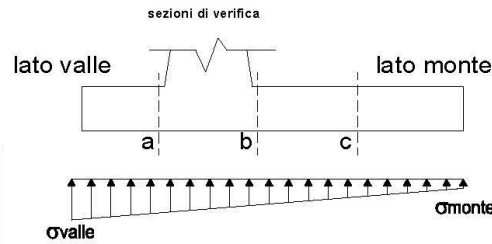
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 5.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 4.17 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	602.07	-3.96	121.37	119.46
	657.57	-32.11	123.81	139.22
Q.P.	592.62	-47.05	107.23	129.82
	592.62	-47.05	107.23	129.82

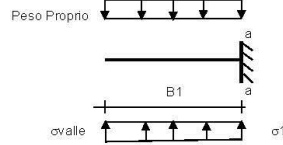


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio, PP = 23.75 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	121.37	121.06	31.20
	123.81	126.27	32.28
Q.P.	107.23	110.85	27.10
	107.23	110.85	27.10



**Mensola Lato Monte**

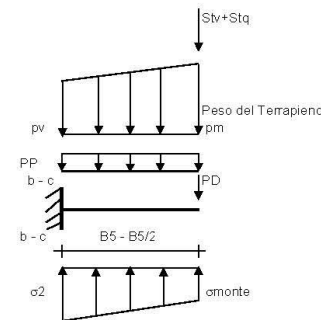
PP = 23.75 (kN/m<sup>2</sup>)  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	(kN/m <sup>2</sup> )
pm	100.80	115.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	100.80	115.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	100.80	115.80	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$Mb = (\sigma_{monte} (pvb + PP)) \cdot B^5 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^5 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^5 / 3 +$   
 $-(Stv + Sqv) \cdot B^5 \cdot PD \cdot (B^5 - Bd / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$

$Mc = (\sigma_{monte} (pvc + PP)) \cdot (B^5 / 2)^2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B^5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B^5 / 2)^2 / 3 +$   
 $-(Stv + Sqv) \cdot (B^5 / 2) \cdot PD \cdot (B^5 / 2 - Bd / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	Mb	$\sigma_2c$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	119.46	120.76	-188.35	120.11	-87.76
	139.22	128.74	-183.54	133.98	-83.72
Q.P.	129.82	114.46	-128.46	122.14	-60.75
	129.82	114.46	-128.46	122.14	-60.75



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

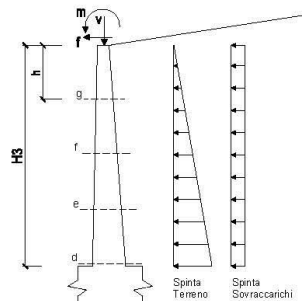
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$Mt = \frac{1}{2} K a_{qizz} \cdot \gamma \cdot h^2 / 3$

$Mq = \frac{1}{2} K a_{qizz} \cdot q \cdot h^2$

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

$N_{ext} = v$



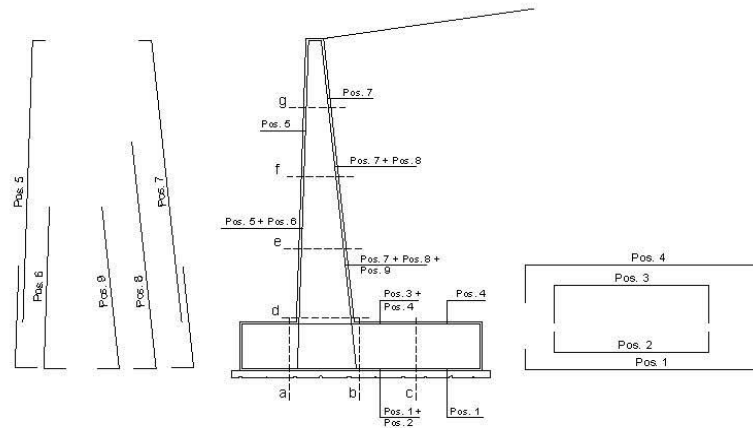
**condizione Frequente**

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	4.80	116.51	52.01	0.00	168.53	0.00	78.00	78.00
e-e	3.60	49.15	29.26	0.00	78.41	0.00	55.13	55.13
f-f	2.40	14.56	13.00	0.00	27.57	0.00	34.50	34.50
g-g	1.20	1.82	3.25	0.00	5.07	0.00	16.13	16.13

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mg	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	4.80	116.51	0.00	0.00	116.51	0.00	78.00	78.00
e-e	3.60	49.15	0.00	0.00	49.15	0.00	55.13	55.13
f-f	2.40	14.56	0.00	0.00	14.56	0.00	34.50	34.50
g-g	1.20	1.82	0.00	0.00	1.82	0.00	16.13	16.13

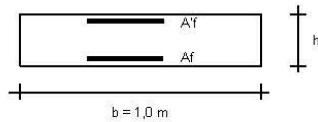
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	wk	w <sub>lim</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	32.28	0.00	0.95	15.71	15.71	0.38	24.33	0.028	0.300
b - b	-188.35	0.00	0.95	15.71	15.71	2.20	141.98	0.165	0.300
c - c	-87.76	0.00	0.95	15.71	15.71	1.02	66.16	0.077	0.300
d - d	168.53	78.00	0.80	15.71	15.71	2.68	130.38	0.151	0.300
e - e	78.41	55.13	0.73	15.71	15.71	1.48	63.43	0.074	0.300
f - f	27.57	34.50	0.65	15.71	15.71	0.63	21.65	0.025	0.300
g - g	5.07	16.13	0.58	15.71	15.71	0.14	2.40	0.003	0.300

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	wk	w <sub>lim</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	27.10	0.00	0.95	15.71	15.71	0.32	20.43	0.024	0.400
b - b	-128.46	0.00	0.95	15.71	15.71	1.50	96.84	0.112	0.400
c - c	-60.75	0.00	0.95	15.71	15.71	0.71	45.79	0.053	0.400
d - d	116.51	78.00	0.80	15.71	15.71	1.87	83.21	0.097	0.400
e - e	49.15	55.13	0.73	15.71	15.71	0.93	33.99	0.039	0.400
f - f	14.56	34.50	0.65	15.71	15.71	0.33	7.29	0.008	0.400
g - g	1.82	16.13	0.58	15.71	15.71	0.05	-0.04	0.000	0.400

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

**E78 GROSSETO – FANO**  
**TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45)**  
**ADEGUAMENTO A QUATTRO CORSIE DEL TRATTO SAN ZENO – AREZZO – PALAZZO DEL PERO, 1° LOTTO**  
**(FI508)**

**ASSE PRINCIPALE– SOTTOPASSO - PROGR. 1+020 -RELAZIONE TECNICA MURI D'ALA**

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	21.00	28.00	0.00	
materiale 2	21.00	28.00	0.00	
materiale 3	21.00	28.00	0.00	
materiale 4	21.00	28.00	0.00	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m<sup>3</sup>]

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

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

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4				falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.500	0	101.300	105.750	0	89.230	97.150	0			0	70.000	100.000
1	98.550	101.500	1	135.000	105.750	1	129.000	100.000	1			1	140.000	100.000
2	89.230	101.500	2	135.000	105.750	2			2			2		
3	81.250	101.500	3			3			3			3		
4	70.000	101.500	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

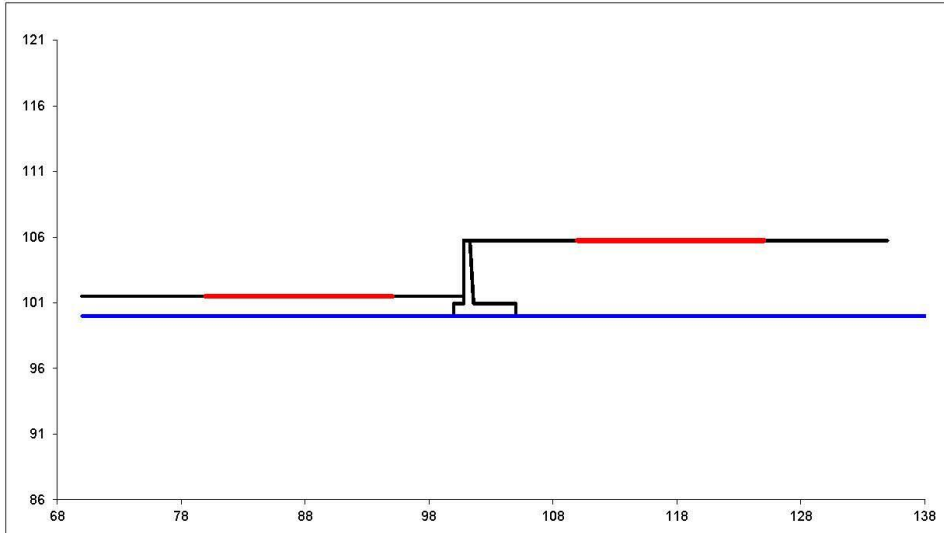
alfa ° 0

Sovraccarichi

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

Limiti ricerca superfici

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



#strisce
30

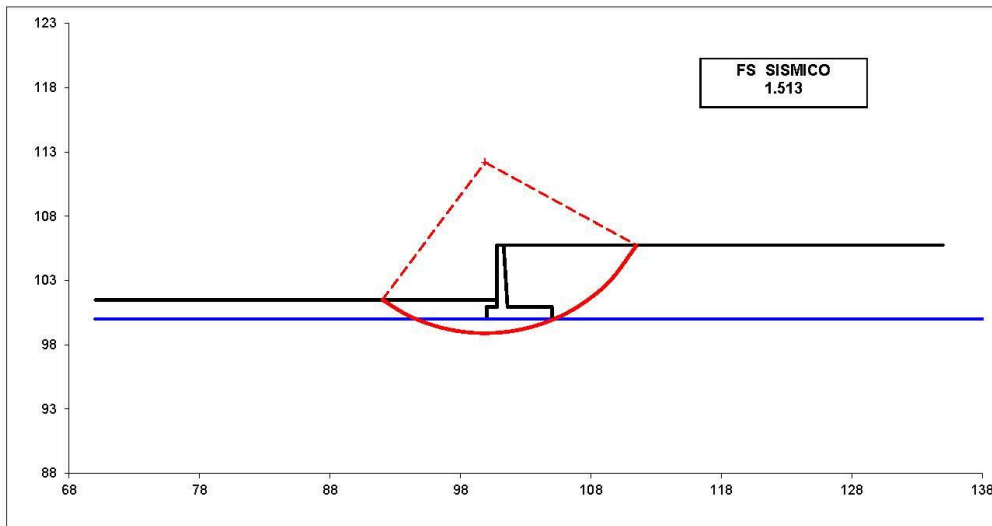
# Superfici Calcolate	FS Bishop
948	STATICO 1.956
	SISMICO 1.513

Condizione di Carico

SISMICA ▼

# superfici da disegnare

1 ▼

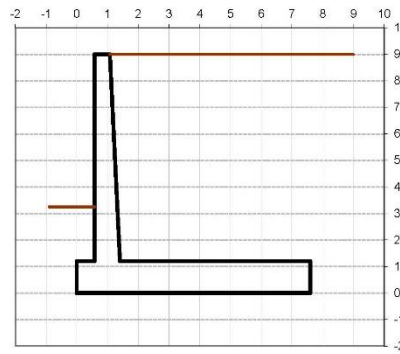
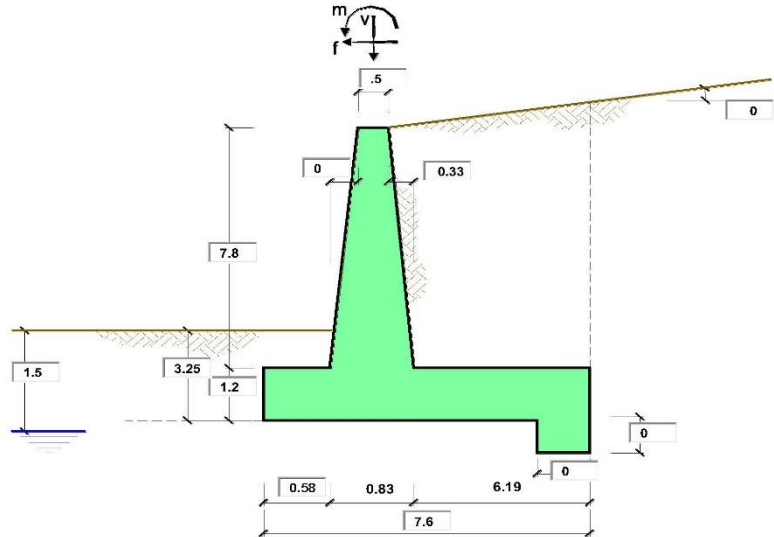


PROGETTAZIONE ATI:



## 4.2 TIPO 5 – H = 9.00M

PROGETTAZIONE ATI:



**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

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

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

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro	
angolo d'attrito	$\tan \varphi_k$	$\gamma_\varphi$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_s$	1.00	1.00	1.00	1.00

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

<b>Dati Geotecnici</b>		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kNm <sup>3</sup> )	$\gamma$	21.00	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	16.46
Condizioni		● drenate    ○ Non Drenate				
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c_1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi_1'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kNm <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kNm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	21.00	21.00	21.00
	Profondità "Significativa" (n.b. - consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	15.20		
	Modulo di deformazione	(kNm <sup>2</sup> )	E	35000		

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

		SLE		STR/GEO	EQU
		ka	ka+		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	0.320		0.320	0.367
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	0.407		0.407	0.485
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	0.420		0.420	0.500
	Coeff. Di Spinta Passiva	2.770		2.770	2.286
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	2.567		2.567	2.100
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	2.539		2.539	2.073

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kNm <sup>2</sup> )	$q_p$	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kNm)	$f_p$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm)	$v_p$	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kNm <sup>2</sup> )	$q$	20.00	30.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	$f$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	$v$	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente '1'	0.75	condizione quasi permanente '2'		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kNm <sup>2</sup> )	$q_s$	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	$f_s$	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	$v_s$	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	$m_s$	0.00		

**Coefficienti di sicurezza**

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>1.99</b>	<b>10.29</b>	<b>2.80</b>
<b>Sismico</b>	<b>1.55</b>	<b>4.02</b>	<b>2.06</b>

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls	C32/40	
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \gamma_c \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

<b>condizioni statiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_r$	360	Mpa

<b>condizioni sismiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_r$	360	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w3	0.4	mm

**Acciaio**

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

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

**Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

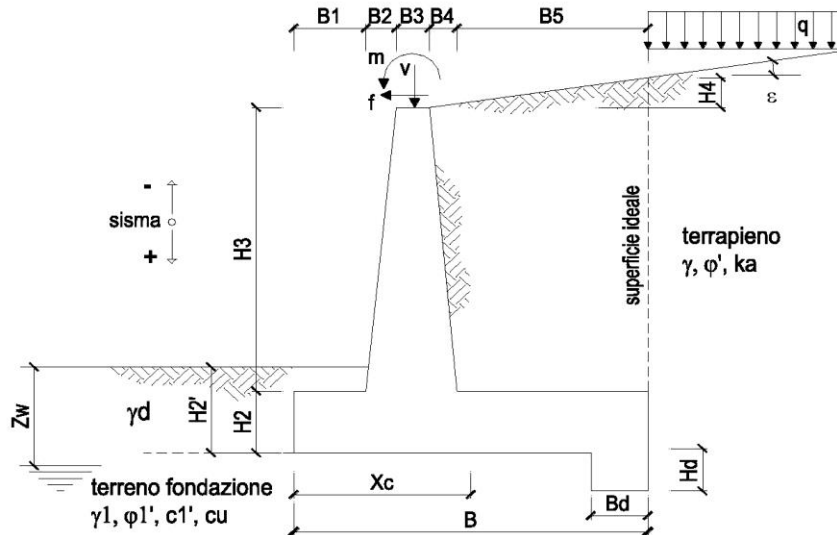
$c = 5.00$  (cm)

**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$  (cm)

**Interfero tra l e l1 strato**

$l_{s1} = 5.00$  (cm)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	7.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.33	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	7.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.58	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6.19	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.80	(m)

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

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	97.50	97.50	87.75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	32.18	32.18	28.96
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	228.00	228.00	205.20
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	357.68	357.68	321.91

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	1013.92	1013.92	912.53
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	27.03	27.03	24.32
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	1040.95	1040.95	936.85

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	130.4      195.6
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	0

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

- Muro (Mm)			<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Mm1 =	$Pm1 * (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 * (B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	80.93	80.93	72.83
Mm3 =	$Pm3 * (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	38.29	38.29	34.46
Mm4 =	$Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	866.40	866.40	779.76
Mm5 =	$Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	985.61	985.61	887.05

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 * (B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	4567.72	4567.72	4110.95
Mt2 =	$Pt2 * (B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 * (B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	35.14	35.14	31.62
Msovr =	$Sovr * (B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	4602.85	4602.85	4142.57

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q * (B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	565.936      848.904
Sovr acc. Sism	$qs * (B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm * kh$	(kN/m)	44.34
Ps v =	$Pm * kv$	(kN/m)	22.17

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt * kh$	(kN/m)	129.03
Ptsh v =	$Pt * kv$	(kN/m)	64.52

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h=	$kh * Pm1 * (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh * Pm2 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	61.64
MPs3 h=	$kh * Pm3 * (H2+H3/3)$	(kNm/m)	15.16
MPs4 h=	$kh * Pm4 * (H2/2)$	(kNm/m)	16.96
MPs5 h=	$-kh * Pm5 * (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	93.75

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)			
MPs1 v=	$kv * Pm1 * (B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv * Pm2 * (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	5.02
MPs3 v=	$kv * Pm3 * (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	2.37
MPs4 v=	$kv * Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	53.70
MPs5 v=	$kv * Pm5 * (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	61.09

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h=	$kh * Pt1 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	640.98
MPts2 h=	$kh * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh * Pt3 * (H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	21.44
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	662.42

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v=	$kv * Pt1 * (H2 + H3/2) - (B - B5/2) * 0.5$	(kNm/m)	283.10
MPts2 v=	$kv * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) * 0.5$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv * Pt3 * (H2+H3*2/3) - (B1+B2+B3+2/3*B4) * 0.5$	(kNm/m)	2.64
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	285.74

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
<b>- Spinta totale condizione statica</b>				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 272.44	354.17	362.51
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 57.66	86.49	104.62
<b>- Componente orizzontale condizione statica</b>				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 256.01	332.81	347.66
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 54.18	81.27	100.33
<b>- Componente verticale condizione statica</b>				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 93.18	121.13	102.71
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 19.72	29.58	29.64
<b>- Spinta passiva sul dente</b>				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

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

		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 768.03	998.44	1042.97
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 708.17	920.62	780.62
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 243.82	365.73	451.50
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 149.88	224.82	225.29
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)**

<b>Risultante forze verticali (N)</b>				
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1549.34	(kN/m)	
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>				
T =	$Sth + Squ + f$	414.09	(kN/m)	
<b>Coefficiente di attrito alla base (f)</b>				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1.99</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

<b>Momento stabilizzante (Ms)</b>				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	5029.62	(kNm/m)	
<b>Momento ribaltante (Mr)</b>				
Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	488.56	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>10.29</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

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

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	1549.34	1744.94	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	414.09	414.09	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	5369.73	6218.64	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	517.76	412.13	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	50.75		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.33	0.24	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.93	7.13	(m)

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

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

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

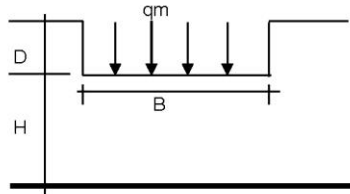
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.50	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.39	0.39	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	651.80	685.27	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2.92</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>2.80</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (qm)

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

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

Cedimento della fondazione

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

N	1506.59	(kN/m)
M	266.91	(kNm/m)
e=M/N	0.18	(m)
B*	7.25	(m)

D =	3.25	(m)
D/B* =	0.45	(m)
Hs/B* =	2.10	(m)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 213.83 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\mu_0 = 0.940 \quad (-)$$

$$\mu_1 = 0.68 \quad (-)$$

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 28.43 \quad (\text{mm})$$



**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	272.44	272.44	329.56
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	94.92	94.92	108.27
Ssq1 perm=	$q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	256.01	256.01	316.05
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	89.20	89.20	103.83
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	93.18	93.18	93.38
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	32.47	32.47	30.68
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	768.03	768.03	948.15
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	267.60	267.60	311.50
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	( kNm/m )	708.17	708.17	709.66
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	( kNm/m )	246.74	246.74	233.15
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(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		1610.95	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		518.58	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tgφ1'		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.65</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		5588.47	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		726.20	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>7.70</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsh} + (Sovr\ acc)$	1610.95	1610.95	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	518.58		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	5098.40	5098.40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	1023.22	1023.22	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma * d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	50.75		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.64	0.64	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.33	6.33	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.42	0.42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.31	0.31	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	524.95	524.95	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2.06</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>2.06</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	272.44	272.44	329.56
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1\ stat$	(kN/m)	62.79	62.79	69.48
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	256.01	256.01	316.05
Sst1h sism =	$Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	59.00	59.00	66.63
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	93.18	93.18	93.38
Sst1v sism =	$Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.47	21.47	19.69
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	768.03	768.03	948.15
MSst1 sism=	$Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	177.00	177.00	199.89
MSst2 stat =	$Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	708.17	708.17	709.66
MSst2 sism =	$Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	163.20	163.20	149.61
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		1426.59	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		488.38	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1$		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.55</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		5588.47	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		1391.77	(kNm/m)	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>4.02</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1426.59	1426.59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		488.38		(kN/m)
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		4411.82	4411.82	(kNm/m)
MM =	$\Sigma M$			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		1009.24	1009.24	(kNm/m)
M =	$X_c \cdot N - MM$			

**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)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	50.75		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.71	0.71	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	6.19	6.19	(m)

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

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

I valori di ic, iq e 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)	0.43	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.39	0.39	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	484.87	484.87	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim * B* / N</b>	Nmin	<b>2.10</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>2.10</b>	>	

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

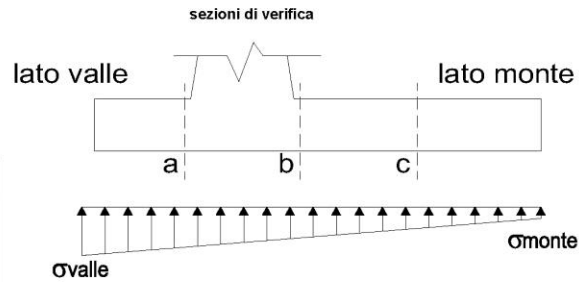
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 7.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 9.63 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1549.34	517.76	257.64	150.08
	1744.94	412.13	272.41	186.79
sisma+	1610.95	1023.22	318.26	105.68
	1610.95	1023.22	318.26	105.68
sisma-	1426.59	1009.24	292.55	82.87
	1426.59	1009.24	292.55	82.87



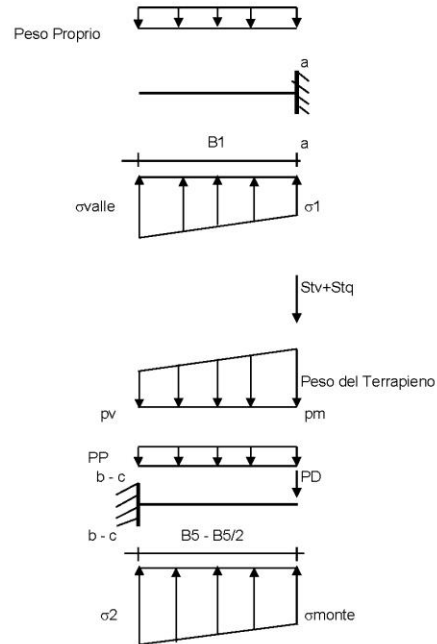
**Mensola Lato Valle**

$$PP = 30.00 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma	Va
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	257.64	249.43	37.83	129.65
	272.41	265.87	40.41	138.70
sisma+	318.26	302.03	47.26	164.81
	318.26	302.03	47.58	164.81
sisma-	292.55	276.55	43.58	149.92
	292.55	276.55	43.26	149.92



**Mensola Lato Monte**

$$PP = 30.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	163.80	193.80	163.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	163.80	193.80	163.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	163.80	193.80	163.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

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

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

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	Mb	Vb	$\sigma_2c$	Mc	Vc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	150.08	237.69	-1211.09	-150.21	193.88	-605.94	-218.25
	186.79	256.52	-1196.70	-164.00	221.65	-588.07	-211.31
sisma+	105.68	278.82	-1590.44	-209.60	192.25	-730.26	-301.59
	105.68	278.82	-1590.44	-209.60	192.25	-730.26	-301.59
sisma-	82.87	253.65	-1514.18	-198.40	168.26	-692.29	-288.66
	82.87	253.65	-1514.18	-198.40	168.26	-692.29	-288.66

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

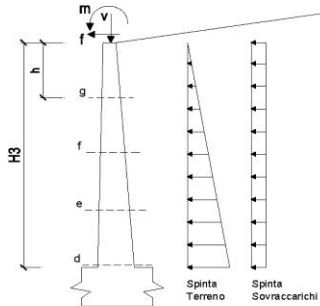
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



**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	7.80	649.95	274.70	0.00	924.65	0.00	129.68	129.68
e-e	5.85	274.20	154.52	0.00	428.72	0.00	91.22	91.22
f-f	3.90	81.24	68.68	0.00	149.92	0.00	56.79	56.79
g-g	1.95	10.16	17.17	0.00	27.32	0.00	26.39	26.39

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.80	249.98	70.44	0.00	320.42
e-e	5.85	140.61	52.83	0.00	193.44
f-f	3.90	62.49	35.22	0.00	97.71
g-g	1.95	15.62	17.61	0.00	33.23

**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	7.80	499.96	185.38	0.00	0.00	57.50	742.84	0.00	137.71	137.71
e-e	5.85	210.92	78.21	0.00	0.00	30.89	320.01	0.00	96.88	96.88
f-f	3.90	62.49	23.17	0.00	0.00	13.08	98.75	0.00	60.31	60.31
g-g	1.95	7.81	2.90	0.00	0.00	3.11	13.82	0.00	28.02	28.02

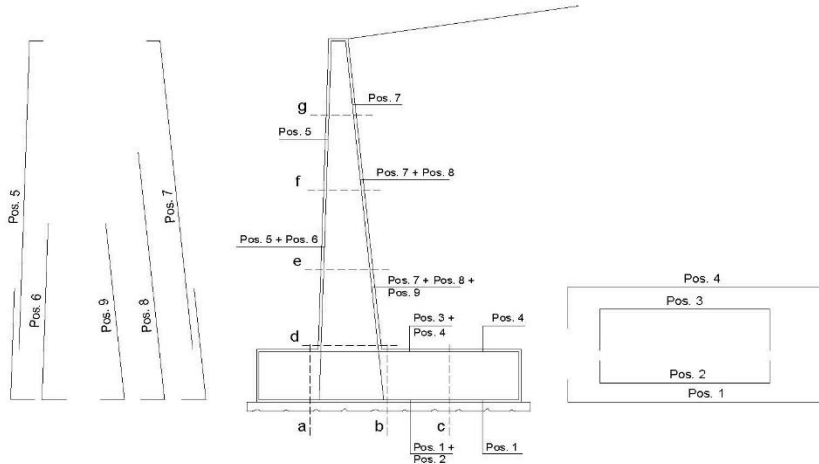
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.80	192.29	71.30	0.00	0.00	16.07	279.67
e-e	5.85	108.16	40.11	0.00	0.00	11.31	159.58
f-f	3.90	48.07	17.82	0.00	0.00	7.04	72.94
g-g	1.95	12.02	4.46	0.00	0.00	3.27	19.75

**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	7.80	499.96	122.61	0.00	0.00	57.50	680.08	0.00	121.64	121.64
e-e	5.85	210.92	51.73	0.00	0.00	30.89	293.54	0.00	85.57	85.57
f-f	3.90	62.49	15.33	0.00	0.00	13.08	90.90	0.00	53.27	53.27
g-g	1.95	7.81	1.92	0.00	0.00	3.11	12.84	0.00	24.75	24.75

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	7.80	192.29	47.16	0.00	0.00	16.07	255.52
e-e	5.85	108.16	26.53	0.00	0.00	11.31	146.00
f-f	3.90	48.07	11.79	0.00	0.00	7.04	66.90
g-g	1.95	12.02	2.95	0.00	0.00	3.27	18.24

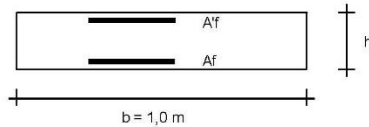
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	47.58	0.00	1.20	90.48	90.48	3911.02
b - b	-1590.44	0.00	1.20	90.48	90.48	3911.02
c - c	-730.26	0.00	1.20	45.24	45.24	1965.59
d - d	924.65	129.68	0.83	90.48	90.48	2647.91
e - e	428.72	91.22	0.75	90.48	90.48	2338.18
f - f	149.92	56.79	0.67	90.48	45.24	1996.46
g - g	27.32	26.39	0.58	45.24	45.24	878.79

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	164.81	1.20	573.13	10	20	20	21.8	1988.04	Armatura a taglio non necessaria
b - b	209.60	1.20	573.13	10	20	20	21.8	1988.04	Armatura a taglio non necessaria
c - c	301.59	1.20	454.90	10	20	20	21.8	1988.04	Armatura a taglio non necessaria
d - d	320.42	0.83	488.61	10	20	20	21.8	1348.41	Armatura a taglio non necessaria
e - e	193.44	0.75	457.76	10	20	20	21.8	1205.79	Armatura a taglio non necessaria
f - f	97.71	0.67	426.32	10	20	20	21.8	1063.17	Armatura a taglio non necessaria
g - g	33.23	0.58	313.51	10	20	20	21.8	920.55	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

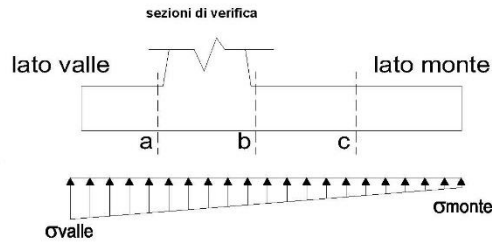
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 7.60 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 9.63 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	1506.59	266.91	225.96	170.51
	1604.39	214.10	233.34	188.86
Q.P.	1491.80	140.25	210.86	181.72
	1491.80	140.25	210.86	181.72

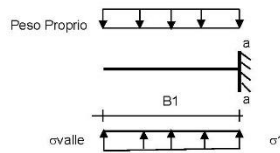


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 30.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	225.96	221.73	32.72
	233.34	229.95	34.01
Q.P.	210.86	208.64	30.30
	210.86	208.64	30.30



**Mensola Lato Monte**

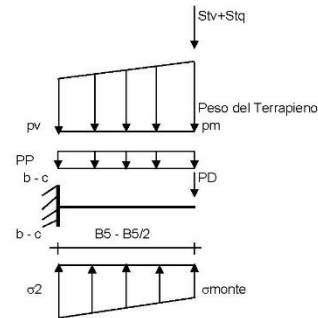
PP = 30.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	Q.P	(kN/m <sup>2</sup> )
pm	163.80	178.80	163.80	163.80	163.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	163.80	178.80	163.80	163.80	163.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	163.80	178.80	163.80	163.80	163.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 + (\sigma_2 c - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

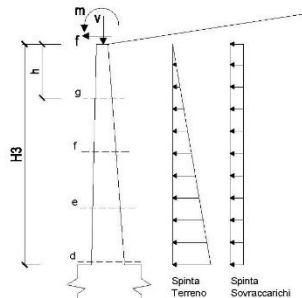
caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2 b$	Mb	$\sigma_2 c$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	170.51	215.67	-826.11	193.09	-409.66
	188.86	225.09	-818.91	206.98	-400.73
Q.P.	181.72	205.45	-656.64	193.59	-327.30
	181.72	205.45	-656.64	193.59	-327.30



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$M_t = \frac{1}{2} K_a q_{sizz} + \gamma \cdot h^2 \cdot v / 3$   
 $M_q = \frac{1}{2} K_a q_{sizz} \cdot q \cdot h^2$   
 $M_{ext} = m + f \cdot h$   
 $N_{ext} = v$



**condizione Frequente**

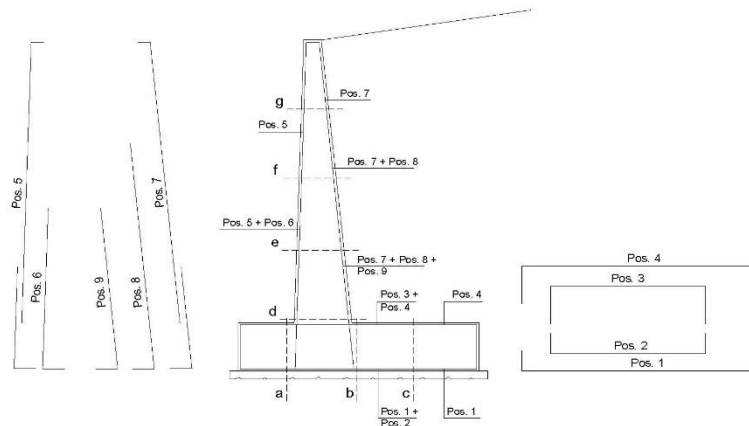
sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.80	499.96	137.35	0.00	637.31	0.00	129.68	129.68
e-e	5.85	210.92	77.26	0.00	288.18	0.00	91.22	91.22
f-f	3.90	62.49	34.34	0.00	96.83	0.00	56.79	56.79
g-g	1.95	7.81	8.58	0.00	16.40	0.00	26.39	26.39



**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	7.80	499.96	0.00	0.00	499.96	0.00	129.68	129.68
e-e	5.85	210.92	0.00	0.00	210.92	0.00	91.22	91.22
f-f	3.90	62.49	0.00	0.00	62.49	0.00	56.79	56.79
g-g	1.95	7.81	0.00	0.00	7.81	0.00	26.39	26.39

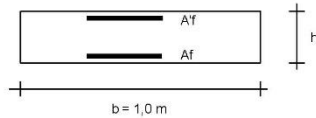
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <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	34.01	0.00	1.20	90.48	90.48	0.11	3.56	0.002	0.300
b - b	-826.11	0.00	1.20	90.48	90.48	2.63	86.35	0.055	0.300
c - c	-409.66	0.00	1.20	45.24	45.24	1.91	84.92	0.059	0.300
d - d	637.31	129.68	0.83	90.48	90.48	-5.08	-126.28	-0.067	0.300
e - e	288.18	91.22	0.75	90.48	90.48	-6.27	-142.26	-0.075	0.300
f - f	96.83	56.79	0.67	90.48	45.24	1.05	17.24	0.009	0.300
g - g	16.40	26.39	0.58	45.24	45.24	0.28	5.08	0.003	0.300

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	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	30.30	0.00	1.20	90.48	90.48	0.10	3.17	0.002	0.400
b - b	-856.64	0.00	1.20	90.48	90.48	2.09	68.63	0.039	0.400
c - c	-327.30	0.00	1.20	45.24	45.24	1.53	67.85	0.047	0.400
d - d	499.96	129.68	0.83	90.48	90.48	-7.79	-188.32	-0.100	0.400
e - e	210.92	91.22	0.75	90.48	90.48	193.82	4175.99	3.669	0.400
f - f	62.49	56.79	0.67	90.48	45.24	0.70	10.24	0.005	0.400
g - g	7.81	26.39	0.58	45.24	45.24	0.15	1.33	0.001	0.400

sez. non verificata

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

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	Descrizione
materiale 1	21.00	28.00	0.00	
materiale 2	21.00	28.00	0.00	
materiale 3	21.00	28.00	0.00	
materiale 4	21.00	28.00	0.00	

peso specifico acqua                      **9.81** [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche     a<sub>g</sub>/g     0.233   (-)                      **S<sub>s</sub>**   1.4                      **k<sub>h</sub>**   0.1240   (-)  
     **$\beta_s$**                       **0.38**                      **S<sub>T</sub>**                      1                      **k<sub>v</sub>**                      0.0620   (-)

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

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.500	0	101.080	109.000	0	89.230	97.150	0			0	70.000	100.000
1	98.550	101.500	1	110.000	109.000	1	129.000	100.000	1			1	140.000	100.000
2	89.230	101.500	2	135.000	105.000	2			2			2		
3	81.250	101.500	3			3			3			3		
4	70.000	101.500	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

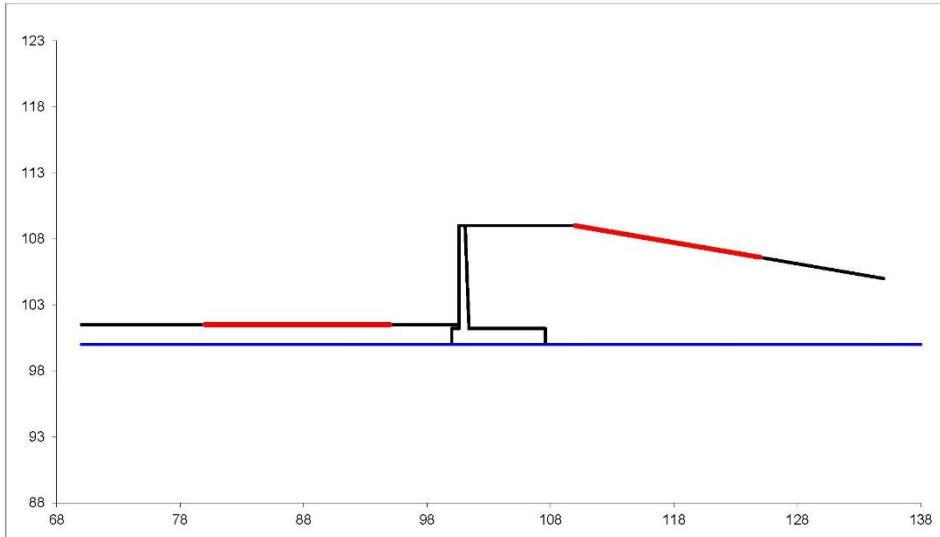
alfa °                      0

**Sovraccarichi**

	$x_{fn}$	$q_{fn}$	$x_{fn}$	$q_{fn}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	102	20	110	20	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

**Limiti ricerca superfici**

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



#strisce
30

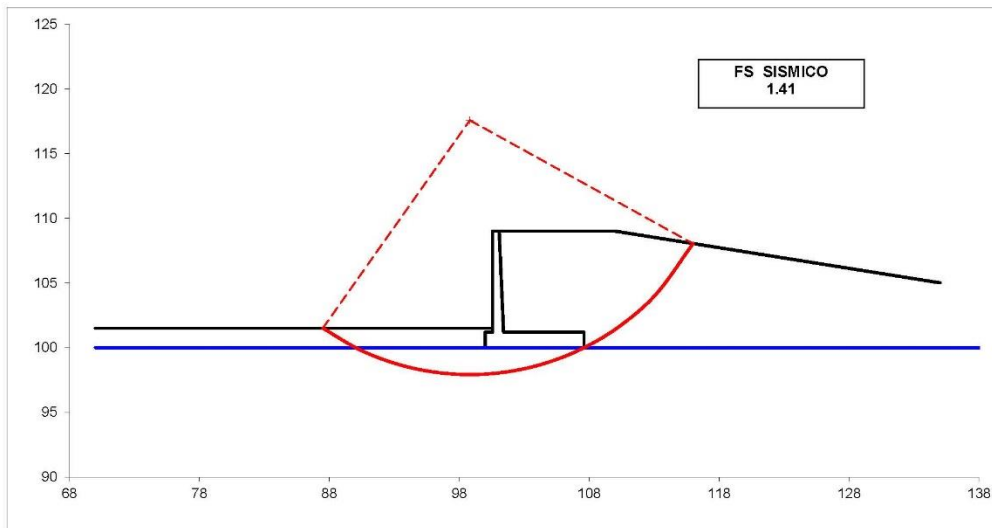
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	576	STATICO
	SISMICO	1.410

Condizione di Carico

SISMICA ▼

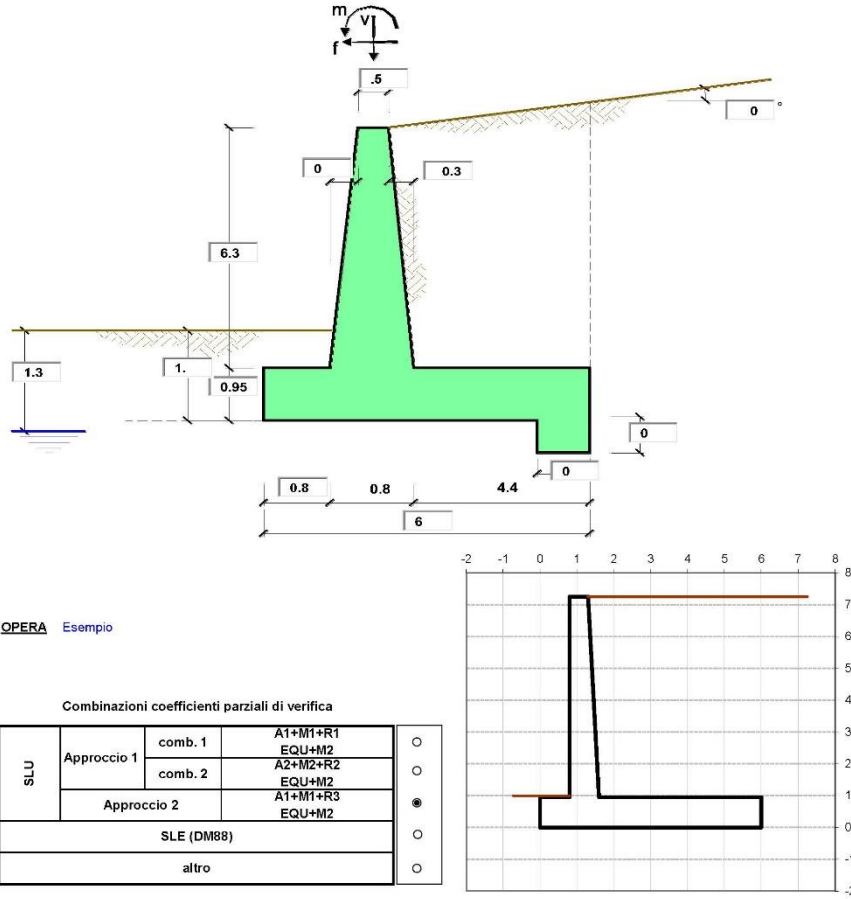
# superfici da disegnare

1 ▼



#### **4.3 TIPO 4 – H = 7.25M**

PROGETTAZIONE ATI:



**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

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

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

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro	
angolo d'attrito	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_s$	1.00	1.00	1.00	1.00

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

<b>Dati Geotecnici</b>		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kNm <sup>3</sup> )	$\gamma$	21.00	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	16.46
Condizioni		● drenate    ○ Non Drenate				
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c_1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi_1'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kNm <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kNm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	21.00	21.00	21.00
	Profondità "Significativa" (n.b. - consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12.00		
	Modulo di deformazione	(kNm <sup>2</sup> )	E	35000		

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

		SLE		STR/GEO	EQU
		Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.320	0.320
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.407	0.407	0.485	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.420	0.420	0.500	
Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770	2.770	2.286	
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.567	2.567	2.100	
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.539	2.539	2.073	

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kNm <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	(kNm <sup>2</sup> )	qs	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kNm)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kNm <sup>2</sup> )	q	20.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente '1'	0.75	condizione quasi permanente '2'	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kNm <sup>2</sup> )	qs	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	vs	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	

**Coefficienti di sicurezza**

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>1.79</b>	<b>8.50</b>	<b>1.89</b>
<b>Sismico</b>	<b>1.49</b>	<b>3.99</b>	<b>1.49</b>

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls	C32/40	
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \gamma_c \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

<b>condizioni statiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_t$	360	Mpa
<b>condizioni sismiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_t$	360	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w3	0.4	mm

**Acciaio**

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

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

**Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

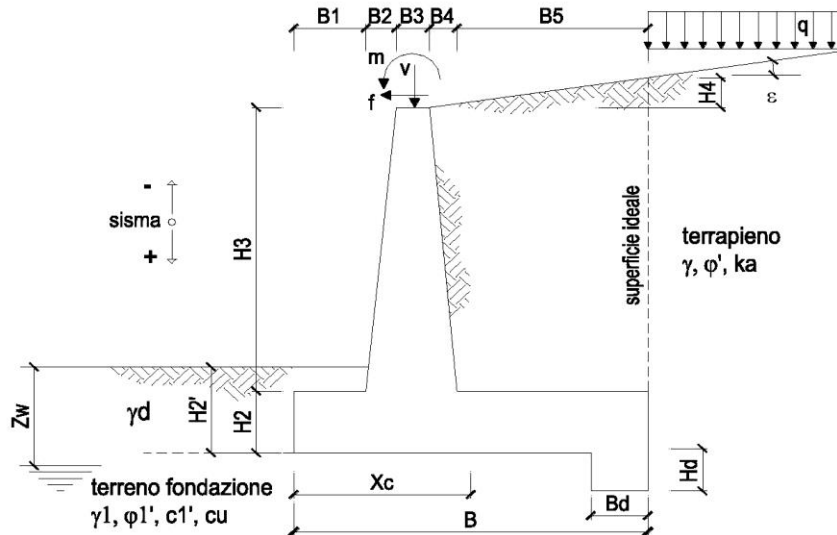
$c = 5.00$  (cm)

**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$  (cm)

**Interfero tra l e l1 strato**

$l_{s1} = 5.00$  (cm)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	6.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	6.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.40	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.00	(m)

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

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	78.75	78.75	70.88
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	23.63	23.63	21.26
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	142.50	142.50	128.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	244.88	244.88	220.39

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	582.12	582.12	523.91
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	19.85	19.85	17.86
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	601.97	601.97	541.77

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	94	141
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

- Muro (Mm)

			<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Mm1 =	$Pm1 * (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 * (B1 + B2 + 0,5 * B3)$	(kNm/m)	82.69	82.69	74.42
Mm3 =	$Pm3 * (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	33.08	33.08	29.77
Mm4 =	$Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	427.50	427.50	384.75
Mm5 =	$Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	543.26	543.26	488.94

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

Mt1 =	$Pt1 * (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 * B5)$	(kNm/m)	2212.06	2212.06	1990.85
Mt2 =	$Pt2 * (B1 + B2 + B3 + 2/3 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 * (B1 + B2 + B3 + 2/3 * B4)$	(kNm/m)	29.77	29.77	26.79
Msovr =	$Sovr * (B1 + B2 + B3 + 1/2 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	2241.82	2241.82	2017.64

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B1 + B2 + B3 + 1/2 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	343.1	514.65
Sovr acc. Sism	$qs * (B1 + B2 + B3 + 1/2 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm * kh$	(kN/m)		30.35
Ps v =	$Pm * kv$	(kN/m)		15.18

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

Ptsh =	$Pt * kh$	(kN/m)		74.62
Ptsh v =	$Pt * kv$	(kN/m)		37.31

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

MPs1 h =	$kh * Pm1 * (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh * Pm2 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		40.02
MPs3 h =	$kh * Pm3 * (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		8.93
MPs4 h =	$kh * Pm4 * (H2/2)$	(kNm/m)		8.39
MPs5 h =	$-kh * Pm5 * (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		57.34

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

MPs1 v =	$kv * Pm1 * (B1 + 2/3 * B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv * Pm2 * (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		5.12
MPs3 v =	$kv * Pm3 * (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		2.05
MPs4 v =	$kv * Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)		26.50
MPs5 v =	$kv * Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		33.67

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

MPts1 h =	$kh * Pt1 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		295.84
MPts2 h =	$kh * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh * Pt3 * (H2 + H3 * 2/3)$	(kNm/m)		12.67
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		308.51

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

MPts1 v =	$kv * Pt1 * (H2 + H3/2) - (B - B5/2) * 0.5$	(kNm/m)		137.10
MPts2 v =	$kv * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) * 0.5$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv * Pt3 * (H2 + H3 * 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 * B4) * 0.5$	(kNm/m)		2.15
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		139.25



**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
<b>- Spinta totale condizione statica</b>				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 176.79	229.83	235.24
Sq perm =	$q \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 46.45	69.67	84.28
<b>- Componente orizzontale condizione statica</b>				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 166.13	215.97	225.60
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 43.65	65.47	80.82
<b>- Componente verticale condizione statica</b>				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 60.47	78.61	66.65
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 15.89	23.83	23.88
<b>- Spinta passiva sul dente</b>				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

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

		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2+H_3+H_4+H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m) 401.48	521.93	545.20
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 362.80	471.64	399.92
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2+H_3+H_4+H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2+H_3+H_4+H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m) 158.22	237.33	292.99
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 95.32	142.97	143.27
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)**

<b>Risultante forze verticali (N)</b>				
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	949.28	(kN/m)	
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>				
T =	$Sth + Squ + f$	281.44	(kN/m)	
<b>Coefficiente di attrito alla base (f)</b>				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1.79</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

<b>Momento stabilizzante (Ms)</b>				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	2506.58	(kNm/m)	
<b>Momento ribaltante (Mr)</b>				
Mr =	$M_{St} + MSq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	295.00	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>8.50</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

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

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	949.28	1090.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	281.44	281.44	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	2640.44	3155.09	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	207.38	115.73	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.50		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.22	0.11	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5.56	5.79	(m)

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

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

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

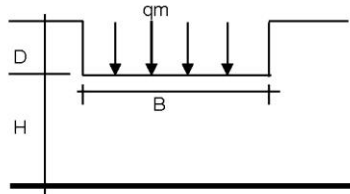
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi)))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	339.19	356.32	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B* / N</b>	Nmin	<b>1.99</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>1.89</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio ( $q_m$ )

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

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

Cedimento della fondazione

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

N	919.22	(kN/m)
M	58.44	(kNm/m)
e=M/N	0.06	(m)
B*	5.87	(m)

D =	1.00	(m)
D/B*	0.17	(m)
Hs/B*	2.04	(m)

$$q_m = N / (B - 2*e) = N / B^* = 161.64 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_1 = 0.67 \quad (-)$$

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 17.37 \quad (\text{mm})$$

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	176.79	176.79	213.86
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	61.60	61.60	70.26
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	166.13	166.13	205.09
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	57.88	57.88	67.38
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	60.47	60.47	60.59
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	21.07	21.07	19.91
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	401.48	401.48	495.64
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	139.89	139.89	162.83
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	( kNm/m )	362.80	362.80	363.56
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	( kNm/m )	126.41	126.41	119.44
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(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		980.86	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		328.98	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tgφ1'		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.59</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		2785.09	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		368.41	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>7.56</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsh} + (Sovr\ acc)$	980.86	980.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	328.98		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	2539.99	2539.99	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	402.59	402.59	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.50		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.41	0.41	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.18	5.18	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.44	0.44	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.40	0.40	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	282.67	282.67	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>1.49</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>1.49</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	176.79	176.79	213.86
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1\ stat$	(kN/m)	40.74	40.74	45.09
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	166.13	166.13	205.09
Sst1h sism =	$Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	38.29	38.29	43.24
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	60.47	60.47	60.59
Sst1v sism =	$Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	13.93	13.93	12.77
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	401.48	401.48	495.64
MSst1 sism=	$Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	92.52	92.52	104.49
MSst2 stat =	$Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	362.80	362.80	363.56
MSst2 sism =	$Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	83.61	83.61	76.65
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		868.76	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		309.39	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>1.49</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		2785.09	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		698.70	(kNm/m)	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>3.99</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	868.76	868.76	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	309.39		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	2198.71	2198.71	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	407.56	407.56	(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)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.50		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.47	0.47	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5.06	5.06	(m)

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

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

I valori di ic, iq e 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)	0.41	0.41	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.37	0.37	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.27	0.27	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	258.03	258.03	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim * B* / N</b>	Nmin	<b>1.50</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>1.50</b>	>	

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

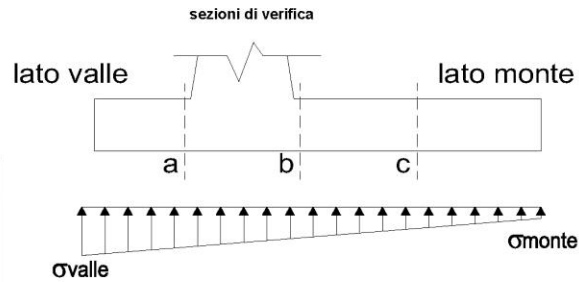
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	949.28	207.38	192.78	123.65
	1090.28	115.73	201.00	162.42
sisma+	980.86	402.59	230.57	96.38
	980.86	402.59	230.57	96.38
sisma-	868.76	407.56	212.72	76.87
	868.76	407.56	212.72	76.87



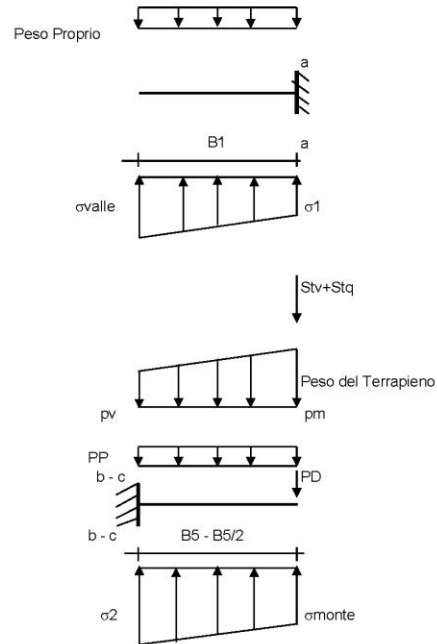
**Mensola Lato Valle**

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

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	192.78	183.56	53.11	131.53
	201.00	195.86	56.17	139.74
sisma+	230.57	212.68	63.80	158.91
	230.57	212.68	64.28	158.91
sisma-	212.72	194.61	59.01	144.56
	212.72	194.61	58.54	144.56



**Mensola Lato Monte**

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

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	132.30	162.30	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	132.30	162.30	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	132.30	162.30	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_2c$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	123.65	174.34	-600.79	-133.47	149.00	-283.32	-145.84
	162.42	190.71	-588.13	-144.15	176.57	-271.12	-138.85
sisma+	96.38	194.79	-712.46	-170.14	145.58	-307.49	-179.96
	96.38	194.79	-712.46	-170.14	145.58	-307.49	-179.96
sisma-	76.87	176.49	-678.78	-161.08	126.68	-291.72	-172.53
	76.87	176.49	-678.78	-161.08	126.68	-291.72	-172.53



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

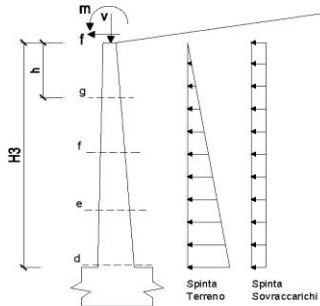
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



**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	6.30	342.46	179.21	0.00	521.67	0.00	102.38	102.38
e-e	4.73	144.48	100.80	0.00	245.28	0.00	72.35	72.35
f-f	3.15	42.81	44.80	0.00	87.61	0.00	45.28	45.28
g-g	1.58	5.35	11.20	0.00	16.55	0.00	21.16	21.16

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	163.08	56.89	0.00	219.97
e-e	4.73	91.73	42.67	0.00	134.40
f-f	3.15	40.77	28.45	0.00	69.22
g-g	1.58	10.19	14.22	0.00	24.42

**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	6.30	263.43	97.68	0.00	0.00	36.90	398.01	0.00	108.72	108.72
e-e	4.73	111.14	41.21	0.00	0.00	19.89	172.23	0.00	76.84	76.84
f-f	3.15	32.93	12.21	0.00	0.00	8.46	53.59	0.00	48.09	48.09
g-g	1.58	4.12	1.53	0.00	0.00	2.02	7.66	0.00	22.48	22.48

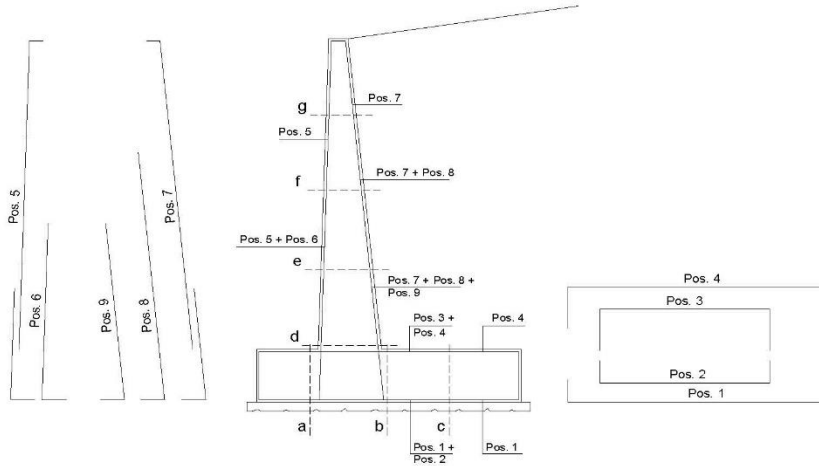
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	125.44	46.51	0.00	0.00	12.69	184.65
e-e	4.73	70.56	26.16	0.00	0.00	8.97	105.69
f-f	3.15	31.36	11.63	0.00	0.00	5.61	48.00
g-g	1.58	7.84	2.91	0.00	0.00	2.62	13.37

**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	6.30	263.43	64.61	0.00	0.00	36.90	364.94	0.00	96.03	96.03
e-e	4.73	111.14	27.26	0.00	0.00	19.89	158.28	0.00	67.87	67.87
f-f	3.15	32.93	8.08	0.00	0.00	8.46	49.46	0.00	42.47	42.47
g-g	1.58	4.12	1.01	0.00	0.00	2.02	7.14	0.00	19.85	19.85

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	6.30	125.44	30.76	0.00	0.00	12.69	168.90
e-e	4.73	70.56	17.31	0.00	0.00	8.97	96.84
f-f	3.15	31.36	7.69	0.00	0.00	5.61	44.67
g-g	1.58	7.84	1.92	0.00	0.00	2.62	12.39

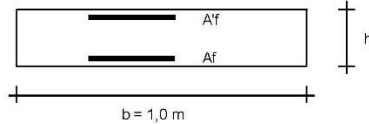
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	64.28	0.00	0.95	31.42	31.42	1063.65
b - b	-712.46	0.00	0.95	31.42	31.42	1063.65
c - c	-307.49	0.00	0.95	31.42	31.42	1063.65
d - d	521.67	102.38	0.80	31.42	15.71	913.87
e - e	245.28	72.35	0.73	31.42	15.71	808.65
f - f	87.61	45.28	0.65	31.42	15.71	706.46
g - g	16.55	21.16	0.58	15.71	15.71	315.24

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	158.91	0.95	355.23	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	170.14	0.95	355.23	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	179.96	0.95	355.23	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	219.97	0.80	338.59	10	20	20	21.8	1296.55	Armatura a taglio non necessaria
e - e	134.40	0.73	317.87	10	20	20	21.8	1166.89	Armatura a taglio non necessaria
f - f	69.22	0.65	296.88	10	20	20	21.8	1037.24	Armatura a taglio non necessaria
g - g	24.42	0.58	219.24	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

Reazione del terreno

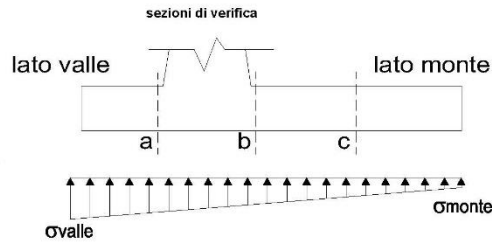
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	919.22	58.44	162.94	143.46
	989.72	12.61	167.06	162.85
Q.P.	907.31	-24.48	147.14	155.30
	907.31	-24.48	147.14	155.30

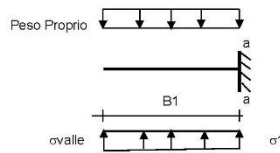


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 23.75 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	162.94	160.35	44.26
	167.06	166.49	45.80
Q.P.	147.14	148.23	39.60
	147.14	148.23	39.60



**Mensola Lato Monte**

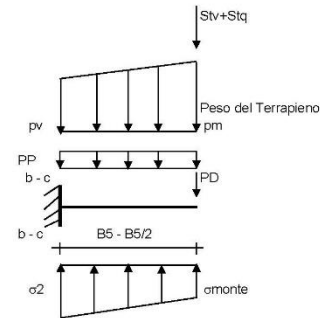
PP = 23.75 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	(kN/m <sup>2</sup> )
pm	132.30	147.30	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	132.30	147.30	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	132.30	147.30	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H / 2$$

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

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]
Freq.	143.46	157.75	-394.22	150.61	-183.93
	162.85	165.93	-387.89	164.39	-177.83
Q.P.	155.30	149.31	-292.64	152.31	-137.26
	155.30	149.31	-292.64	152.31	-137.26



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

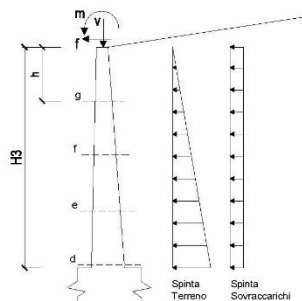
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_a q_{sizz} + \gamma \cdot h^2 \cdot v / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_a q_{sizz} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$N_{ext} = v$$



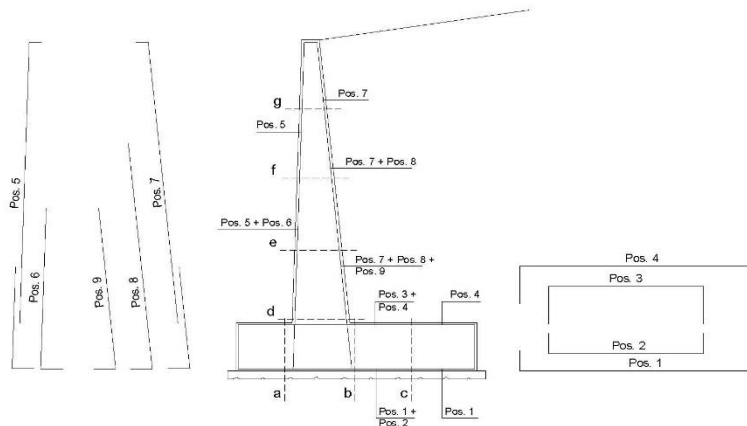
**condizione Frequente**

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	6.30	263.43	89.60	0.00	353.04	0.00	102.38	102.38
e-e	4.73	111.14	50.40	0.00	161.54	0.00	72.35	72.35
f-f	3.15	32.93	22.40	0.00	55.33	0.00	45.28	45.28
g-g	1.58	4.12	5.60	0.00	9.72	0.00	21.16	21.16

**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	6.30	263.43	0.00	0.00	263.43	0.00	102.38	102.38
e-e	4.73	111.14	0.00	0.00	111.14	0.00	72.35	72.35
f-f	3.15	32.93	0.00	0.00	32.93	0.00	45.28	45.28
g-g	1.56	4.12	0.00	0.00	4.12	0.00	21.16	21.16

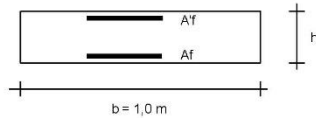
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

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

**VERIFICHE**



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

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <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	45.80	0.00	0.95	31.42	31.42	0.38	17.51	0.014	0.300
b - b	-394.22	0.00	0.95	31.42	31.42	3.24	150.71	0.123	0.300
c - c	-183.93	0.00	0.95	31.42	31.42	1.51	70.32	0.055	0.300
d - d	353.04	102.38	0.80	31.42	15.71	4.35	150.02	0.122	0.300
e - e	161.54	72.35	0.73	31.42	15.71	2.38	73.84	0.057	0.300
f - f	55.33	45.28	0.65	31.42	15.71	1.00	26.26	0.020	0.300
g - g	9.72	21.16	0.58	15.71	15.71	0.27	6.86	0.008	0.300

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <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	39.60	0.00	0.95	31.42	31.42	0.33	15.14	0.012	0.400
b - b	-292.64	0.00	0.95	31.42	31.42	2.41	111.88	0.087	0.400
c - c	-137.26	0.00	0.95	31.42	31.42	1.13	52.47	0.041	0.400
d - d	263.43	102.38	0.80	31.42	15.71	3.27	108.34	0.084	0.400
e - e	111.14	72.35	0.73	31.42	15.71	1.66	47.73	0.037	0.400
f - f	32.93	45.28	0.65	31.42	15.71	0.61	13.25	0.010	0.400
g - g	4.12	21.16	0.58	15.71	15.71	0.11	0.71	0.001	0.400

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

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	21.00	28.00	0.00	
materiale 2	21.00	28.00	0.00	
materiale 3	21.00	28.00	0.00	
materiale 4	21.00	28.00	0.00	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m<sup>3</sup>]

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

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

	p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	101.500	0	101.300	107.250	0	89.230	97.150	0		0	70.000	100.000
1	98.550	101.500	1	135.000	107.250	1	129.000	100.000	1		1	140.000	100.000
2	89.230	101.500	2	135.000	107.250	2			2		2		
3	81.250	101.500	3			3			3		3		
4	70.000	101.500	4			4			4		4		
5			5			5			5		5		
6			6			6			6		6		
7			7			7			7		7		
8			8			8			8		8		
9			9			9			9		9		
10			10			10			10		10		

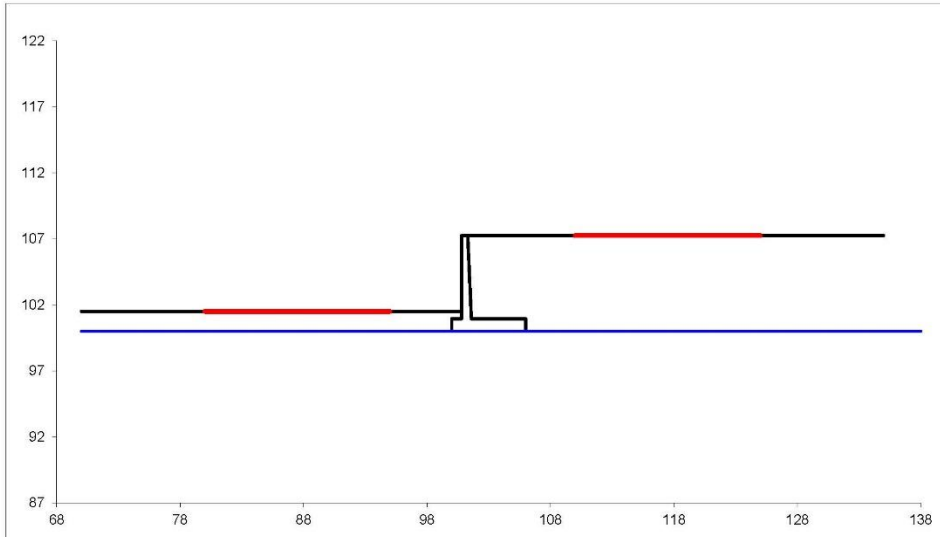
alfa ° 0

**Sovraccarichi**

	$x_{fn}$	$q_{fn}$	$x_{fn}$	$q_{fn}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	102	20	110	20	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

**Limiti ricerca superfici**

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



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
	STATICO 1.808
715	SISMICO 1.430

Condizione di Carico

SISMICA ▼

# superfici da disegnare

1 ▼

