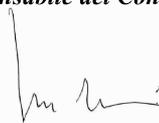
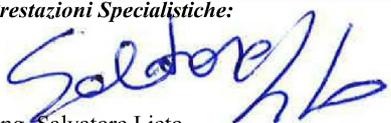


**ASSE VIARIO MARCHE-UMBRIA  
E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA  
MAXI LOTTO 2**

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:  
SS. 318 DI "VALFABBRICA", TRATTO PIANELLO -VALFABBRICA  
SS. 76 "VAL D'ESINO", TRATTI FOSSATO VICO - CANCELLI E ALBACINA - SERRA SAN QUIRICO  
"PEDEMONTANA DELLE MARCHE", TRATTO FABRIANO-MUCCIA-SFERCIA.

**PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO**

<p><b>CONTRAENTE GENERALE:</b></p> 	<p><i>Il responsabile del Contraente Generale:</i></p>  Ing. Federico Montanari	<p><i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i></p>  Ing. Salvatore Lieto
---	---	--

**PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese**

Mandataria: **PROGETTAZIONE GRANDI** Mandanti:









<p>RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'A.T.I.</p>  Ing. Antonio Grimaldi	
---	--

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p align="center">Ing. Iginio Farotti</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE</p> <p align="center">Ing. Vincenzo Pardo</p>	<p>IL DIRETTORE DEI LAVORI</p> <p align="center">Ing. Peppino Marascio</p>
--	--	--

<p><b>2.1.1. - PEDEMONTANA DELLE MARCHE</b> <b>Lotto funzionale del Sub lotto 2.1 - Tratto Fabriano - Matelica Nord</b></p> <p>OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI Viadotto Bargatano al Km 6+256 Muro Andatore Spalla S1 - Relazione di calcolo</p>	<p><b>SCALA:</b></p> <p><b>DATA:</b> <i>Settembre 2020</i></p>
--	--

Codice Unico di Progetto (CUP) **F12C03000050021** (Assegnato CIPE 20-04-2015)

*Codice elaborato:*

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
L 0 7 0 3	2 1 1	E	1 2	V I 3 7 0 0	R E L	0 3	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	Settembre 2020	RISCONTRO ISTRUTTORIE QMU-DL SETT.2020	TECNOSTRUTTURE	A. TOSIANI	S. LIETO	A. GRIMALDI

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 1 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	-------------------------

## INDICE

<b>1.</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>3</b>
<b>3.</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI .....	4
<b>4.</b>	<b>QUADRO GEOLOGICO-GEOTECNICO-GEOMECCANICO .....</b>	<b>5</b>
4.1	IL LIVELLO DELLA FALDA .....	5
<b>5.</b>	<b>AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....</b>	<b>6</b>
<b>6.</b>	<b>CRITERI E IPOTESI DI CALCOLO .....</b>	<b>7</b>
6.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	7
6.1.1	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione.....	7
6.1.2	Verifica agli stati limite ultimi a taglio .....	7
6.1.3	Verifica agli stati limite d'esercizio .....	8
<b>7.</b>	<b>MURO DI SOSTEGNO SU FONDAZIONE DIRETTA .....</b>	<b>9</b>
7.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITI .....	9
7.1.1	Metodo di analisi - calcolo muro .....	11
7.1.1.1	<i>Descrizione modello di calcolo.....</i>	<i>11</i>
7.1.2	Analisi dei carichi.....	12
7.1.2.1	<i>Accidentale a tergo del muro .....</i>	<i>12</i>
7.1.2.2	<i>Descrizione analisi sismica.....</i>	<i>12</i>
7.1.3	Risultati verifiche geotecniche .....	13
7.1.4	Risultati verifiche strutturali .....	14
7.1.4.1	<i>Muro h=7.00 m .....</i>	<i>15</i>
7.2	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO .....	17
	<b>ALLEGATI .....</b>	<b>18</b>
<b>8.</b>	<b>TABULATI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO SU FONDAZIONE DIRETTA</b>	
	<b>.....</b>	<b>19</b>
8.1	MURO H=7.00 M .....	19

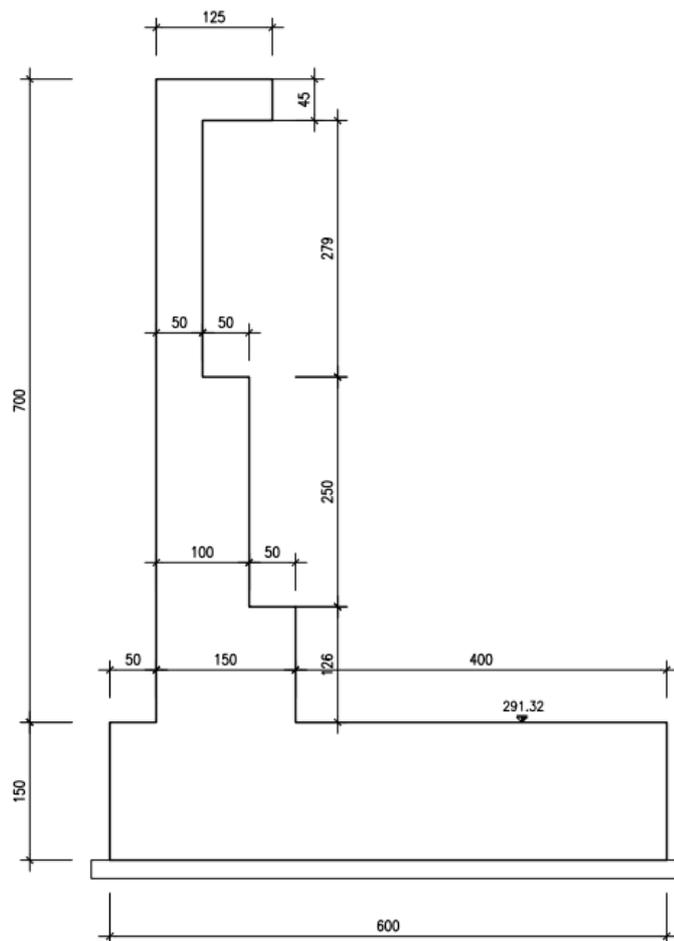
Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 2 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	-------------------------

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le calcolazioni eseguite e le relative verifiche del muro andatore in corrispondenza della spalla S1 del viadotto Bargatano.

Le opere in esame sono previste nel Lotto 2.1 della Pedemonta delle Marche, che costituisce l'adeguamento del tratto fra Fabriano e Matelica Nord.

L' altezza di calcolo del muro è pari a 7.00 m:



Sezione muro Hcal =7.00 m

Opera L0703	T tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 3 di 53
----------------	-----------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	-------------------------

## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

### Calcestruzzo per getti in opera (muri)

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C30/37 (ex $R_{ck}=37$ MPa)
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 37$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 30$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 33'019$ N/mm <sup>2</sup>
Classe di consistenza:	S4
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.55$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC2

### Acciaio per cemento armato

Tipo:	B 450 C (ex Fe B 44k controllato)
Tensione caratteristica di rottura a trazione:	$f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile:	$\sigma_{amm} = 260$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo ( $\gamma=1.15$ ):	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico:	$E = 210'000$ N/mm <sup>2</sup>

### Copriferro

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi collegamenti e staffe) e la superficie di calcestruzzo più vicina.

Un copriferro minimo deve essere realizzato per assicurare:

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza;
- che non avvenga spalling;
- la protezione dell'acciaio contro la corrosione.

Per trasmettere correttamente le forze di aderenza e per assicurare un'adeguata compattezza, il copriferro della barra deve essere non minore di:

- $\Phi$  o  $\Phi_n$  oppure
- $(\Phi + 5 \text{ mm})$  o  $(\Phi_n + 5 \text{ mm})$  se  $d_g > 32 \text{ mm}$ .

dove:

- $\Phi$  è il diametro della barra;
- $\Phi_n$  è il diametro equivalente per un fascio di armatura;
- $d_g$  è la massima dimensione dell'aggregato più grosso.

La tolleranza ammessa per elementi gettati in opera è pari a 10 mm; questa scende a 5 mm per gli elementi prefabbricati in cui il controllo di produzione può garantire valori più bassi.

Al fine della protezione delle armature alla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione. L'ambiente di esposizione dei calcestruzzi è classificato XC2 e dunque ambiente moderatamente aggressivo.

La vita nominale delle strutture è stata posta pari a 50 anni e i calcestruzzi utilizzati sono di classe C30/37 per quelli gettati in opera. In virtù di tali considerazioni il copriferro minimo indicato dalla normativa vigente è posto pari a 30 mm (UNI EN 206-1). Pertanto si assume:

- un copriferro minimo pari a  $30 + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$  per gli elementi gettati in opera.

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 4 di 53

### 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CNR 10011/97, “Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”;
- CNR 10016/2000, “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”;
- CNR 10018/1999, “Apparecchi d’appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l’impiego”;
- CNR 10030/93, “Anime irrigidite di travi a parete piena”;
- UNI EN 1991-1-5:2004 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche”;
- UNI EN 1992-1-1:2005, “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1993-1-1:2005, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN UNI EN 1993-1-5:2007, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- UNI EN 1994-2:2006, “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1998-2:2006, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti”;
- Model Code 1990, CEB-FIP.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”, Maggio 1993.
- Linee guida A.G.I. “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”, 2005.

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 5 di 53

#### 4. QUADRO GEOLOGICO-GEOTECNICO-GEOMECCANICO

L'opera si sviluppa nell'ambito delle formazioni rocciose delle Marne e argille siltose con subordinate peliti arenacee (S3/S4) con la presenza di uno strato superficiale di Alluvioni (As/Ag).

Le indagini geognostiche e geostrutturali direttamente eseguite nell'area in esame (vedi "Carta geologica" e "Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche") sono costituite dai sondaggi a carotaggio continuo SN 2116 (2006), da un pozzetto esplorativo PZE8 (2014) e da una prova penetrometrica PPE15 (2006).

Basandosi sui sondaggi citati, nell'area si è stimato uno spessore delle alluvioni di circa 3 metri.

Le formazioni geologiche interessate dalle opere di sostegno in progetto sono quindi:

- Alluvioni (As/Ag) (h=3.00 m)
- la formazione delle Marne e argille siltose con subordinate peliti arenacee (S3/S4).

I parametri geotecnici assunti per le suddette formazioni sono esplicitati di seguito.

##### Alluvioni (As/Ag)

Peso dell'unità di volume	$\gamma =$	19 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	$\varphi' =$	35°
Coesione	$c' =$	0 kN/m <sup>2</sup>

##### Marne (S3/S4)

Peso dell'unità di volume	$\gamma =$	22 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	$\varphi' =$	25°
Coesione	$c' =$	34 kN/m <sup>2</sup>

I valori sopra riportati sono da intendersi come i valori di miglior stima (valori caratteristici) dei parametri geotecnici delle formazioni in sito e come tali essi saranno impiegati nei calcoli agli stati limite di esercizio (SLE). Per quanto riguarda i calcoli delle strutture agli stati limite ultimi (SLU), nell'ottica delle Norme Tecniche delle Costruzioni, tali parametri saranno opportunamente fattorizzati.

Il terreno a tergo dei muri e al di sotto del muro, per un'a profondità di circa 1.5 m è presente il rilevato che ha la seguente parametrizzazione:

##### **RILEVATO:**

Peso dell'unità di volume	$\gamma =$	20 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	$\varphi' =$	35°
Coesione	$c' =$	0.0 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.1 IL LIVELLO DELLA FALDA

I rilevamenti piezometrici effettuati nei sondaggi hanno mostrato un livello di falda a circa 3 m dal piano campagna; si ritiene quindi possibile che la circolazione idrica non possa interessare le opere di sostegno.

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 6 di 53

## 5. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Secondo la normativa tecnica in vigore, ai fini della zonazione sismica del territorio italiano l'area in oggetto ricade nel territorio del Comune Cerreto D'Esì (AN). Pertanto, per strutture di classe IV, vita nominale di 50 anni e su suolo di categoria E (profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali) la parametrizzazione è la seguente:

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
$a_g$	0.293 g	Accelerazione massima al suolo
$F_0$	2.415	Fattore di amplificazione spettrale
$T_C^*$	0.319 s	Periodo iniziale a velocità costante dello spettro
$S_S$	1.222	Coefficiente stratigrafico
$C_C$	1.815	Coefficiente funzione della cat. sottosuolo
$S_T$	1.000	Coefficiente topografico
$q$	1.000	Fattore di struttura

Applicando il metodo pseudostatico per le verifiche di stabilità dei versanti, l'azione sismica viene introdotta considerando in luogo delle azioni dinamiche le azioni statiche equivalenti, costituite da forze di volume orizzontali e verticali proporzionali al peso del terreno secondo i coefficienti  $k_h$  (per le azioni orizzontali) e  $\pm k_v$  (per le azioni verticali, verso l'alto o verso il basso):

$$F_H = S \cdot a_g / g \cdot W = k_h \cdot W$$

$$F_v = \pm 0.5 \cdot F_H = k_v \cdot W$$

$S$  è un coefficiente che tiene conto della effettiva categoria del suolo di fondazione e della topografia; nel caso specifico i terreni analizzati rientrano nella categoria E (profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di  $V_{S30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s).

In definitiva si può porre:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.222 \cdot 1.00 = 1.222 \quad \text{Terreni TIPO E}$$

In definitiva abbiamo:

$$F_H = S \cdot a_g / g \cdot W = k_h \cdot W = 0.358 \cdot W$$

$$F_v = \pm 0.5 \cdot F_H = k_v \cdot W = 0.179 \cdot W$$

Tali valori saranno moltiplicati per il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per le opere di sostegno " $\beta$ " (vedi § 7.1.2.2)

## 6. CRITERI E IPOTESI DI CALCOLO

### 6.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

#### 6.1.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione vengono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

#### 6.1.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\},$$

resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha, \text{ valore di progetto dello sforzo di taglio che}$$

può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta), \text{ valore di progetto del massimo}$$

sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

•  $A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

•  $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

•  $N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

•  $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

•  $1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

•  $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

- $s$  è il passo delle staffe;
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 6.1.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  per combinazione rara delle azioni;
- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ .

Per il cemento armato precompresso vi sono delle condizioni aggiuntive da verificare, qui di seguito riassunte: La tensione massima di compressione nel calcestruzzo all'atto di tesatura dei cavi non deve superare il valore  $0,70 f_{ck}$  essendo  $f_{ck}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro;

La tensione massima di trazione, all'atto del tiro, relativamente ai cavi pretesi, deve essere inferiore al minimo fra  $0,80 f_{ptk}$  e  $0,90 f_{p(0,1)k}$ , dove  $f_{ptk}$  e  $f_{p(0,1)k}$  sono definiti rispettivamente come tensione caratteristica a rottura dell'acciaio e tensione relativa a una deformazione dello 0,1%; In combinazione rara la tensione massima di trazione nel trefolo deve essere inferiore a  $0,80 f_{p(0,1)k}$ .

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo proposto al punto 4.1.2.2.4 della NTC 2008.

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

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

Nel nostro caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$  -combinazione caratteristica SLE

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 9 di 53

## 7. MURO DI SOSTEGNO SU FONDAZIONE DIRETTA

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza del muro in esame.

.

### 7.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITI

L'analisi mira a garantire la sicurezza e le prestazioni attese attraverso il conseguimento dei seguenti requisiti :

- sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio.
- sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi

Tali verifiche sono state effettuate applicando il primo approccio progettuale (Approccio 1) che prevede le due seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)
- Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO)

A queste combinazioni si aggiunge la combinazione che prevede l'urto del veicolo in svio in testa al muro (ECC) con coefficienti unitari di combinazione dei carichi permanenti e degli accidentali e coefficiente di sicurezza anch'esso unitario.

Considerando i coefficienti parziali riportati nelle tab.6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2008

Nelle condizioni di esercizio gli spostamenti dell'opera sono stati valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza delle opere adiacenti.

In particolare in condizioni sismiche devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. Gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Nel nostro caso trattasi di muri di controripa, quindi che non hanno funzione di contenimento della sede ferroviaria pertanto tale verifica viene omessa.

In particolare sono stati verificati i seguenti stati limiti ultimi:

- ❖ Verifica del muro di sostegno

*SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*

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

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 10 di 53

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'approccio 1:

- Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO).

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando il primo approccio progettuale (Approccio 1) che prevede le due seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)
- Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO)

Considerando i coefficienti parziali riportati nelle tab.6.2.I, 6.2..II e 6.5.I delle NTC 2008

I risultati delle analisi sono riportati di seguito.

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	T tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 11 di 53

## 7.1.1 Metodo di analisi - calcolo muro

### 7.1.1.1 Descrizione modello di calcolo

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno, sono stati effettuati con l'ausilio di fogli elettronici di comprovata validità.

In tali fogli vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme agli angoli di attrito tra paramento e terreno e tra fondazione e terreno.

Per quanto riguarda l'angolo di attrito tra paramento e terreno si adotta il valore  $\delta = 0.667 \cdot \phi / 2$ .

Per facilità di calcolo nelle verifiche geotecniche, in favore di sicurezza, l'elevazione del muro è stata considerata di sezione costante pari a 1.50m, mentre le verifiche strutturali sono state effettuate considerando lo spessore variabile lungo l'altezza del muro.

Nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore a volume costante o allo stato critico dell'angolo di resistenza al taglio, poichè il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, possono comportare modifiche significative dei parametri di resistenza. Per questo stesso motivo, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, è opportuno trascurare ogni contributo della coesione nelle verifiche allo scorrimento (paragrafo 6.2.2 della circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.)

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Considerazioni diverse, invece, devono essere svolte con riferimento al calcolo della capacità portante della fondazione del muro che, per l'elevato volume di terreno indisturbato coinvolto, comporta il riferimento al valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio, senza trascurare il contributo della coesione efficace del terreno.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a  $\phi'_{cv} = 0.85 \cdot \arctan(\tan \phi)$ .

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 12 di 53

## 7.1.2 Analisi dei carichi

### 7.1.2.1 Accidentale a tergo del muro

E' stato considerato agente sul terrapieno un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa pari al sovraccarico stradale.

### 7.1.2.2 Descrizione analisi sismica

In condizioni sismiche, nelle analisi eseguite con il metodo pseudostatico, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, possono essere assunti come definito al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2008:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot \frac{a_g}{g} ; \quad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

I parametri che caratterizzano l'azione sismica sono riportati nella tabella seguente:

$a_{max} (g) = S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$	1.222*0.293=0.358
Coefficiente di spostamento $\beta_m$	0.31
$k_h = \beta_m \cdot a_{max} (g)$	0.111
$K_v = 1/2 \cdot k_h$	0.055

#### *Verifica muro - Parametri azione sismica*

L'evento sismico è stato modellato considerando due tipi di forze:

- 1) le forze inerziali applicate alle masse strutturali del muro e del terrapieno a tergo del muro;
- 2) l'incremento di spinta sismica del terreno.

Per quanto attiene alle forze inerziali si moltiplica il coefficiente  $k_h$  per le masse in questione.

Il secondo contributo consiste in un incremento di spinta  $\Delta F$  pari alla differenza fra la spinta totale  $F_{sd}$  esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche (calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe) e quella statica  $F_s$ :

$\Delta F = F_{sd} - F_s =$  incremento di spinta corrispondente all'effetto sismico. Tale incremento è applicato nello stesso punto della spinta statica essendo il muro libero di ruotare intorno al piede.

### 7.1.3 Risultati verifiche geotecniche

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche geotecniche in forma tabellare esplicitate negli allegati:

#### MURO H=7.00 m

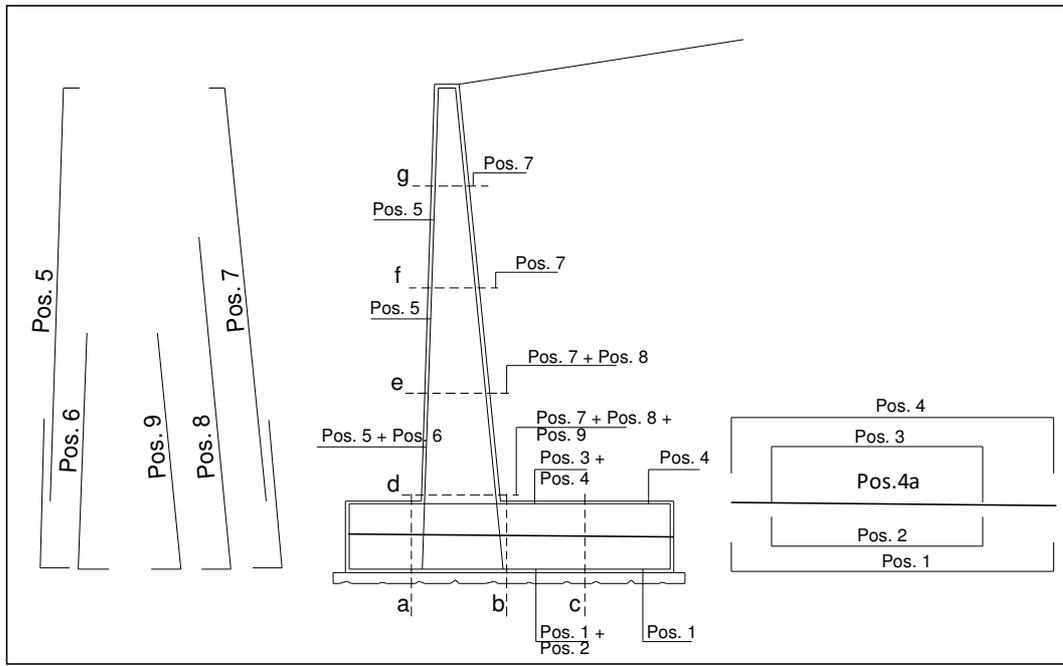
SLE di tipo geotecnico									
	Scorrimento	S <sub>cr,Max</sub>	Ribaltamento	R <sub>ib,Max</sub>	Capacità portante	C <sub>ap.P<sub>ort,Max</sub></sub>	Stabilità globale	R <sub>d,stab.glob.</sub>	Cedimento della fondazione (mm)
SLE	-	-	-	-	-	-	-	-	24.90
SLU di tipo geotecnico e di equilibrio del corpo rigido									
	Scorrimento	S <sub>cr,Max</sub>	Ribaltamento	R <sub>ib,Max</sub>	Capacità portante	C <sub>ap.P<sub>ort,Max</sub></sub>	Stabilità globale	R <sub>d,stab.glob.</sub>	Cedimento della fondazione (mm)
caso A1+M1+R1	2.58	> 1.00	4.68	> 1.00	8.95	> 1.00		-	-
caso A2+M2+R2	2.00	> 1.00	4.44	> 1.00	3.29	> 1.00		-	-
CONDIZIONE SISMICA +	1.44	> 1.00	3.40	> 1.00	1.93	> 1.00		-	-
CONDIZIONE SISMICA -	1.43	> 1.00	2.88	> 1.00	1.96	> 1.00		-	-
EQU+M2+R2	-	-	3.70	> 1.00	-	-		-	-

	<b>LOTTO 1.1.B - Svincolo di Valtreara - Muro di sostegno asse D</b> <b>Viadotto Bargatano al Km 6+256 - Muro Andatore Spalla S1</b> <b>Relazione di calcolo</b>								
	Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 14 di 53

#### 7.1.4 Risultati verifiche strutturali

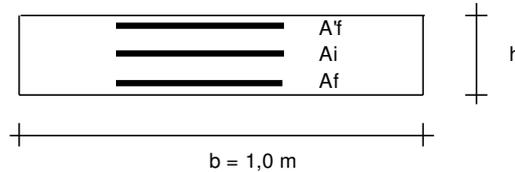
Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche strutturali, nelle sezioni indicate in figura, in forma tabellare esplicitate nell'allegato:

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 15 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**7.1.4.1 Muro h=7.00 m**
**SCHEMA DELLE ARMATURE**


pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	20
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	20
4	5.0	20	8	0.0	0
4a	4.0	12	9	0.0	0

Calcola

**VERIFICHE**


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

(\*) Nelle sezioni e-e ed f-f l'armatura compressa si riduce rispettivamente a  $5\phi 18/m$  e  $5\phi 16/m$  (pos.7), mentre nella sezione f-f l'armatura tesa si riduce a  $5\phi 18/m$ .

(\*\*) la pos 4a corrisponde a  $1\phi 20/60$  utilizzato nel disegno di armatura.

**A1-M1-R1**

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	Ai	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(kN)	(kN)
a - a	27.27	0.00	108.18	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
b - b	-958.70	0.00	-305.50	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
c - c	-384.43	0.00	190.07	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
d - d	498.47	286.79	135.16	1.50	15.71	0.00	15.71	1067.90	286.79	395.26
e - e	296.15	177.86	52.69	1.00	15.71	0.00	15.71	641.19	177.86	308.31
f - f	68.93	49.24	20.71	0.50	12.71	0.00	15.71	221.24	49.24	188.24

**A2-M2-R2**

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	Ai	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(kN)	(kN)
a - a	28.42	0.00	112.59	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
b - b	-629.73	0.00	-148.58	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
c - c	-288.80	0.00	193.83	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
d - d	513.52	223.53	138.49	1.50	15.71	0.00	15.71	1024.31	223.53	395.26
e - e	306.76	138.28	54.84	1.00	15.71	0.00	15.71	623.83	138.28	308.31
f - f	72.61	37.88	21.96	0.50	12.70	0.00	15.71	218.93	37.88	188.24

**SISMA+M2+R2**

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	Ai	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(kN)	(kN)
a - a	35.81	0.00	97.87	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
b - b	-931.15	0.00	-104.01	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
c - c	-390.79	0.00	29.14	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
d - d	750.05	208.49	23.93	1.50	15.71	0.00	15.71	1013.94	208.49	395.26
e - e	428.01	132.23	13.53	1.00	15.71	0.00	15.71	621.17	132.23	308.31
f - f	86.84	39.98	7.28	0.50	12.70	0.00	15.71	219.33	39.98	188.24

**SLE**

Sez.	M	N	h	Af	Ai	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^t$	Mcr	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kNm)	(mm)	(mm)
a - a	24.08	0.00	1.50	15.71	3.35	15.71	0.14	11.27	1176.78	0.000	0.200
b - b	-447.58	0.00	1.50	15.71	3.35	15.71	2.57	209.39	-1176.78	0.000	0.200
c - c	-217.71	0.00	1.50	15.71	3.35	15.71	1.25	101.85	-1176.78	0.000	0.200
d - d	366.52	217.53	1.50	15.71	0.00	15.71	2.13	108.26	1387.25	0.000	0.200
e - e	216.39	135.28	1.00	15.71	0.00	15.71	2.48	117.46	596.82	0.000	0.200
f - f	49.38	37.88	0.50	12.70	0.00	15.71	2.08	83.73	144.84	0.000	0.200

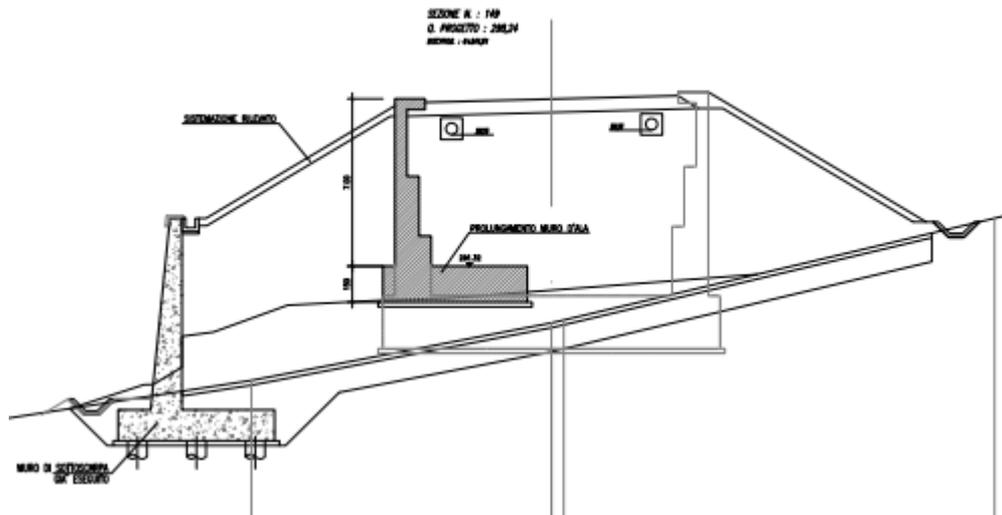
**Mcr (momento di prima fessurazione) > M la sezione non si fessura.**

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

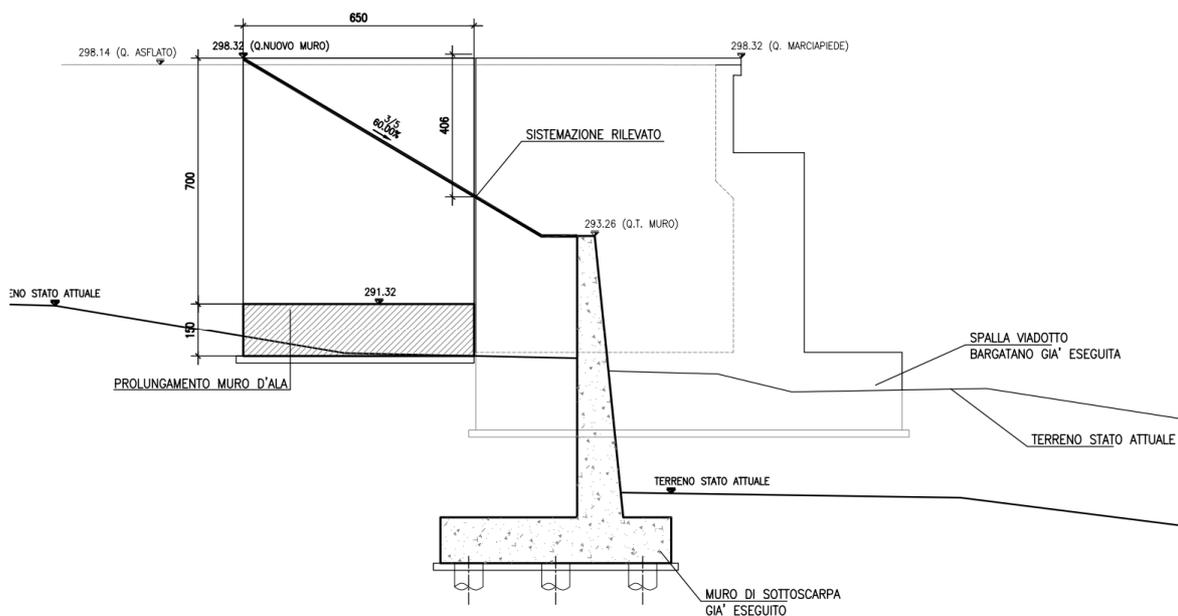
Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 17 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

## 7.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO

La verifica di stabilità globale viene omessa poiché il muro in questione è quasi completamente immerso nel rilevato:



Sezione trasversale muro



Prospetto muro

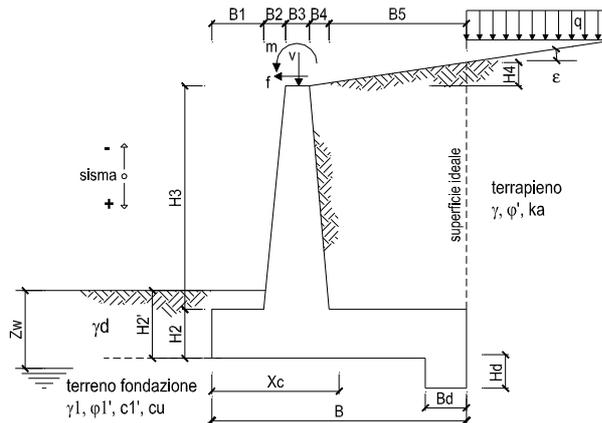
Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 18 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

# ALLEGATI

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 19 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

## 8. TABULATI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO SU FONDAZIONE DIRETTA

### 8.1 MURO H=7.00 M



OPERA Hmuro = 7.00 m

DATI DI PROGETTO:

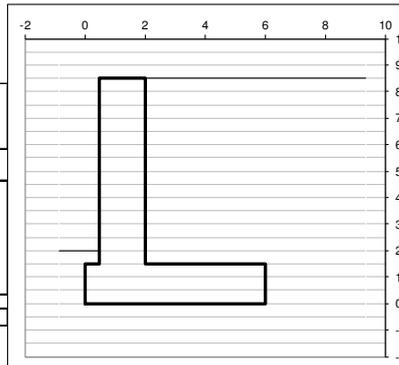
#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	1.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	6.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzera Sezione	Xc =	3.00	(m)

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



#### Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno Peso Unità di Volume del terrapieno Angolo di Inclinazione Piano di Campagna Angolo di attrito terreno-paramento Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\phi' = 35.00$ (°) $\gamma = 20.00$ (kN/m <sup>3</sup> ) $\epsilon = 0.00$ (°) $\delta_{muro} = 23.35$ (°) $\phi_{sup\ id} = 23.35$ (°)	mensola corta dm
Dati Terreno Fondazione	Condizioni Coesione Terreno di Fondazione Angolo di attrito del Terreno di Fondazione Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione Profondità Piano di Posa della Fondazione Profondità Falda Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2'B) Modulo di deformazione	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate $c1' = 0.00$ (kPa) $\phi_n = 30.76$ (°) $\gamma_1 = 20.00$ (kN/m <sup>3</sup> ) $\gamma_d = 20.00$ (kN/m <sup>3</sup> ) $H2' = 2.00$ (m) $Zw = 100.00$ (m) $Hs = 12.00$ (m) $E = 30000$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_p = 35$ ° angolo di attrito di picco del terreno di fondazione
Dati Sismici	Accelerazione sismica Coefficiente di riduzione dell'accelerazione il muro è libero di ruotare al piede? (si/no) il muro ammette spostamenti? (si/no)	$a_g/g = 0.29$ (-) $\beta_m = 0.31$ (-) <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no $\beta_m = \text{Var.}$	$S = 1.222$ (-) Coefficiente Categoria di Suolo
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale coefficiente sismico verticale Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma + Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma - Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione sisma + Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione sisma -	$k_h = 0.1110$ (-) $k_v = 0.0555$ (-) $ka = 0.24$ (-) $kas+ = 0.31$ (-) $kas- = 0.32$ (-) $kp = 3.09$ (-) $kps+ = 2.90$ (-) $kps- = 2.88$ (-)	stradale ferroviario 1 Valori di Normativa

#### Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche Forza Verticale in Testa in condizioni statiche Momento in Testa in condizioni statiche	$q = 20.00$ (kN/m <sup>2</sup> ) $f = 0.00$ (kN/m) $v = 0.00$ (kN/m) $m = 0.00$ (kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche Momento in Testa in condizioni sismiche	$qs = 0.00$ (kN/m <sup>2</sup> ) $fs = 0.00$ (kN/m) $vs = 0.00$ (kN/m) $ms = 0.00$ (kNm/m)

**SLU A1+M1+R1**

		coefficienti parziali								
		caso	azioni		proprietà del terreno			$\gamma_R$		
			permanenti sfavorevoli	temporane e variabili sfavorevoli	tan $\phi'$	c'	$c_u$	Cap. portante	Scorrimento	Res. Terreno Valle
								$\gamma_R$	$\gamma_R$	$\gamma_R$
SLU	●	caso A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	○	caso A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00	1.00
SLD	○	--	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00	1.00
def.	○	--	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	35.00	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	26.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	23.35	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	=	23.35	(°)	
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c_1'$	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_1'$	=	30.76	(°)	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_i$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	2.00	(m)	
	Profondità Falda	Zw	=	100.00	(m)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.24	(-)	0.244
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.31	(-)	0.310
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.32	(-)	0.318
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	3.09	(-)	3.094
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2.90	(-)	2.903
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2.88	(-)	2.879

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	30.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

**VERIFICHE GEOTECNICHE**
**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	=	0.00	(kN/m)
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	=	262.50	(kN/m)
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	=	225.00	(kN/m)
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	=	0.00	(kN/m)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	=	487.50	(kN/m)

- Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	=	560.00	(kN/m)
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	=	0.00	(kN/m)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3	=	560.00	(kN/m)

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

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$	=	328.13	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	675.00	(kNm/m)
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	=	1003.13	(kNm/m)

- Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$	=	2240.00	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3	=	2240.00	(kNm/m)

**CONDIZIONE STATICA (SLU) ( caso A1+M1+R1 )**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka = 229.56 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq = q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka = 62.32 \text{ (kN/m)}$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta = 210.77 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqh = Sq \cdot \cos \delta = 57.22 \text{ (kN/m)}$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta = 90.97 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqv = Sq \cdot \sin \delta = 24.70 \text{ (kN/m)}$$

- Spinta passiva sul dente

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

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

- Condizione statica

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd) = 597.18 \text{ (kN/m)}$$

$$MSt2 = Stv \cdot B = 545.80 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq1 = Sqh \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd) = 243.19 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq2 = Sqv \cdot B = 148.18 \text{ (kN/m)}$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = f \cdot (H3 + H2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = v \cdot (B1 + B2 + B3/2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO ( caso A1+M1+R1 )**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 1163.16 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f = 267.99 \text{ (kN/m)}$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1' = 0.60 \text{ (-)}$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T = 2.58 \text{ (-)} > 1$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO ( caso A1+M1+R1 )**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 3937.11 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSp = 840.37 \text{ (kNm/m)}$$

$$Fr = Ms / Mr = 4.68 \text{ (-)} > 1$$

Opera L0703	T tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 22 di 53
----------------	-----------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

( caso A1+M1+R1 )

Risultante forze verticali (N)			
$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv$	=	1163.16	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - Sp$	=	267.99	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = M_s - M_r$	=	3096.74	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	=	392.75	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	=	0.00	(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	=	35.00	(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	=	40.00	(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	=	0.34	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	=	5.32	(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)	=	33.30	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	=	46.12	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	=	48.03	(-)

 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)	=	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		=	0.58	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		=	0.46	(-)

 (fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	=	1954.56	(kN/m <sup>2</sup> )
$F = q_{lim} \cdot B^* / N$		=	8.95	(-) > 1

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 23 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

**Calcestruzzo**

Rck = 37 (MPa)  
 $\gamma_c = 2.1$   
 $f_{cd} = Rck / \gamma_{m,c} = 17.40$  (MPa)

**Copriferro**

c = 6.80 (cm)

**Acciaio**

tipo di acciaio B450C  
 $f_{yk} = 450$  (MPa)  
 $\gamma_E = 1.00$   
 $\gamma_S = 1.15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.30$  (MPa)  
 $E_s = 210000$  (MPa)  
 $\epsilon_{ys} = 0.19\%$   
 $\epsilon_{uk} = 7.500\%$   
 $\epsilon_{ud} = 6.750\%$

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

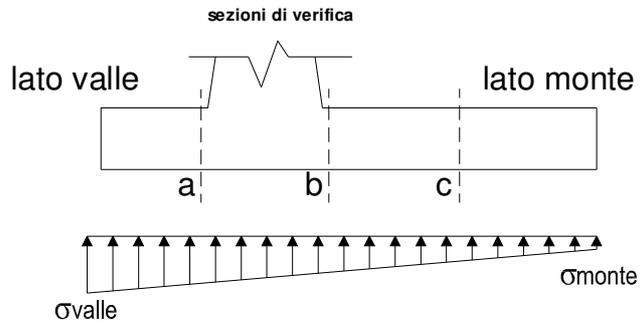
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 6.00$  (m<sup>2</sup>)

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

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1163.16	392.75	259.32	128.40

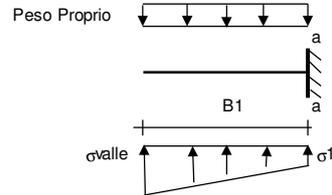


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 37.50 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_a$ [kNm]	$T_a$ [kN]
statico	259.32	248.41	27.27	108.18



**Mensola Lato Monte**

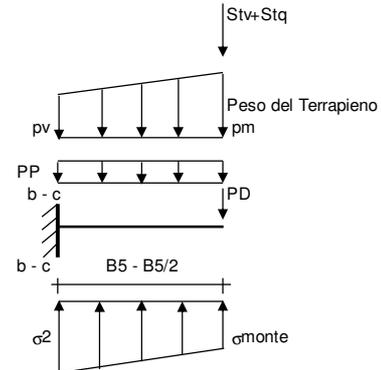
PP = 37.50 (kN/m<sup>2</sup>)  
 PD = 0.00 (kN/m)  
 peso proprio soletta fondazione  
 peso proprio dente

pm = 182.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvb = 182.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvc = 182.00 (kN/m<sup>2</sup>)

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

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

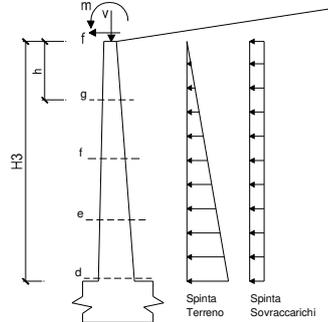
caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_b$ [kNm]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_c$ [kNm]	$T_b$ [kN]
statico	128.40	215.68	-958.70	172.04	-384.43	-305.50



Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 24 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**



Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_v/g$	=	0.29	(-)	S	1.22	(-)	
	<b>Coefficiente di riduzione dell'accelerazione</b>	<b>8 m</b>	=	<b>0.31</b>	(-)				Categoria di suolo
	Il muro ammette spostamenti? (si/no)		(S) si	(N) no	bm = var.				
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.1110	(-)				
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0555	(-)				
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.24	(-)	0.244			
	componente orizzontale	kah	=	0.224	(-)				
	componente verticale	kav	=	0.10	(-)				
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.31	(-)	0.310			
	componente orizzontale	kash+	=	0.28	(-)				
	componente verticale	kasv+	=	0.12	(-)				
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.32	(-)	0.318			
	componente orizzontale	kash-	=	0.29	(-)				
componente verticale	kasv-	=	0.13	(-)					

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a,orizz.} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) h^2 h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a,orizz.} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) h^2 h/2 \quad (\text{con sisma})$$

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a,vert.} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) h^2$$

$$N_q = K_{a,vert.} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

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

**condizione statica**

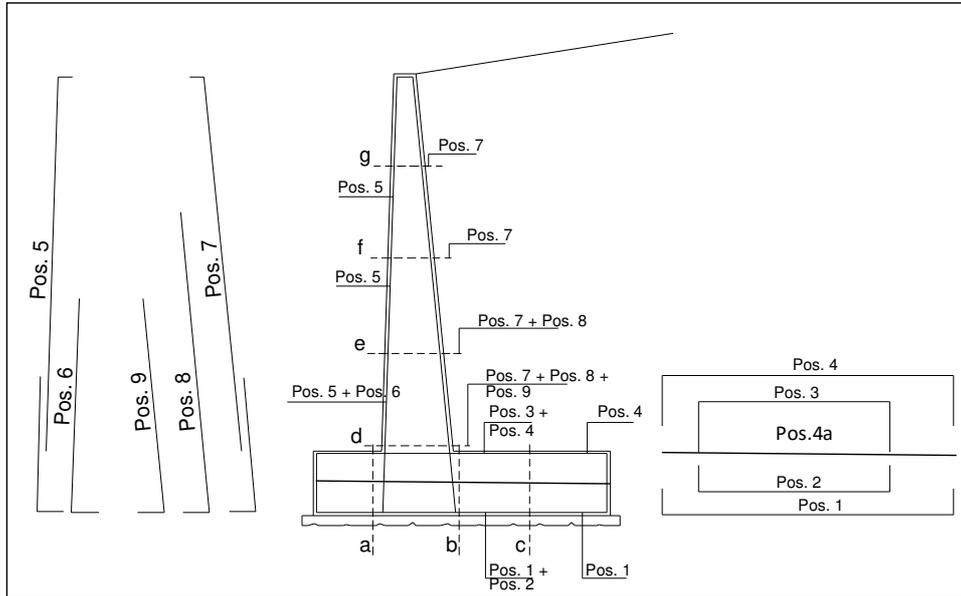
sezione	h [m]	Tt [kN/m]	Tq [kN/m]	T <sub>ext</sub> [kN/m]	T <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.00	142.94	47.12	0.00	190.07
e-e	5.75	96.45	38.71	0.00	135.16
f-f	3.25	30.81	21.88	0.00	52.69

**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	Nt [kN/m]	Nq [kN/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.00	333.53	164.93	0.00	498.47	68.77	30.00	0.00	188.02	286.79
e-e	5.75	184.86	111.29	0.00	296.15	36.27	15.00	0.00	126.59	177.86
f-f	3.25	33.38	35.55	0.00	68.93	0.00	0.00	0.00	49.24	49.24

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 25 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

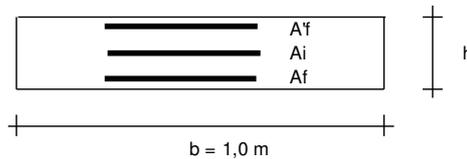


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	20
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	20
4	5.0	20	8	0.0	0
4a	4.0	12	9	0.0	0

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	Ai	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(kN)	(kN)
a - a	27.27	0.00	108.18	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
b - b	-958.70	0.00	-305.50	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
c - c	-384.43	0.00	190.07	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
d - d	498.47	286.79	135.16	1.50	15.71	0.00	15.71	1067.90	286.79	395.26
e - e	296.15	177.86	52.69	1.00	15.71	0.00	15.71	641.19	177.86	308.31
f - f	68.93	49.24	20.71	0.50	12.71	0.00	15.71	221.24	49.24	188.24

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

**SLU A2+M2+R2**

coefficienti parziali									
	caso	azioni		proprietà del terreno			$\gamma_R$		
		permanenti sfavorevoli	temporane e variabili sfavorevoli	tan $\phi'$	c'	$c_u$	Cap.	Scorrimen	Res. Terren
							portante	to	o Valle
						$\gamma_R$	$\gamma_R$	$\gamma_R$	
SLU	caso A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	<b>caso A2+M2+R2</b>	<b>1.00</b>	<b>1.30</b>	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>1.40</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
SLD	--	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00	1.00
def.	--	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	29.26	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	19.51	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	=	19.51	(°)		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )		
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_i'$	=	25.46	(°)		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_i$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	2.00	(m)		
	Profondità Falda	Zw	=	100.00	(m)		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.31	(-)	0.306	Valori di Normativa
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.38	(-)	0.380	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.39	(-)	0.390	
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2.51	(-)	2.508	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2.33	(-)	2.334	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2.31	(-)	2.313	

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	26.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

**VERIFICHE GEOTECNICHE**
**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

$Pm1 = (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	0.00	(kN/m)
$Pm2 = (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	=	262.50	(kN/m)
$Pm3 = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	0.00	(kN/m)
$Pm4 = (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	=	225.00	(kN/m)
$Pm5 = (Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	=	0.00	(kN/m)
$Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	=	487.50	(kN/m)

- Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

$Pt1 = (B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	=	560.00	(kN/m)
$Pt2 = (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	=	0.00	(kN/m)
$Pt3 = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	=	0.00	(kN/m)
$Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3$	=	560.00	(kN/m)

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

- Muro (Mm)

$Mm1 = Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	=	0.00	(kNm/m)
$Mm2 = Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	328.13	(kNm/m)
$Mm3 = Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
$Mm4 = Pm4 \cdot (B/2)$	=	675.00	(kNm/m)
$Mm5 = Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	=	0.00	(kNm/m)
$Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	=	1003.13	(kNm/m)

- Terrapieno a tergo del muro

$Mt1 = Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	2240.00	(kNm/m)
$Mt2 = Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
$Mt3 = Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
$Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	2240.00	(kNm/m)

**CONDIZIONE STATICA (SLU) ( caso A2+M2+R2 )**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka = 221.10 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq = \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka = 67.63 \text{ (kN/m)}$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta = 208.40 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqh = Sq \cdot \cos \delta = 63.75 \text{ (kN/m)}$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta = 73.85 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqv = Sq \cdot \sin \delta = 22.59 \text{ (kN/m)}$$

- Spinta passiva sul dente

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

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

- Condizione statica

$$MSt1 = Sth \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 3 = 590.47 \text{ (kNm)}$$

$$MSt2 = Stv \cdot B = 443.13 \text{ (kNm)}$$

$$MSq1 = Sqh \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 = 270.92 \text{ (kNm)}$$

$$MSq2 = Sqv \cdot B = 135.55 \text{ (kNm)}$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 = 0.00 \text{ (kNm)}$$

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = f \cdot (H3 + H2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = v \cdot (B1 + B2 + B3) / 2 = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO ( caso A2+M2+R2 )**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 1143.95 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f = 272.15 \text{ (kN/m)}$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1' = 0.48 \text{ (-)}$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T = 2.00 \text{ (-)} > 1$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO ( caso A2+M2+R2 )**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 3821.80 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSp = 861.39 \text{ (kNm/m)}$$

$$Fr = Ms / Mr = 4.44 \text{ (-)} > 1$$

Opera L0703	Traffico 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 28 di 53
----------------	-----------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

( caso A2+M2+R2 )

Risultante forze verticali (N)		
$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v}$	=	1143.95 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		
$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f - S_p$	=	272.15 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		
$MM = M_s - M_r$	=	2960.41 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		
$M = X_c \cdot N - MM$	=	471.42 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	=	0.00 (kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	=	28.01 (°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	=	20.00 (kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovaccarico stabilizzante	=	40.00 (kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	=	0.41 (m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	=	5.18 (m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	=	14.74 (-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	=	25.83 (-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	(0 in cond. nd)	=	16.75 (-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	=	0.58 (-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		=	0.55 (-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		=	0.44 (-)

 (fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	=	726.26 (kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	---	-----------------------------

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N = 3.29 \quad (-) \quad > \quad 1$$

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 29 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Calcestruzzo

Rck = 37 (MPa)  
 $\gamma_c = 2.1$   
 $f_{cd} = Rck / \gamma_{m,c} = 17.40$  (MPa)

Copri ferro

c = 6.80 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio B450C  
 $f_{yk} = 450$  (MPa)  
 $\gamma_E = 1.00$   
 $\gamma_S = 1.15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.30$  (MPa)  
 $E_s = 210000$  (MPa)  
 $\epsilon_{ys} = 0.19\%$   
 $\epsilon_{uk} = 7.500\%$   
 $\epsilon_{ud} = 6.750\%$

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

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

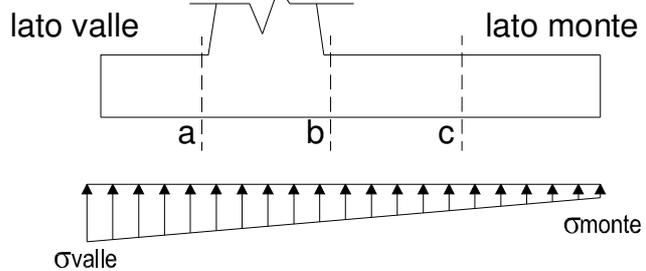
$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 6.00$  (m<sup>2</sup>)

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

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1143.95	471.42	269.23	112.09

**sezioni di verifica**

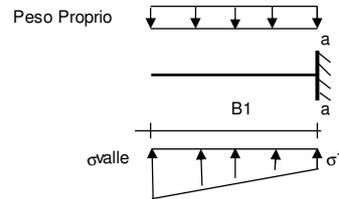


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 37.50 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$T_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	269.23	256.13	28.42	112.59



**Mensola Lato Monte**

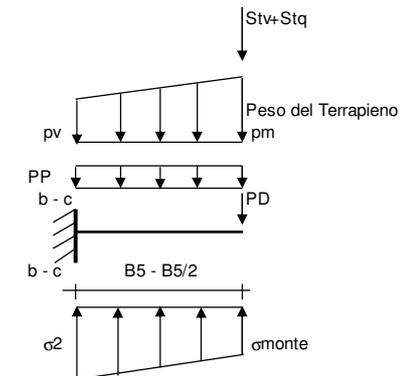
PP = 37.50 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

$p_m = 140.00$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $p_{vb} = 140.00$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $p_{vc} = 140.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

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

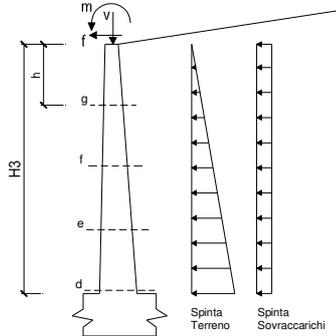
$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$T_b$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	112.09	216.85	-629.73	164.47	-288.80	-148.58



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**



Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0.29	(-)	S 1.22 (-) Categoria di suolo
	<b>Coefficiente di riduzione dell'accelerazione</b>	$R$	=	0.31	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)			<input checked="" type="radio"/> si	<input type="radio"/> no	bm = var
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.1110	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0555	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.31	(-)	0.306
	componente orizzontale	kah	=	0.288	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.10	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.38	(-)	0.380
	componente orizzontale	kash+	=	0.36	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.13	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.39	(-)	0.390	
componente orizzontale	kash-	=	0.37	(-)		
componente verticale	kasv-	=	0.13	(-)		

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$       o       $\frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2$  (con sisma)

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

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

$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$  (solo con sisma)

$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$

$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

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

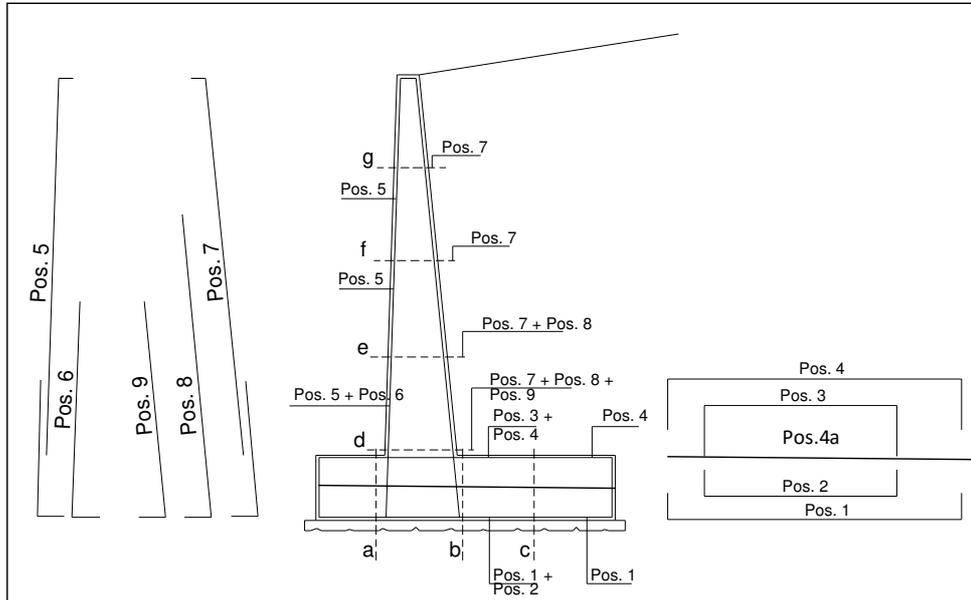
**condizione statica**

sezione	h	Tt	Tq	T <sub>ext</sub>	T <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	141.34	52.50	0.00	193.83
e-e	5.75	95.37	43.12	0.00	138.49
f-f	3.25	30.47	24.37	0.00	54.84

**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	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]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	329.79	183.74	0.00	513.52	52.90	26.00	0.00	144.63	223.53
e-e	5.75	182.79	123.98	0.00	306.76	27.90	13.00	0.00	97.38	138.28
f-f	3.25	33.01	39.61	0.00	72.61	0.00	0.00	0.00	37.88	37.88

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

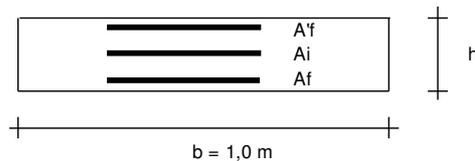


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	20
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	20
4	5.0	20	8	0.0	0
4a	4.0	12	9	0.0	0

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	Msd (kNm)	Nsd (kN)	Tsd (kN)	h (m)	Af (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	A'f (cm <sup>2</sup> )	MRd (kNm)	NRd (kN)	TRd (kN)
a - a	28.42	0.00	112.59	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
b - b	-629.73	0.00	-148.58	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
c - c	-288.80	0.00	193.83	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
d - d	513.52	223.53	138.49	1.50	15.71	0.00	15.71	1024.31	223.53	395.26
e - e	306.76	138.28	54.84	1.00	15.71	0.00	15.71	623.83	138.28	308.31
f - f	72.61	37.88	21.96	0.50	12.70	0.00	15.71	218.93	37.88	188.24

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

**SISMICA+M2+R2**

		coefficienti parziali								
		caso	azioni		proprietà del terreno			$\gamma_R$		
			permanenti sfavorevoli	temporane e variabili sfavorevoli	tan $\phi'$	c'	$c_u$	Cap.	Scorrimen	Res. Terren
								portante	to	o Valle
							$\gamma_R$	$\gamma_R$	$\gamma_R$	
SLU	○	caso A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	○	caso A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00	1.00
SLD	⊗	<b>Sismica</b>	<b>1.00</b>	<b>0.20</b>	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>1.40</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
def.	○	--	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	29.26	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\varepsilon$	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	19.51	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	=	19.51	(°)		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )		
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_1'$	=	25.46	(°)		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_1$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Profondità Piano di Posizione della Fondazione	H2'	=	2.00	(m)		
	Profondità Falda	Zw	=	100.00	(m)		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.31	(-)	0.306	Valori di Normativa
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.38	(-)	0.380	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.39	(-)	0.390	
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2.51	(-)	2.508	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2.33	(-)	2.334	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2.31	(-)	2.313	

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

**VERIFICHE GEOTECNICHE**
**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

$$Pm1 = (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm2 = (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) = 262.50 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm3 = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm4 = (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) = 225.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm5 = (Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls}) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 = 487.50 \text{ (kN/m)}$$

- Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

$$Pt1 = (B5 \cdot H3 \cdot \gamma) = 560.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pt2 = (0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pt3 = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 = 560.00 \text{ (kN/m)}$$

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

- Muro (Mm)

$$Mm1 = Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm2 = Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3) = 328.13 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm3 = Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm4 = Pm4 \cdot (B/2) = 675.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm5 = Pm5 \cdot (B - Bd/2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5 = 1003.13 \text{ (kNm/m)}$$

- Terrapieno a tergo del muro

$$Mt1 = Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5) = 2240.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mt2 = Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mt3 = Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3 = 2240.00 \text{ (kNm/m)}$$

Opera L0703	Traffo 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 33 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**CONDIZIONE SISMICA +**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione sismica +

$$Sst1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot kas^+ = 289.66 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq1 = qs \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot kas^+ = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$Sst1h = Sst1 \cdot \cos \delta = 273.02 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq1h = Ssq1 \cdot \cos \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- Componente verticale condizione sismica +

$$Sst1v = Sst1 \cdot \sin \delta = 96.76 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq1v = Ssq1 \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- Spinta passiva sul dente

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

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

- Condizione sismica +

$$MSst1 = Sst1h \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd) = 773.56 \text{ (kN/m)}$$

$$MSst2 = Sst1v \cdot B = 580.54 \text{ (kN/m)}$$

$$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$MSsq2 = Ssq1v \cdot B = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$MSP = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = Pm \cdot kh = 54.11 \text{ (kN/m)}$$

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

$$Ptsh = Pt \cdot kh = 62.16 \text{ (kN/m)}$$

$$Ptsh = Pt \cdot kv = 31.08 \text{ (kN/m)}$$

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

$$MPs1 = kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3 / 3) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs2 = kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3 / 2) = 145.68 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs3 = kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3 / 3) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs4 = kh \cdot Pm4 \cdot (H2 / 2) = 18.73 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs5 = -kh \cdot Pm5 \cdot (Hd / 2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs = MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5 = 164.41 \text{ (kNm/m)}$$

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

$$MPts1 = kh \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3 / 2) - (B - B5 / 2) \cdot 0.5) = 186.47 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts2 = kh \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4 / 3) - (B - B5 / 3) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts3 = kh \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3^2 / 3) - (B1 + B2 + B3 + 2 / 3 \cdot B4) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts = MPts1 + MPts2 + MPts3 = 186.47 \text{ (kNm/m)}$$

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = ms = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = fs \cdot (H3 + H2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = vs \cdot (B1 + B2 + B3 / 2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vs + Sst1v + Ssq1v + Ptsh = 1175.33 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fs + Ps + Ptsh = 389.29 \text{ (kN/m)}$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = tg \phi_1' = 0.48 \text{ (-)}$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T = 1.44 \text{ (-)} > 1$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSst2 + MSsq2 + Mfext3 = 3823.66 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPs + Mpts = 1124.44 \text{ (kNm/m)}$$

$$Fr = Ms / Mr = 3.40 \text{ (-)} > 1$$

Opera L0703	T tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 34 di 53
----------------	-----------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
N	= Pm+ Pt + vs + Sst1v + Ssq1v + Ptsv	=	1175.33 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	= Sst1h + Ssq1h + fs + Ps + Ptsh - Sp	=	389.29 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM	= Ms - Mr	=	2699.22 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M	= Xc*N - MM	=	826.78 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	=	0.00 (kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	=	28.01 (°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	=	20.00 (kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	=	40.00 (kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	=	0.70 (m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	=	4.59 (m)

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

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(π*tg(φ))</sup>	(1 in cond. nd)	=	14.74 (-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	=	25.83 (-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	=	16.75 (-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	=	0.45 (-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		=	0.41 (-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) <sup>m+1</sup>		=	0.30 (-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	=	493.91 (kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	---	-----------------------------

$$F = q_{lim} * B' / N = 1.93 \quad (-) \quad > \quad 1$$

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. progr.	REV.	Pag. di Pag.
L0703	211	E	12	V13700	REL.	03	A	35 di 53

**CONDIZIONE SISMICA -**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione sismica -

$$Sst2 = 0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - kv) \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot kas = 266.01 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq2 = qs \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot kas = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- Componente orizzontale condizione sismica -

$$Sst2h = Sst2 \cdot \cos \delta = 250.73 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq2h = Ssq2 \cdot \cos \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- Componente verticale condizione sismica -

$$Sst2v = Sst2 \cdot \sin \delta = 88.86 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq2v = Ssq2 \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- Spinta passiva sul dente

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

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

- Condizione sismica -

$$MSst1 = Sst2h \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd) = 710.40 \text{ (kNm)}$$

$$MSst2 = Sst2v \cdot B = 533.14 \text{ (kNm)}$$

$$MSsq1 = Ssq2h \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) = 0.00 \text{ (kNm)}$$

$$MSsq2 = Ssq2v \cdot B = 0.00 \text{ (kNm)}$$

$$MSP = \gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 = 0.00 \text{ (kNm)}$$

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = Pm \cdot kh = 54.11 \text{ (kN/m)}$$

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

$$Ptsh = Pt \cdot kh = 62.16 \text{ (kN/m)}$$

$$Ptsh = Pt \cdot kv = -31.08 \text{ (kN/m)}$$

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

$$MPs1 = kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3 / 3) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs2 = kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3 / 2) = 145.68 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs3 = kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3 / 3) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs4 = kh \cdot Pm4 \cdot (H2 / 2) = 18.73 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs5 = -kh \cdot Pm5 \cdot (Hd / 2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs = MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5 = 164.41 \text{ (kNm/m)}$$

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

$$MPts1 = kh \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3 / 2) + (B - B5 / 2) \cdot 0.5) = 435.10 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts2 = kh \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4 / 3) + (B - B5 / 3) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts3 = kh \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2 / 3) + (B1 + B2 + B3 + 2 / 3 \cdot B4) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts = MPts1 + MPts2 + MPts3 = 435.10 \text{ (kNm/m)}$$

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = ms = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = fs \cdot (H3 + H2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = vs \cdot (B1 + B2 + B3 / 2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vs + Sst1v + Ssq1v + Ptsh = 1105.28 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fs + Ps + Ptsh = 367.00 \text{ (kN/m)}$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' = 0.48 \text{ (-)}$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T = 1.43 \text{ (-)} > 1$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSst2 + MSsq2 + Mfext3 = 3776.26 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPs + Mpts = 1309.91 \text{ (kNm/m)}$$

$$Fr = Ms / Mr = 2.88 \text{ (-)} > 1$$

Opera L0703	T tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 36 di 53
----------------	-----------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
$N = P_m + P_t + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_{tsv}$	=	1105.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_s + P_s + P_{tsh} - S_p$	=	367.00	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = M_s - M_r$	=	2466.35	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	=	849.48	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	=	0.00	(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	=	28.01	(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	=	40.00	(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	=	0.77	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	=	4.46	(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)	=	14.74	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	=	25.83	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	=	16.75	(-)

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

 (fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	=	485.91	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	---	--------	----------------------

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N = 1.96 \quad (-) \quad > \quad 1$$

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 37 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Calcestruzzo

Rck = 37 (MPa)  
 $\gamma_c = 2.1$   
 $f_{cd} = Rck / \gamma_{m,c} = 17.40$  (MPa)

Copri ferro

c = 6.80 (cm)

Acciaio

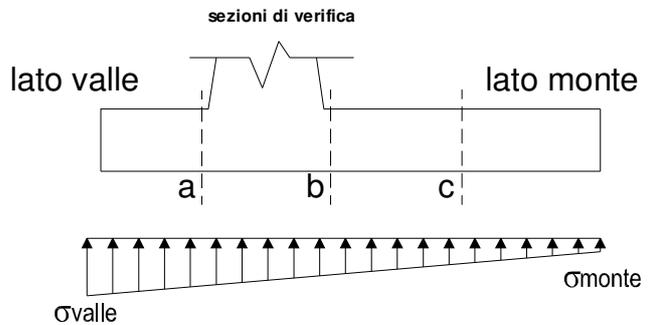
tipo di acciaio B450C  
 $f_{yk} = 450$  (MPa)  
 $\gamma_E = 1.00$   
 $\gamma_S = 1.15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.30$  (MPa)  
 $E_s = 210000$  (MPa)  
 $\epsilon_{ys} = 0.19\%$   
 $\epsilon_{uk} = 7.500\%$   
 $\epsilon_{ud} = 6.750\%$

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$   
 $\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$   
 $A = 1.0 \cdot B = 6.00$  (m<sup>2</sup>)  
 $W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00$  (m<sup>3</sup>)

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
sisma+	1175.33	826.78	333.69	58.09
sisma-	1105.28	849.48	325.79	42.63

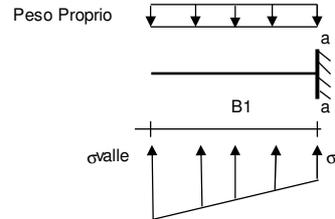


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 37.50 (kN/m)

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

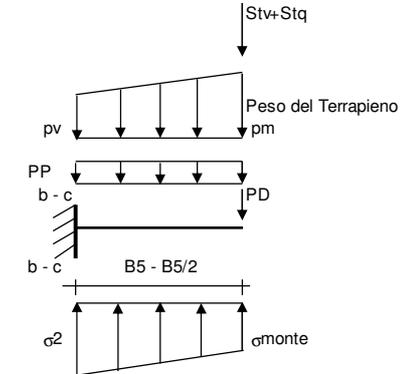
caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma	Ta
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
sisma+	333.69	310.72	35.81	141.31
sisma-	325.79	302.20	35.31	137.32



**Mensola Lato Monte**

PP = 37.50 (kN/m<sup>2</sup>)  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
 pm = 140.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvb = 140.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 pvc = 140.00 (kN/m<sup>2</sup>)

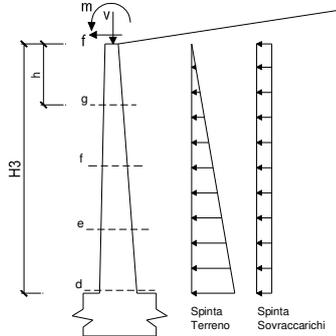
$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd^2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$   
 $Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	$\sigma_{2c}$	Mc	Tb
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
sisma+	58.09	241.82	-931.15	149.96	-390.79	-246.33
sisma-	42.63	231.41	-852.16	137.02	-364.82	-211.38

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**



Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0.29	(-)	S	1.22	(-)	
	<b>Coefficiente di riduzione dell'accelerazione</b>	$R$	=	0.31	(-)				
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	si	<input checked="" type="radio"/>	no	<input type="radio"/>	Categoria di suolo			
	coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	=	0.1110	(-)				
	coefficiente sismico verticale	$k_v$	=	0.0555	(-)				
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	$k_a$	=	0.31	(-)	0.306			
	componente orizzontale	$k_{ah}$	=	0.288	(-)				
	componente verticale	$k_{av}$	=	0.10	(-)				
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as+}$	=	0.38	(-)	0.380			
	componente orizzontale	$k_{ash+}$	=	0.36	(-)				
	componente verticale	$k_{asv+}$	=	0.13	(-)				
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as-}$	=	0.39	(-)	0.390				
componente orizzontale	$k_{ash-}$	=	0.37	(-)					
componente verticale	$k_{asv-}$	=	0.13	(-)					

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm k_v) h^2 \cdot h/3$       o     $\frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm k_v) h^2 \cdot h/2$  (con sisma)

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

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

$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k_h$  (solo con sisma)

$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm k_v) h^2$

$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

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

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	Tt	Tq	T <sub>ext</sub>	T <sub>inerzia</sub>	T <sub>tot</sub>
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	185.16	0.00	0.00	29.14	214.30
e-e	5.75	124.94	0.00	0.00	23.93	148.87
f-f	3.25	39.91	0.00	0.00	13.53	53.44

**condizione sismica +**

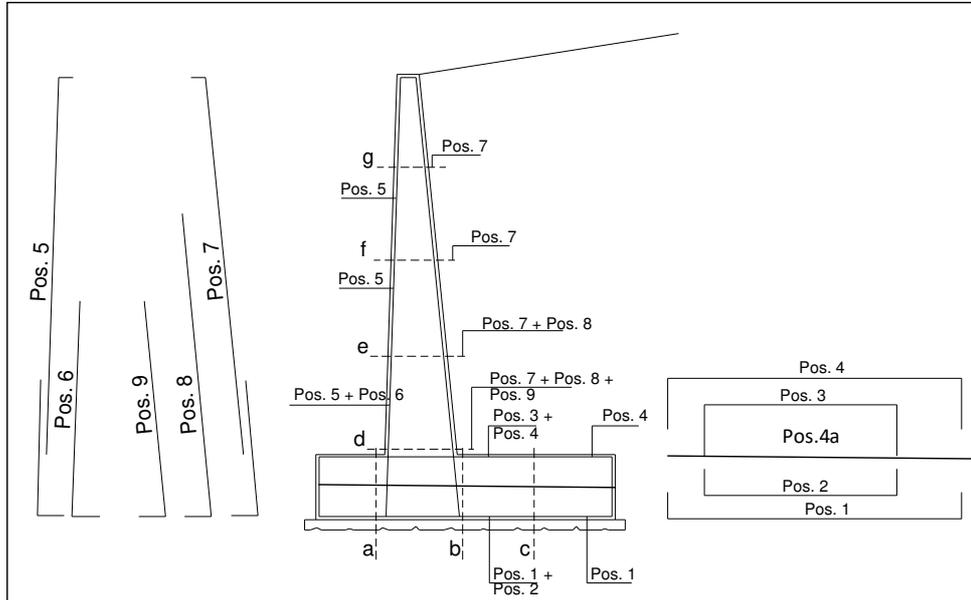
sezione	h [m]	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	648.07	0.00	0.00	101.98	750.05	55.84	0.00	0.00	152.66	208.49
e-e	5.75	359.20	0.00	0.00	68.81	428.01	29.45	0.00	0.00	102.78	132.23
f-f	3.25	64.86	0.00	0.00	21.98	86.84	0.00	0.00	0.00	39.98	39.98

**condizione sismica -**

sezione	h [m]	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	595.16	0.00	0.00	101.98	697.14	49.96	0.00	0.00	136.60	186.57
e-e	5.75	329.87	0.00	0.00	68.81	398.68	26.35	0.00	0.00	91.98	118.33
f-f	3.25	59.56	0.00	0.00	21.98	81.55	0.00	0.00	0.00	35.78	35.78

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 39 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

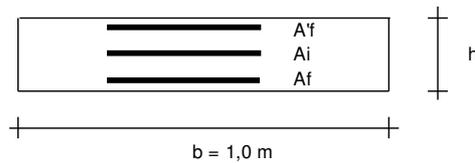
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	20
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	20
4	5.0	20	8	0.0	0
4a	4.0	12	9	0.0	0

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	Msd (kNm)	Nsd (kN)	Tsd (kN)	h (m)	Af (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	A'f (cm <sup>2</sup> )	MRd (kNm)	NRd (kN)	TRd (kN)
(-)										
a - a	35.81	0.00	97.87	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
b - b	-931.15	0.00	-104.01	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
c - c	-390.79	0.00	29.14	1.50	15.71	3.35	15.71	973.04	0.00	354.13
d - d	750.05	208.49	23.93	1.50	15.71	0.00	15.71	1013.94	208.49	395.26
e - e	428.01	132.23	13.53	1.00	15.71	0.00	15.71	621.17	132.23	308.31
f - f	86.84	39.98	7.28	0.50	12.70	0.00	15.71	219.33	39.98	188.24

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

Opera L0703	T tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 40 di 53
----------------	-----------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**EQU+M2+R2**

		coefficienti parziali								
		caso	azioni		proprietà del terreno			$\gamma_R$		
			permanenti	temporane e variabili	tan $\phi'$	c'	c <sub>u</sub>	Cap. portante	Scorrimento	Res. Terreno o Valle
			sfavorevoli	sfavorevoli				$\gamma_R$	$\gamma_R$	$\gamma_R$
SLU	○	caso A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	⊗	<b>EQU+M2+R2</b>	<b>1.10</b>	<b>1.50</b>	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>1.40</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
SLD	○	--	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00	1.00
def.	⊗	--	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	29.26	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	22.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	19.51	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup. id}$	=	19.51	(°)	
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c1'	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_1'$	=	25.46	(°)	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_1$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	2.00	(m)	
	Profondità Falda	Zw	=	100.00	(m)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.31	(-)	0.306
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.38	(-)	0.380
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.39	(-)	0.390
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2.51	(-)	2.508
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2.33	(-)	2.334
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2.31	(-)	2.313

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	30.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

**VERIFICHE GEOTECNICHE**
**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

$$Pm1 = (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm2 = (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) = 262.50 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm3 = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm4 = (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) = 225.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm5 = (Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls}) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 = 487.50 \text{ (kN/m)}$$

- Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

$$Pt1 = (B5 \cdot H3 \cdot \gamma) = 560.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pt2 = (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pt3 = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 = 560.00 \text{ (kN/m)}$$

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

- Muro (Mm)

$$Mm1 = Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm2 = Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3) = 328.13 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm3 = Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm4 = Pm4 \cdot (B/2) = 675.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm5 = Pm5 \cdot (B - Bd/2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5 = 1003.13 \text{ (kNm/m)}$$

- Terrapieno a tergo del muro

$$Mt1 = Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5) = 2240.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mt2 = Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mt3 = Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3 = 2240.00 \text{ (kNm/m)}$$

Opera L0703	Traffico 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 41 di 53
----------------	-----------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**CONDIZIONE STATICA (SLU) ( EQU+M2+R2 )**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka = 243.21 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq = q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka = 78.04 \text{ (kN/m)}$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta = 229.24 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqh = Sq \cdot \cos \delta = 73.55 \text{ (kN/m)}$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta = 81.24 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqv = Sq \cdot \sin \delta = 26.07 \text{ (kN/m)}$$

- Spinta passiva sul dente

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

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

- Condizione statica

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd) = 649.51 \text{ (kNm)}$$

$$MSt2 = Stv \cdot B = 487.44 \text{ (kNm)}$$

$$MSq1 = Sqh \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd) = 312.60 \text{ (kNm)}$$

$$MSq2 = Sqv \cdot B = 156.40 \text{ (kNm)}$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2 = 0.00 \text{ (kNm)}$$

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = f \cdot (H3 + H2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = v \cdot (B1 + B2 + B3/2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO ( EQU+M2+R2 )**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 3562.65 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSp = 962.11 \text{ (kNm/m)}$$

$$Fr = Ms / Mr = 3.70 \text{ (-) } > 1$$

**SLE**

		coefficienti parziali								
		caso	azioni		proprietà del terreno			$\gamma_R$		
			permanenti	temporane e variabili	tan $\phi'$	c'	c <sub>u</sub>	Cap. portante	Scorrimento	Res. Terreno o Valle
			sfavorevoli	sfavorevoli				$\gamma_R$	$\gamma_R$	$\gamma_R$
SLU		caso A1 +M1 +R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		EQU+M2	1.10	1.50	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00	1.00
SLD		--	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00	1.00
def.		<b>SLE</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	35.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	23.35	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	=	23.35	(°)		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c1'	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )		
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_i'$	=	30.76	(°)		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_1$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	2.00	(m)		
	Profondità Falda	Zw	=	100.00	(m)		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.24	(-)	0.244	Valori di Normativa
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.31	(-)	0.310	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.32	(-)	0.318	
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	3.09	(-)	3.094	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2.90	(-)	2.903	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2.88	(-)	2.879	

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	20.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

## VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO SOLLECITAZIONI

### FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

$$\begin{aligned}
 Pm1 &= (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 0.00 & \text{(kN/m)} \\
 Pm2 &= (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) &= & 262.50 & \text{(kN/m)} \\
 Pm3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 0.00 & \text{(kN/m)} \\
 Pm4 &= (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) &= & 225.00 & \text{(kN/m)} \\
 Pm5 &= (Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls}) &= & 0.00 & \text{(kN/m)} \\
 Pm &= Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 &= & 487.50 & \text{(kN/m)}
 \end{aligned}$$

- Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

$$\begin{aligned}
 Pt1 &= (B5 \cdot H3 \cdot \gamma) &= & 560.00 & \text{(kN/m)} \\
 Pt2 &= (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma) &= & 0.00 & \text{(kN/m)} \\
 Pt3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2 &= & 0.00 & \text{(kN/m)} \\
 Pt &= Pt1 + Pt2 + Pt3 &= & 560.00 & \text{(kN/m)}
 \end{aligned}$$

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

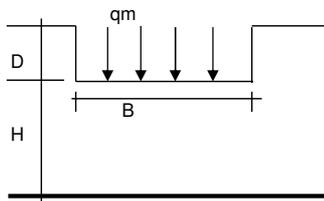
- Muro (Mm)

$$\begin{aligned}
 Mm1 &= Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2) &= & 0.00 & \text{(kNm/m)} \\
 Mm2 &= Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3) &= & 328.13 & \text{(kNm/m)} \\
 Mm3 &= Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4) &= & 0.00 & \text{(kNm/m)} \\
 Mm4 &= Pm4 \cdot (B/2) &= & 675.00 & \text{(kNm/m)} \\
 Mm5 &= Pm5 \cdot (B - Bd/2) &= & 0.00 & \text{(kNm/m)} \\
 Mm &= Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5 &= & 1003.13 & \text{(kNm/m)}
 \end{aligned}$$

- Terrapieno a tergo del muro

$$\begin{aligned}
 Mt1 &= Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5) &= & 2240.00 & \text{(kNm/m)} \\
 Mt2 &= Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) &= & 0.00 & \text{(kNm/m)} \\
 Mt3 &= Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) &= & 0.00 & \text{(kNm/m)} \\
 Mt &= Mt1 + Mt2 + Mt3 &= & 2240.00 & \text{(kNm/m)}
 \end{aligned}$$

### CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E$$

(Christian e Carrier, 1976)

Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	2.00	(m)
	D/B*	0.36	(m)
	H/B*	2.17	(m)
Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^*$	204.73	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.945	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.70	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E =$	24.90	(mm)

## CONDIZIONE STATICA (SLE e FESSURAZIONE)

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka = 176.59 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq = q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka = 41.55 \quad (\text{kN/m})$$

componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta = 162.13 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqh = Sq \cdot \cos \delta = 38.15 \quad (\text{kN/m})$$

componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta = 69.97 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqv = Sq \cdot \sin \delta = 16.46 \quad (\text{kN/m})$$

Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd) = 459.37 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSt2 = St \cdot B = 419.85 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSq1 = Sqh \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) = 162.13 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSq2 = Sq \cdot B = 98.79 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

### FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$Mfext1 = m = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext2 = f \cdot (H3 + H2) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext3 = v \cdot (B1 + B2 + B3 / 2) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

### AZIONI TOTALI SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 1133.94 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 3761.76 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSp = 621.50 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = 3140.27 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = Xc \cdot N - MM = 261.55 \quad (\text{kNm/m})$$

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS VI3700	Id. doc. REL	N. progr. 03	REV. A	Pag. di Pag. 45 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	-----------------	-----------	--------------------------

**CALCOLI STATICI**

**DATI DI PROGETTO:**

**Caratteristiche dei Materiali**

**Calcestruzzo**

Rck = 37 (MPa)

$f_{ctm} = 0.30 \cdot (0.83 \cdot Rck)^{2/3} = 2.94$  (MPa)

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

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

c = 6.80 (cm)

**Acciaio**

tipo di acciaio B450C

$f_{yk} = 450$  (MPa)

$E_s = 210000$  (MPa)

**Valore limite di apertura delle fessure**

w1 = 0.2

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

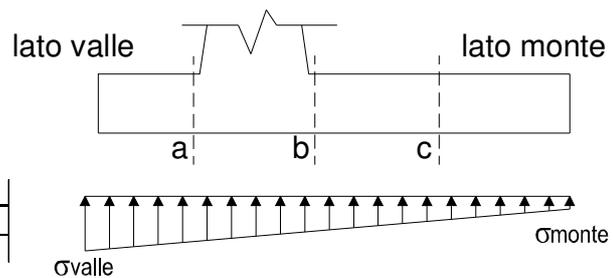
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = b \cdot h = 6.00$  (m<sup>2</sup>)

$W_{gg} = b \cdot h^2 / 6 = 6.00$  (m<sup>3</sup>)

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1133.94	261.55	232.58	145.40

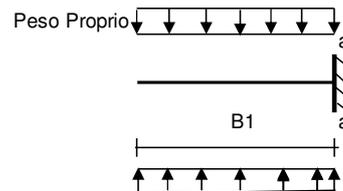


**Mensola Lato Valle - Schema Statico**

PP = 37.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione

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

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_a$ [kNm]
statico	232.58	225.32	24.08



**Mensola Lato Monte - Schema Statico**

PP = 37.50 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

pm = 140.00 (kN/m<sup>2</sup>)

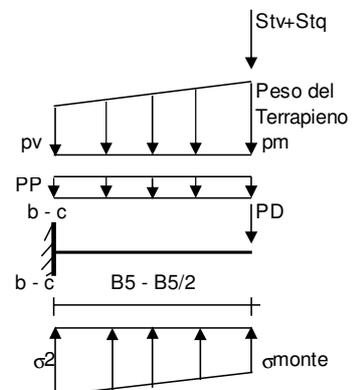
pvb = 140.00 (kN/m<sup>2</sup>)

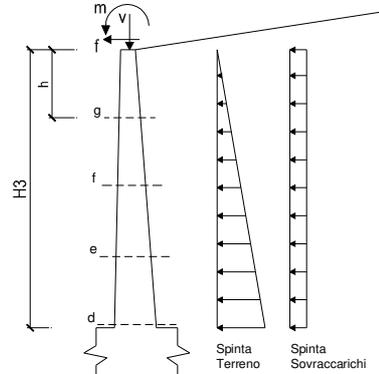
pvc = 140.00 (kN/m<sup>2</sup>)

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

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

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_b$ [kNm]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_c$ [kNm]
statico	145.40	203.52	-447.58	174.46	-217.71



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


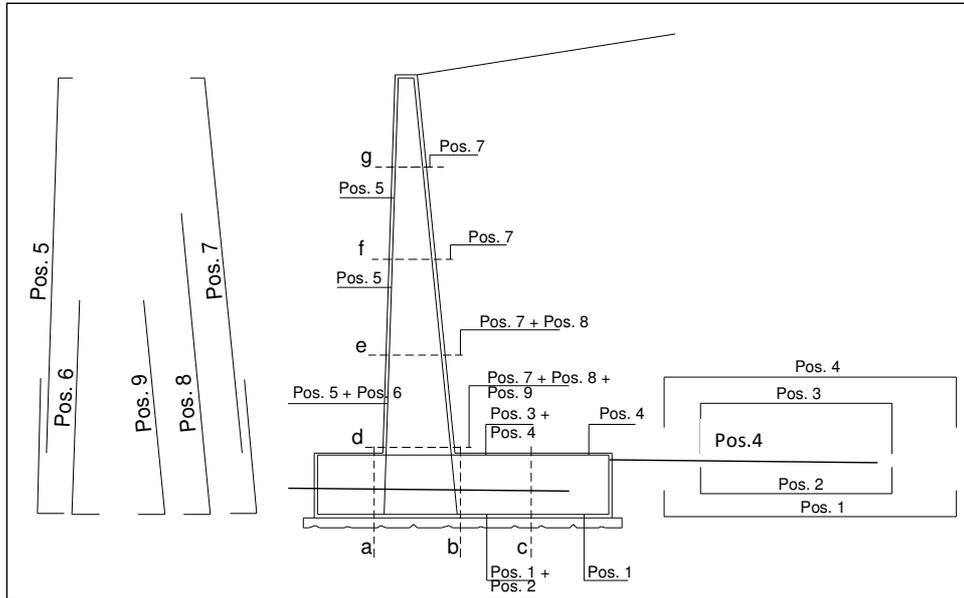
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0.29 (-)	S	=	1.22
	<b>Coefficiente di riduzione dell'accelerazione</b>	<b><math>\beta</math></b>	=	<b>0.31 (-)</b>	Categoria di suolo		
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		bm = var.			
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.1110 (-)			
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0555 (-)			
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.24 (-)	0.244		
	componente orizzontale	kah	=	0.22 (-)			
	componente verticale	kav	=	0.10 (-)			
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.31 (-)	0.310		
	componente orizzontale	kash+	=	0.28 (-)			
	componente verticale	kasv+	=	0.12 (-)			
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.32 (-)	0.318		
	componente orizzontale	kash-	=	0.29 (-)			
componente verticale	kasv-	=	0.13 (-)				

**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	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]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	256.56	109.96	0.00	366.52	52.90	20.00	0.00	144.63	217.53
e-e	5.75	142.20	74.19	0.00	216.39	27.90	10.00	0.00	97.38	135.28
f-f	3.25	25.68	23.70	0.00	49.38	0.00	0.00	0.00	37.88	37.88

Opera L0703	Tratto 211	Settore E	CEE 12	WBS V13700	Id.doc. REL	N.progr. 03	REV. A	Pag.diPag. 47 di 53
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

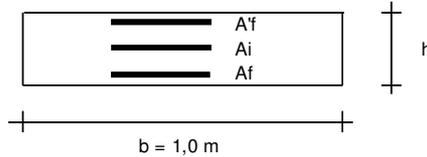


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	20
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	20
4	5.0	20	8	0.0	0
4a	4.0	12	9	0.0	0

Calcola

**VERIFICHE**



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

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	Ai	A'f	σ <sup>c</sup>	σ <sup>f</sup>	Mcr	wk	W <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kNm)	(mm)	(mm)
a - a	24.08	0.00	1.50	15.71	3.35	15.71	0.14	11.27	1176.78	0.000	0.200
b - b	-447.58	0.00	1.50	15.71	3.35	15.71	2.57	209.39	-1176.78	0.000	0.200
c - c	-217.71	0.00	1.50	15.71	3.35	15.71	1.25	101.85	-1176.78	0.000	0.200
d - d	366.52	217.53	1.50	15.71	0.00	15.71	2.13	108.26	1387.25	0.000	0.200
e - e	216.39	135.28	1.00	15.71	0.00	15.71	2.48	117.46	596.82	0.000	0.200
f - f	49.38	37.88	0.50	12.70	0.00	15.71	2.08	83.73	144.84	0.000	0.200

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

**N.B.** La condizione statica si assume come azione di lunga durata o ripetuta ( $\beta_2=0.5$ ).

**Verifica a taglio sez. a-a**

Elementi senza armatura trasversale a taglio

- Verifica del conglomerato

$$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d = \quad \mathbf{353.87} \quad \text{kN}$$

$$VEd = \quad \mathbf{108.18} \quad \text{kN} \quad \boxed{\text{ok}}$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = \quad 1.374 \quad \leq 2$$

$$R_{ck} = \quad \mathbf{37} \quad \text{N/mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \quad 0.312 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \quad 30.71 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad 17.40 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) = \quad 0.00110 \quad \leq 0,02$$

$$\text{copriferro} = \quad \mathbf{68.00} \quad \text{mm}$$

$$d = \quad 1432 \quad \text{mm}$$

$$H = \quad \mathbf{1500.00} \quad \text{mm}$$

$$bw = \quad 1000 \quad \text{mm}$$

$$A_{sl} = \quad \mathbf{1571} \quad \text{mm}^2 \quad \quad \quad 5 \quad \phi \quad 20$$

$$N_{Ed} = \quad \mathbf{0.00} \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \quad 0.000 \quad \text{N/mm}^2 \quad \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

**Verifica a taglio sez. b-b**

Elementi senza armatura trasversale a taglio

- Verifica del conglomerato

$$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \quad \mathbf{399.60} \quad \text{kN}$$

$$VEd = \quad \mathbf{305.50} \quad \text{kN} \quad \boxed{\text{ok}}$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = \quad 1.374 \quad \leq 2$$

$$R_{ck} = \quad \mathbf{37} \quad \text{N/mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \quad 0.312 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \quad 30.71 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad 17.40 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \quad 0.00158 \quad \leq 0,02$$

$$\text{copriferro} = \quad \mathbf{68.00} \quad \text{mm}$$

$$d = \quad 1432 \quad \text{mm}$$

$$H = \quad \mathbf{1500.00} \quad \text{mm}$$

$$b_w = \quad 1000 \quad \text{mm}$$

$$A_{sl} = \quad \mathbf{2262} \quad \text{mm}^2 \quad \quad \quad 5 \quad \phi \quad 24$$

$$N_{Ed} = \quad \mathbf{0.00} \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \quad 0.000 \quad \text{N/mm}^2 \quad \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

**Verifica a taglio sez. c-c**

Elementi senza armatura trasversale a taglio

- Verifica del conglomerato

$$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \quad \mathbf{399.60} \quad \text{kN}$$

$$VEd = \quad \mathbf{190.07} \quad \text{kN} \quad \boxed{\text{ok}}$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = \quad 1.374 \quad \leq 2$$

$$R_{ck} = \quad \mathbf{37} \quad \text{N/mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \quad 0.312 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \quad 30.71 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad 17.40 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \quad 0.00158 \quad \leq 0,02$$

$$c_{opriferro} = \quad \mathbf{68.00} \quad \text{mm}$$

$$d = \quad 1432 \quad \text{mm}$$

$$H = \quad \mathbf{1500.00} \quad \text{mm}$$

$$b_w = \quad 1000 \quad \text{mm}$$

$$A_{sl} = \quad \mathbf{2262} \quad \text{mm}^2 \quad \quad \quad 5 \quad \phi \quad 24$$

$$N_{Ed} = \quad \mathbf{0.00} \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \quad 0.000 \quad \text{N/mm}^2 \quad \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

<b>Verifica a taglio sez. d-d</b>			
<i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i>			
<i>- Verifica del conglomerato</i>			
$V_{Rd} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	<b>394.94</b>	kN	
<b><math>V_{Ed} =</math></b>	<b>135.16</b>	<b>kN</b>	<b>ok</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.374		$\leq 2$
$R_{ck} =$	37	N/mm <sup>2</sup>	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.312	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	30.71	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	17.40	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) =$	0.00110		$\leq 0,02$
copriferro =	68.00	mm	
d =	1432	mm	
H =	1500.00	mm	
b <sub>w</sub> =	1000	mm	
A <sub>sl</sub> =	1571	mm <sup>2</sup>	5 $\phi$ 20
$N_{Ed} =$	<b>286.79</b>	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.191	N/mm <sup>2</sup>	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$

<b>Verifica a taglio sez. e-e</b>			
<i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i>			
<i>- Verifica del conglomerato</i>			
$V_{Rd} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	<b>307.94</b>	kN	
<b><math>V_{Ed} =</math></b>	<b>52.69</b>	<b>kN</b>	<b>ok</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.463		$\leq 2$
$R_{ck} =$	37	N/mm <sup>2</sup>	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.343	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	30.71	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	17.40	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) =$	0.00169		$\leq 0,02$
copriferro =	68.00	mm	
d =	932	mm	
H =	1000.00	mm	
b <sub>w</sub> =	1000	mm	
A <sub>sl</sub> =	1571	mm <sup>2</sup>	5 $\phi$ 20
$N_{Ed} =$	<b>177.86</b>	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.178	N/mm <sup>2</sup>	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$

<b>Verifica a taglio sez. f-f</b>			
<i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i>			
<i>- Verifica del conglomerato</i>			
$V_{Rd} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	<b>187.82</b>	kN	
<b><math>V_{Ed} =</math></b>	<b>20.71</b>	<b>kN</b>	<b>ok</b>
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.680		$\leq 2$
$R_{ck} =$	37	N/mm <sup>2</sup>	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.423	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	30.71	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	17.40	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) =$	0.00294		$\leq 0,02$
copriferro =	68.00	mm	
d =	432	mm	
H =	500.00	mm	
b <sub>w</sub> =	1000	mm	
A <sub>sl</sub> =	1271	mm <sup>2</sup>	5 $\phi$ 18
$N_{Ed} =$	<b>49.24</b>	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.098	N/mm <sup>2</sup>	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$