

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## LINEA CATANIA - SIRACUSA

### DIREZIONE TECNICA

S.O. Geologia Tecnica, dell'Ambiente e del Territorio

### PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Collegamento ferroviario con il Porto di Augusta

## RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI SOSTEGNO

SCALA:

-

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

RS62    01    R    11    RH    MU00000    002    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	PINI GROUP	Novembre 2022	L. Cosciotti	Novembre 2022	P. Carlesimo	Novembre 2022	L. Berardi Novembre 2022

File: RS6201R11RHMU0000002A

n. Elab

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>5</b>
	2.1 MURO TIPO P1 .....	6
	2.2 MURO TIPO P2 .....	7
<b>3</b>	<b>NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COPRIFERRO</b> .....	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI</b> .....	<b>12</b>
<b>6</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</b> .....	<b>15</b>
	6.1 SPETTRI DI RISPOSTA .....	15
	6.1.1 Spettri di risposta SLV .....	17
	6.1.2 Spettri di risposta SLD .....	18
<b>7</b>	<b>APPROCCI NORMATIVI</b> .....	<b>19</b>
	7.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
	7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	21
	7.2.1 Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno .....	21
	7.2.2 Scorrimento sul piano di posa .....	21
	7.2.3 Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali .....	21
	7.2.4 Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali .....	24
	7.2.5 Verifica a ribaltamento .....	25
	7.3 VERIFICHE STRUTTURALI .....	26
	7.3.1 Verifica di resistenza a pressoflessione (SLU) .....	26
	7.3.2 Verifica di resistenza a taglio (SLU) .....	26
	7.3.3 Verifica delle tensioni di esercizio (SLE) .....	26
	7.3.4 Verifica allo stato limite di fessurazione (SLE) .....	27
<b>8</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	<b>28</b>
	8.1 GEOMETRIA DI CALCOLO .....	28
	8.2 DATI GEOTECNICI DI INPUT .....	30
	8.2.1 Coefficienti di spinta in condizioni statiche .....	30
	8.2.2 Coefficienti di spinta in condizioni sismiche .....	30
	8.3 ANALISI ED APPLICAZIONE DEI CARICHI .....	33
	8.3.1 Carichi permanenti .....	33
	8.3.2 Carichi permanenti non strutturali .....	33
	8.3.3 Sovraccarichi accidentali .....	33

8.3.4	<i>Azione del sisma</i> .....	33
<b>9</b>	<b>RISULTATI</b> .....	<b>35</b>
<b>9.1</b>	<b>MURO TIPO P1</b> .....	<b>35</b>
9.1.1	<i>Azioni risultanti e combinazioni di carico</i> .....	35
9.1.2	<i>Verifiche strutturali (SLU) paramento muro e mensola di fondazione</i> .....	44
9.1.3	<i>Verifiche geotecniche – carico limite pali di fondazione (compressione)</i> .....	48
9.1.4	<i>Verifiche geotecniche – carico limite trasversale pali di fondazione</i> .....	52
<b>9.2</b>	<b>MURO TIPO P2</b> .....	<b>54</b>
9.2.1	<i>Azioni risultanti e combinazioni di carico</i> .....	54
9.2.2	<i>Verifiche strutturali (SLU) paramento muro e mensola di fondazione</i> .....	62
9.2.3	<i>Verifiche geotecniche – carico limite pali di fondazione (compressione)</i> .....	67
9.2.4	<i>Verifiche geotecniche – carico limite trasversale pali di fondazione</i> .....	71

## 1 PREMESSA

Il presente documento rientra nell'ambito del PFTE Porto di Augusta (SR).

Il tratto di progetto è relativo al sistema ferroviario di Augusta, che si sviluppa per una lunghezza di circa 2.8 km nella tratta Catania-Siracusa, in prossimità del porto di Augusta.

L'opera oggetto delle analisi, riportate nei paragrafi qui di seguito, appartiene alla categoria "Muri di sostegno".

Scopo del seguente studio è il dimensionamento delle strutture costituenti l'opera e la verifica del soddisfacimento dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti da quest'ultima.

L'opera si colloca nell'area del Porto, a sostegno dello scavo per la realizzazione della sede ferroviaria, in prossimità della pk 0+200.00 - pk 0+080.00.

Di seguito sono riportate le coordinate ED50: Lon: 15.211149 – Lat: 37.250212.



Figura 1.1 - Ubicazione intervento

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il muro di sostegno, oggetto di studio, presenta una fondazione su pali e verrà realizzato a mezzo di getto in opera.

Lungo lo sviluppo dell'opera, sono state individuate 2 sezioni tipologiche come sezioni di calcolo:

1) *Tipo P1*

Sezione rappresentativa alla Pk 0+200.00 - Binario Presa e Consegna (PEC)

2) *Tipo P2*

Sezione rappresentativa alla Pk 0+080.00 – Binario Porto (Fascio Binari)

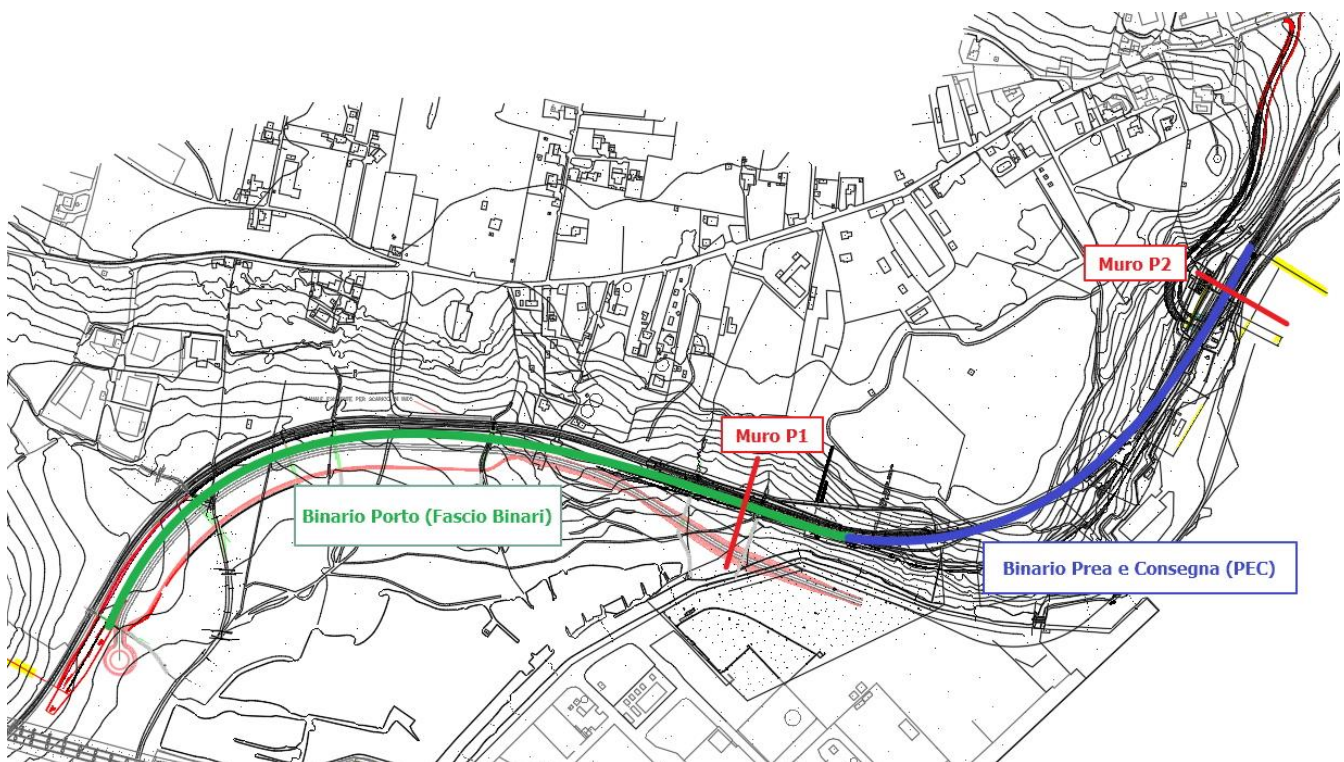


Figura 2.1 - Pianta delle sezioni tipologiche individuate

Nei paragrafi che seguono vengono riportate le sezioni tipologiche.

## 2.1 MURO TIPO P1

L'opera è caratterizzata da un'altezza totale pari a 9 metri, con paramento di spessore in sommità pari a 35 cm e inclinazione della faccia lato esterno pari a 1:10.

La fondazione del muro è costituita da una soletta di spessore 1,30 m e larghezza 5,60 m e da due file di pali Ø1200 mm, posti ad interasse trasversale 3,60 m e longitudinale pari a 3,40 m, lunghi 25,00 m.

Nella schematizzazione di calcolo, riportata al §8, è stata considerata l'effettiva altezza di terreno spingente sull'opera.

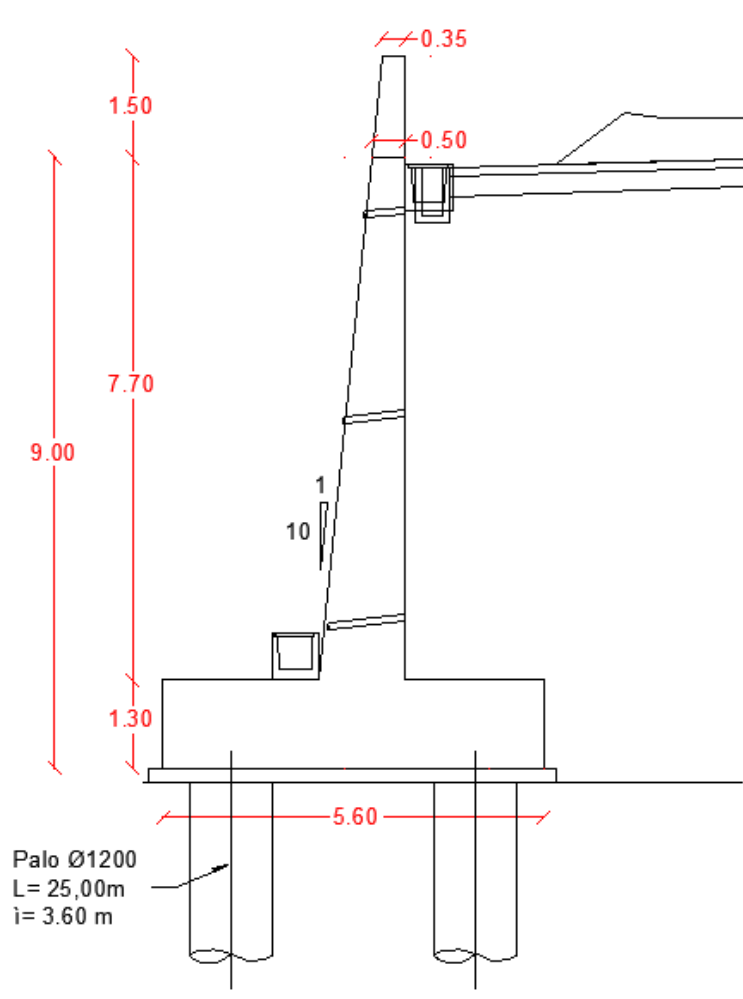


Figura 2.2 - Muro Tipo P1



## 2.2 MURO TIPO P2

L'opera è caratterizzata da un'altezza totale massima pari a 5,00 metri, con paramento di spessore in sommità pari a 25 cm e inclinazione della faccia lato esterno pari a 1:10.

La fondazione del muro è costituita da una soletta di spessore 0,90 m e larghezza 4,0 m e da due file di pali Ø800 mm, posti ad interasse trasversale e longitudinale pari a 2,40 m (3Ø) e lunghi 15,00 m.

Nella schematizzazione di calcolo, riportata al §8, è stata considerata l'effettiva altezza di terreno spingente sull'opera.

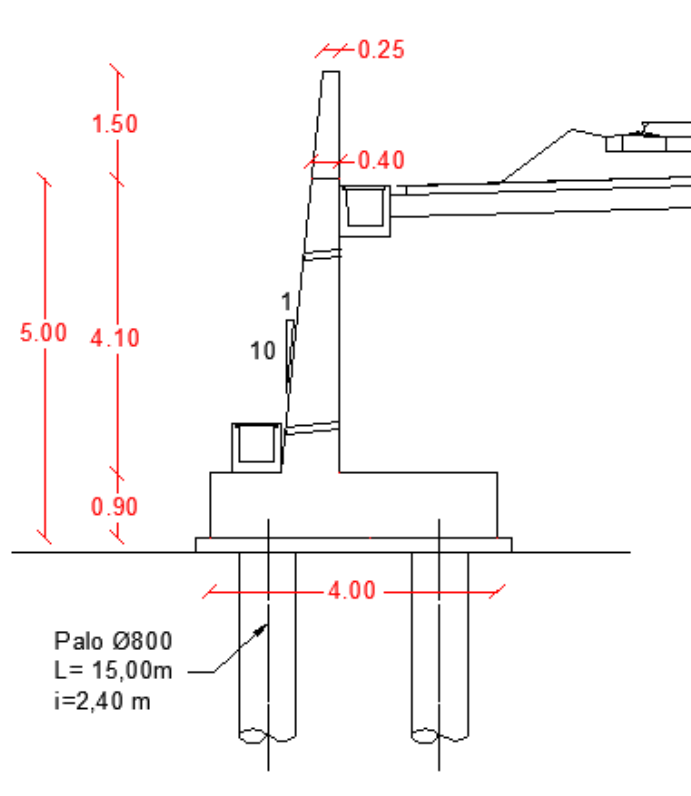


Figura 2.3 - Muro tipo P2

### **3 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Si riporta l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni “
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 617 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- UNI EN 1992-1-1:2005 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1992-2:2006 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1998-5:2005 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206:2014 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 del 18 novembre 2014 della commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N°2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- *RFI DTC SICS MA IFS 001 E – REVISIONE E del Manuale di Progettazione delle Opere Civili.*



#### 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COPRIFERRO

##### Calcestruzzo classe C12/15 (calcestruzzo magro)

	Var.	Valore	U.M.
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	15.00	MPa

##### **Pali di fondazione**

##### Calcestruzzo classe C25/30

	Var.	Valore	U.M.
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	30.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	25.00	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk}$	1.80	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	3.08	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	14.17	MPa
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm}$	31475.81	MPa

##### **Paramento muro e soletta di fondazione**

##### Calcestruzzo classe C32/40

	Var.	Valore	U.M.
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	40.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	32.00	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk}$	2.16	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	1.50	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.13	MPa
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm}$	33346	MPa

Acciaio B450C per strutture in conglomerato cementizio

	Var.	Valore	U.M.
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540.00	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_s$	1.15	-
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yk}$	391.30	MPa
Modulo elastico	$E_s$	210000.00	MPa

Copriferro

Con riferimento a quanto riportato nel Manuale di progettazione RFI §2.5.2.2.3.2:

*“Per copriferro delle armature si intende la distanza tra la superficie esterna dell’armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina”.*

Per la definizione del copriferro minimo da adottare per i diversi elementi strutturali si è, dunque, fatto riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.- 1 di seguito riportata.

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcato armatura ordinaria	40mm
Impalcato in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ( $3\phi_{TR}$ ; 50mm)
Impalcato in C.A.P. cavi post-tesi	Max ( $\phi_G$ ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max ( $\phi_{mf}$ ; 20mm)

Tabella 2.5.2.2.3.2.-1

## CLASSE DI ESPOSIZIONE

Poiché l'opera in esame è posta nelle prossimità del mare, per le parti d'opera esposte quali paramento e solette di fondazione è stata adottata la classe di esposizione XS1, mentre per quanto riguarda i pali, non essendo esposti è stata adottata la classe di esposizione XC2.

2 a	<b>XC2</b>	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	<b>XS1</b>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	

**Figura 4 - Estratti da UNI 11104:2004**

In riferimento alla tabella riportata, pertanto, sono state definite le condizioni ambientali per le diverse parti d'opera, rispettivamente aggressive per muro e ordinarie per pali.

**Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

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

In riferimento a quanto contenuto al par. 2.5.2.2.3.2 del MdP – Sez. II, il copriferro da adottare stabilito in base alla tabella riportata nella pagina precedente, viene aumentato di 10 mm per condizioni ambientali aggressive.

*Nei casi in cui le condizioni ambientali siano aggressive e molto aggressive, ai sensi della tab.4.1.III del DM 17.01.2018, il copriferro minimo indicato in tabella va aumentato rispettivamente di 10 mm e di 20 mm (ad eccezione dei pali).*

Tenuto conto di quanto sopra, sono stati fissati per le strutture in oggetto i seguenti copriferri minimi:

Muro di sostegno	C <sub>min</sub>	5.00 cm
Pali	C <sub>min</sub>	6.00 cm

## 5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle indagini svolte, sintetizzate nei profili geotecnici lungo linea e nelle relazioni geotecniche, si evince la seguente caratterizzazione geotecnica, estratta dalla relazione geotecnica generale:

Unità Geotecniche		Parametri						
Unità	Unità Geologica	z	g	c'	$\phi'$	C <sub>u</sub>	E'	k
		m	kN/m <sup>3</sup>	kPa	°	kPa	MPa	m/s
R	h - Riporti antropici	0-1,5	20	-	28	-	10	1E-5÷1E-6
	b2 - Coltri eluvio-colluviali							
	ba1 - Depositi alluvionali attuali							
	bb2 - Depositi alluvionali recenti							
	g2 - Depositi di spiaggia attuali							
UG1	LEI2 - Sintema Lentini	1,5-15	19-20	5-10	20-24	80-120	5-10	1E-9 ÷ 1E-8
	LEI2 - Sintema Lentini	15-inf.	19-20	10-15	20-24	120-170	10-15	1E-9 ÷ 1E-8
UG2	AUG - Sintema Augusta	0-5	19-20	-	30	-	10-15	1E-7 ÷ 1E-6

Per il terrapieno, allo scopo di limitare le sollecitazioni sul muro viste le scarse caratteristiche del terreno di fondazione, è stato considerato un materiale con peso per unità di volume ridotto, alleggerito:

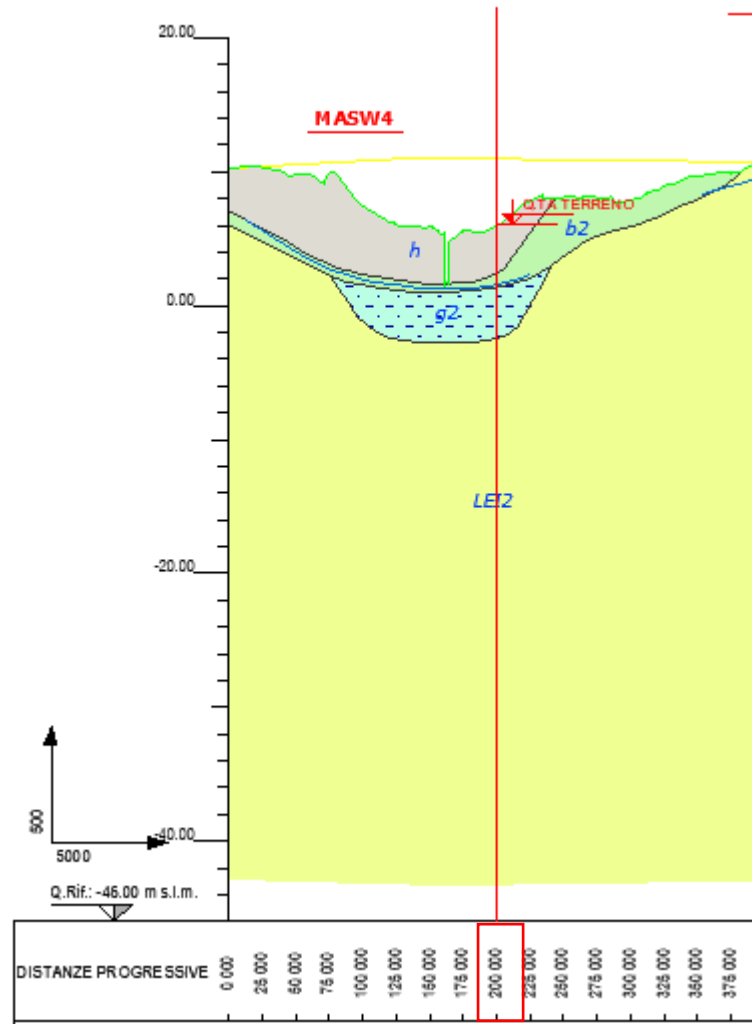
### Rilevato stradale alleggerito:

- Coesione efficace  $c' = 0$  kPa
- Angolo di resistenza al taglio  $\phi = 38^\circ$
- Peso per unità di volume  $\gamma = 13$  kN/m<sup>3</sup>

Nello specifico, in riferimento ai profili geologici in asse binario disponibili, per ciascuna sezione di calcolo è stata determinata la stratigrafia come mostrato di seguito.

Sezione tipo 1)

Per il calcolo è stata posizionata la sezione scelta all'altezza Pk 0+200.00 inserita nel profilo geologico fornito come di seguito riportato:

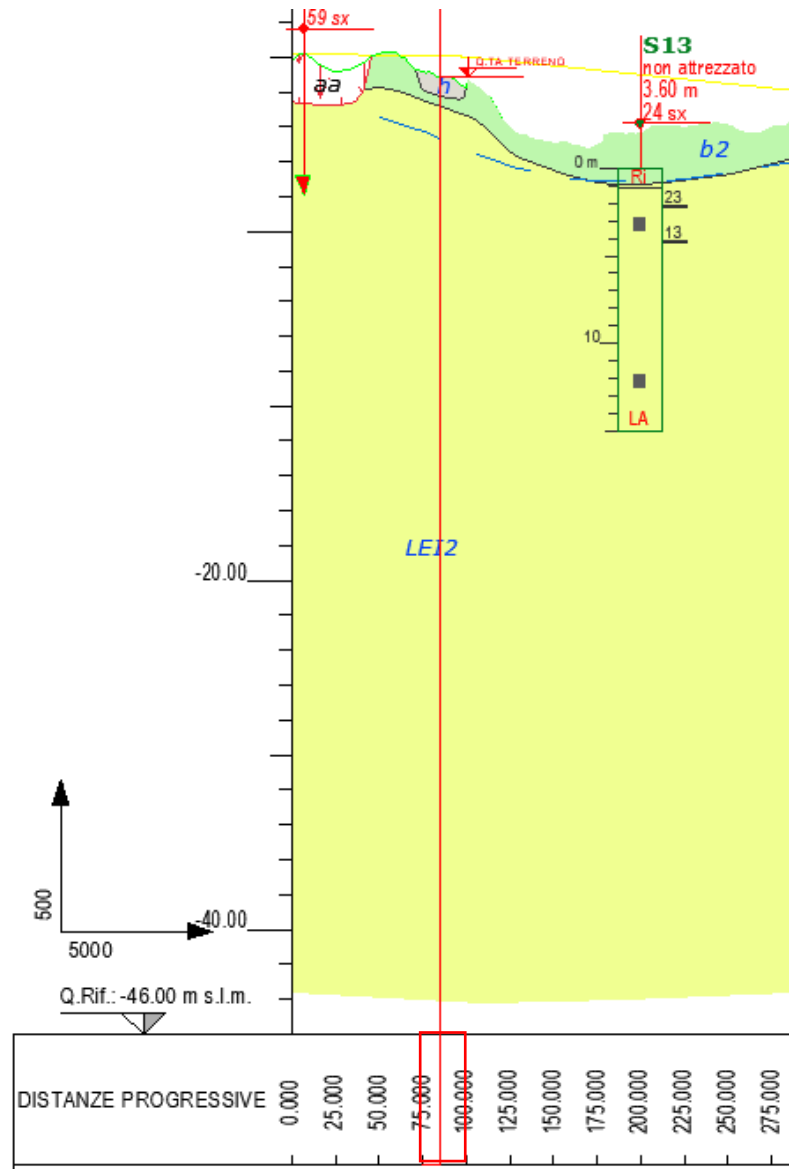


Pertanto, la stratigrafia è la seguente, in riferimento alla quota del terreno:

- h-riporto | spessore strato 5 m – fino alla quota di fondo scavo
- g2 | spessore strato 5 m
- LEI 2 | >10m spessore strato indefinito

Sezione tipo 2)

Per il calcolo è stata posizionata la sezione scelta all'altezza Pk 0+080.00 inserita nel profilo geologico fornito come di seguito riportato, dal quale si evince la posizione della falda a 1,50 m:



Pertanto, la stratigrafia è la seguente, in riferimento alla quota del terreno:

- Riporto | Spessore strato 2 m
- LEI 2 | spessore strato indefinito

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono adottati i seguenti parametri per la definizione dell'azione sismica:

- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso  $CU = 1$
- Vita nominale  $VN = 75$  anni
- Categoria di suolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura  $q = 1$

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### 6.1 SPETTRI DI RISPOSTA

#### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

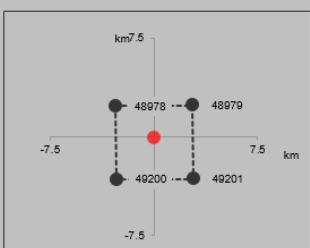
Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →


Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info       $S_S = 1.303$        $C_C = 1.370$  info

Categoria topografica  info       $h/H = 1.000$        $S_T = 1.000$  info

( $h$ =quota sito,  $H$ =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%)        $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_s$        Regol. in altezza  info

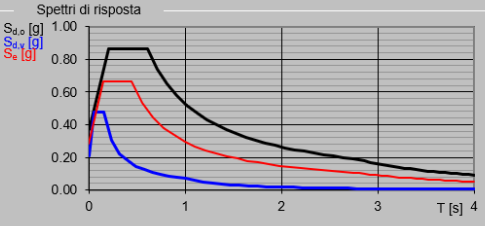
Compon. verticale

Spettro di progetto      Fattore  $q$         $\eta = 1/q = 1.000$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

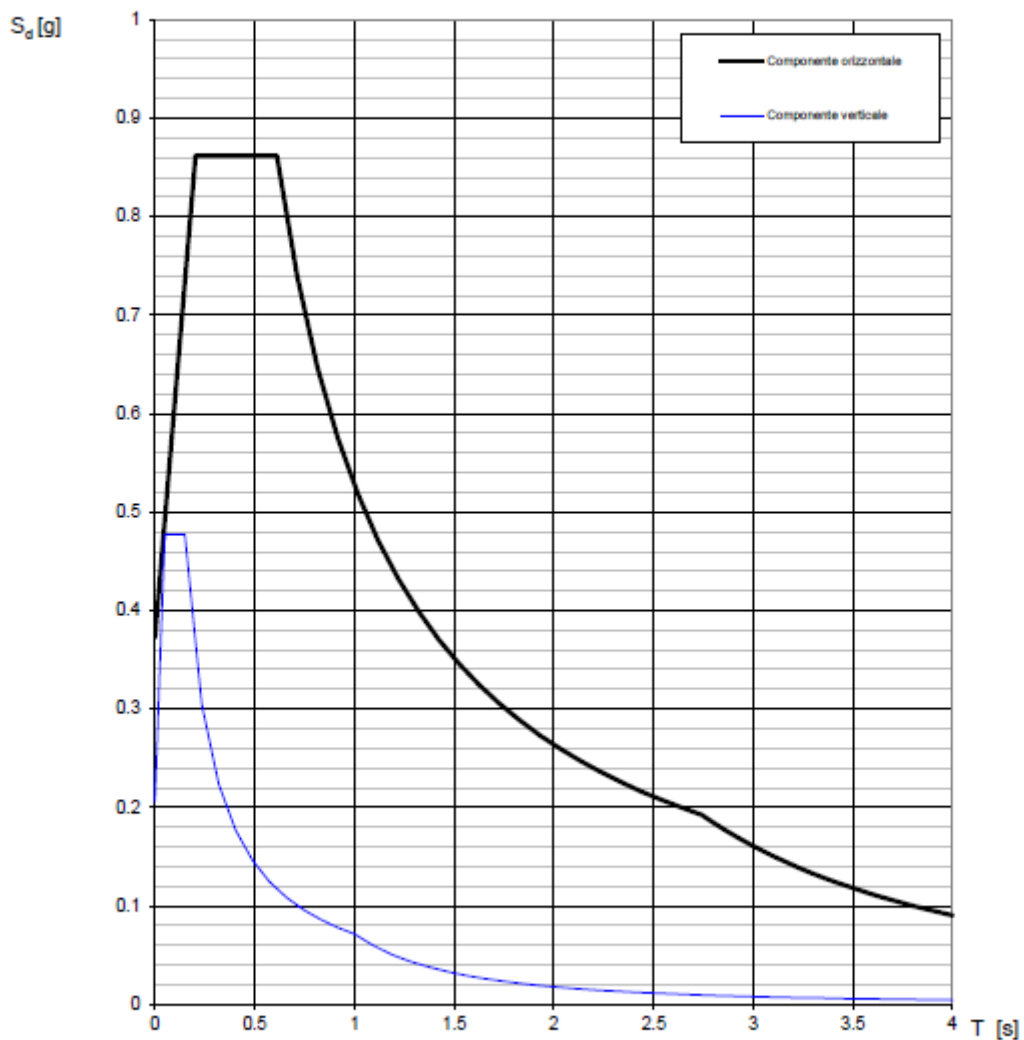
**Tabella 6.1 - Parametri sismici sito in esame**

Stato Limite	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)	$S_S$ (-)	$C_C$ (g)	$S_T$ (-)
SLD	0.076	2.494	0.288	1.500	1.583	1.00
SLV	0.286	2.315	0.447	1.303	1.370	1.00

### 6.1.1 Spettri di risposta SLV

Elaborazioni effettuate con "00\_P1\_Spettri-NTCver.1.0.3"

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

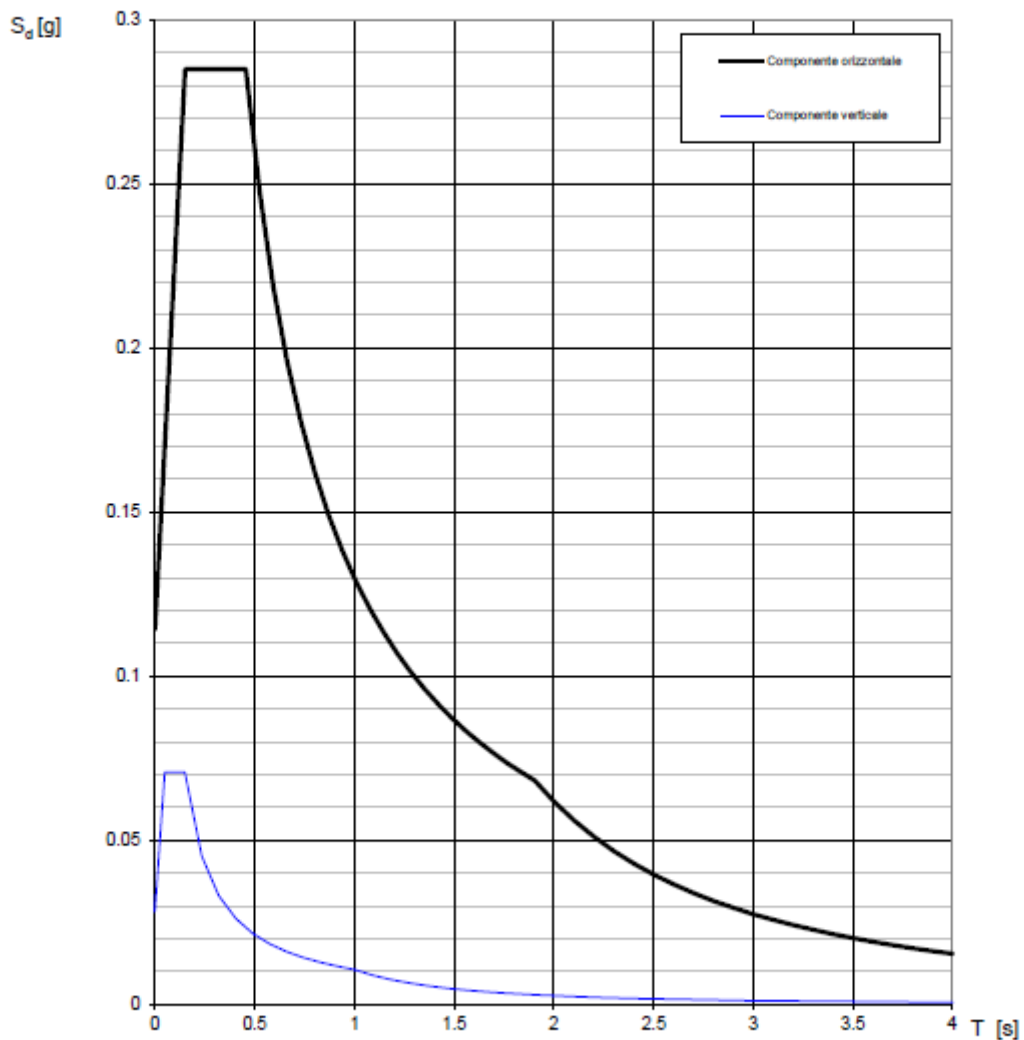


La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. L'ANIDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

### 6.1.2 Spettri di risposta SLD

Elaborazioni effettuate con "00\_P1\_Spettri-NTCver.1.0.3"

#### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. L'ANIDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## 7 APPROCCI NORMATIVI

### 7.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche dei muri di sostegno oggetto dell'elaborato sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

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.

Tale verifica si articola, nella fattispecie, in:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

- ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, ovvero:
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno, come prescritto nel MdP §3.10.3.2.1.1, dovrà essere effettuata secondo la combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2018 rispettivamente validi per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze globali dei sistemi geotecnici.

Le rimanenti verifiche dovranno essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2018, sotto riportati.

Per le verifiche svolte sull'opera in oggetto si è adottato l'**approccio 1 combinazione 2** (A2+M2+R2) per la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno, e l'**approccio 2** (A1+M1+R3) per le restanti verifiche, avendo cura di porre R3 pari ad 1 nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale dell'opera (come indicato nelle NTC 2018 §6.4.3.1).

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
 PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
 SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	20/73

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

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

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

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

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

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

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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

## 7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 7.2.1 Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

La verifica di stabilità globale terreno-opera, ovvero la verifica che non si instauri un meccanismo di collasso nel terreno che incorpori l'opera di sostegno, viene eseguita numericamente a mezzo di un'applicazione dei metodi dell'equilibrio limite e, in particolare, mediante il cosiddetto "Metodo delle Strisce". Il modello utilizzato per il calcolo è quello di Bishop.

### 7.2.2 Scorrimento sul piano di posa

Essendo i muri in oggetto fondati su pali, tale verifica si intende implicitamente soddisfatta laddove risulti soddisfatta la verifica a portanza laterale dei pali di fondazione.

### 7.2.3 Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali

La capacità portante del singolo palo si calcola come somma di due contributi: resistenza alla punta e resistenza laterale. Nello specifico si ha:

$$Q_{lim} = Q_{B,lim} + Q_{L,lim} = q_b \cdot A_b + (\alpha_c \cdot c + \sigma_v \cdot k \cdot \tan \varphi) \cdot A_l \cdot f_w$$

Con:

- $Q_{B,lim}$  portata limite di base
- $Q_{L,lim}$  portata limite laterale
- $q_b$  portata unitaria alla base
- $A_b$  area di base del palo

Per pali a sezione circolare, l'espressione della portata unitaria di base è la seguente:

$$q_b = N_c \cdot c + N_q \cdot q_l$$

Con:

- $q_l$  valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo
- $N_c$  e  $N_q$  valori adimensionali che dipendono dal rapporto D/L del palo e dall'angolo di attrito  $\varphi$ .

Tra cui intercorre la seguente relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

- $\varphi$  angolo di attrito del terreno
- $N_q$  si ricava dal seguente diagramma proposto da Berezantzev (1965)

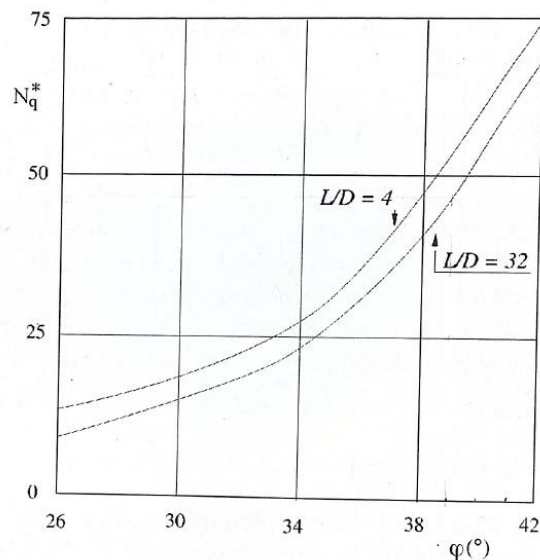


Fig. 13.10. Valori di  $N_q^*$

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale " $Q_{L,lim}$ " è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971). La resistenza laterale si ricava dalla relazione:

$$Q_{L,lim} = (\alpha_c \cdot c + \sigma_v \cdot k \cdot \tan \varphi) \cdot A_l \cdot f_w$$

dove:

$A_l$  superficie laterale del palo

$f_w$  fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo

$c$  valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate)

$\sigma_v$  pressione verticale efficace del terreno

$k$  coefficiente di spinta orizzontale

$\varphi$  attrito palo-terreno, funzione della scabrezza della superficie del palo

$\alpha_c$  coefficiente empirico d'aderenza che dipende dal tipo di terreno, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità etc. che si ricava da relazioni empiriche.

Valore di  $\alpha=0,4$  viene utilizzata la raccomandazione AGI

Il parametro  $k$ , invece si ottiene da relazioni empiriche che dipendono dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento. Quest'ultimo, per pali trivellati è pari a  $K=1-\sin\varphi$ .

Il valore di capacità alla punta  $q_b$  è stato limitato superiormente al valore di 4000 kPa (Wright & Reese 1977).



Nel calcolo delle sollecitazioni interviene anche il peso proprio del palo inteso però come carico netto, cioè come la differenza tra il peso del palo ed il peso di terreno asportato. Il carico netto si considera come carico permanente strutturale, pertanto nella combinazione fondamentale allo SLU si moltiplica il suo valore caratteristico con il rispettivo coefficiente parziale. La sollecitazione di progetto vale:

$$N_d = N_{Ed} + \gamma_{G1} \cdot \Delta P_{palo} = N_{Ed} + \gamma_{G1} \cdot (P_{palo} - \sigma_{v,Lpalo} \cdot A_b)$$

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai rispettivi valori caratteristici di resistenza alla punta e resistenza laterale. Per quanto riguarda i coefficienti associati ai parametri di resistenza si rimanda alla tabella 6.4.II delle NTC 2018.

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore caratteristico di ciascun parametro di resistenza  $R_k$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione determinati in funzione del numero di verticali di indagine. Per tener conto del numero di verticali indagate si adottano i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$  i cui valori sono riportati nella tabella 6.4.IV delle NTC 2018.

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

È stato assunto un numero di verticali indagate pari a 1.

L'efficienza dei pali si considera unitaria laddove l'interasse tra gli stessi sia maggiore o uguale di 3 diametri.

### 7.2.4 Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa generalmente riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite al variare del tipo di meccanismo considerato: pali corti, pali intermedi, pali lunghi.

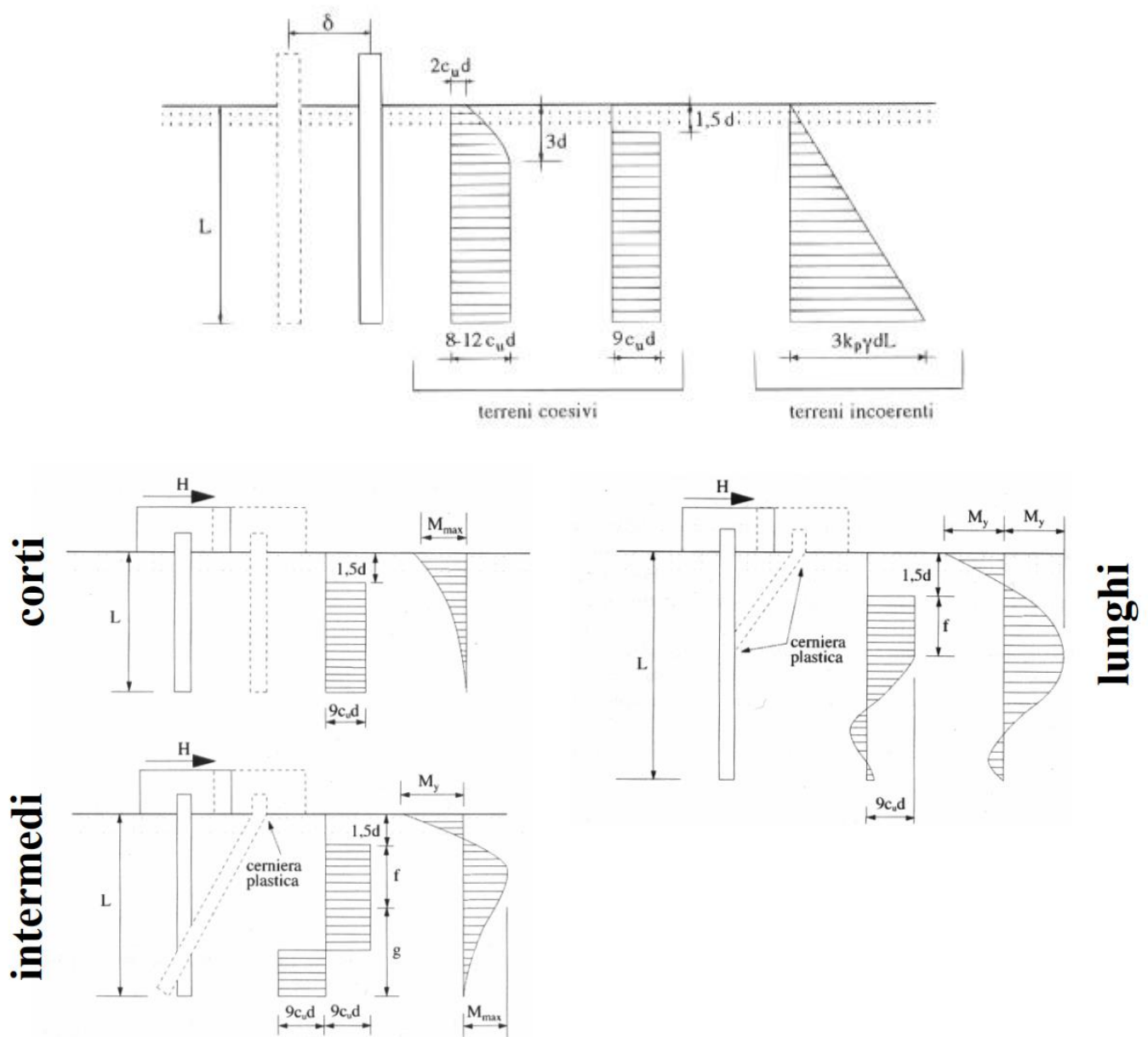


Figura 7.1 - Schema di calcolo carico limite trasversale (terreni coesivi)

In particolare, i dati di input per la determinazione del carico orizzontale limite, sono le caratteristiche geometriche del palo (diametro, lunghezza), il momento di plasticizzazione del palo ( $M_y$ ) che dipende dall'armatura del palo e le caratteristiche del terreno dati dalla resistenza non drenata per i terreni coesivi ( $c_u$ ) e coefficiente di spinta passiva ( $k_p$ ) per i terreni incoerenti.

Terreni coesivi

Palo corto 
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

Palo intermedio 
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( 2 \left( \frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4,5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo 
$$H_3 = -13,5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left( 182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

Tabella 2 Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

**7.2.5 Verifica a ribaltamento**

Essendo i muri in oggetto fondati su pali, la verifica a ribaltamento si ritiene implicitamente soddisfatta laddove risultino soddisfatte le verifiche a carico limite verticale a compressione e a sfilamento dei pali.

## 7.3 VERIFICHE STRUTTURALI

### 7.3.1 Verifica di resistenza a pressoflessione (SLU)

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

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

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

### 7.3.2 Verifica di resistenza a taglio (SLU)

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti è stata eseguita nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo §4.1.2.1.3 delle NTC 2018. Si è dapprima valutato il soddisfacimento delle verifiche considerando elementi strutturali sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio. Laddove la verifica non è risultata soddisfatta si è proceduto al calcolo del taglio resistente considerando il caso di elementi provvisti di armature trasversali resistenti al taglio.

Per le verifiche a taglio degli elementi con armatura resistente a taglio, si è adottato il criterio dell'inclinazione variabile della biella compressa.

### 7.3.3 Verifica delle tensioni di esercizio (SLE)

Le verifiche tensionali sono state eseguite in ottemperanza alle NTC 2018 e a quanto prescritto dal MdP §2.5.1.8.3.2.1 per le strutture in calcestruzzo armato ordinario.

#### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

##### Strutture in C.A.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

### 7.3.4 Verifica allo stato limite di fessurazione (SLE)

Le verifiche di fessurazione sono state eseguite in ottemperanza alle NTC 2018 e a quanto riportato nel MdP RFI §2.5.1.8.3.2.4.

#### 2.5.1.8.3.2.4 Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in C.A., C.A.P. e miste acciaio-calcestruzzo

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 17.01.2018 di seguito riportato con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.

##### “4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

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

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

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

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

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

$$w1 = 0,2 \text{ mm} \quad w2 = 0,3 \text{ mm} \quad w3 = 0,4 \text{ mm}''$$

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

##### Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata, per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

##### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in C.A.P., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0,10 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con le FERROVIE.

A ragione di ciò, le verifiche di fessurazione, saranno condotte nei soli riguardi della combinazione rara, in quanto combinazione più gravosa rispetto alle combinazioni frequente e quasi permanente, previste da NTC, con limiti di apertura maggiori.

## 8 MODELLO DI CALCOLO

Ai fini del dimensionamento e della verifica dell'opera, oggetto di studio, si è utilizzato il foglio di calcolo "Geotecnica per Excel" distribuito dalla DEI. A partire dai dati di input geometrici e meccanici, il foglio di calcolo restituisce le sollecitazioni sui muri e gli scarichi in fondazione in funzione dei quali sono state eseguite le verifiche. I calcoli riportati sono interamente ripercorribili sulla base dei dati inseriti.

### 8.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

Si riportano di seguito i dati di input inseriti nel foglio di calcolo relativamente alle due sezioni tipo indagate.

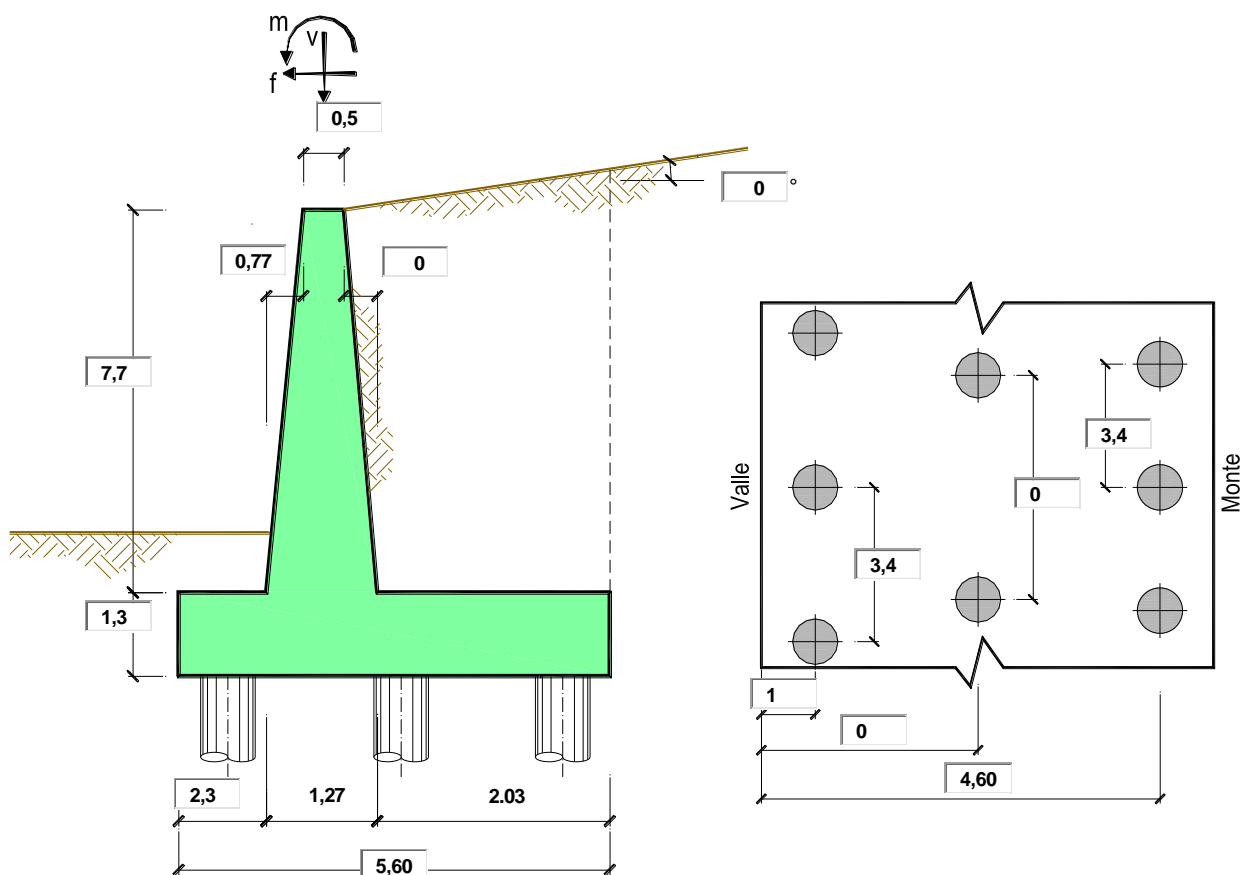


Figura 8.1 - Muro di sostegno su pali Tipo 1

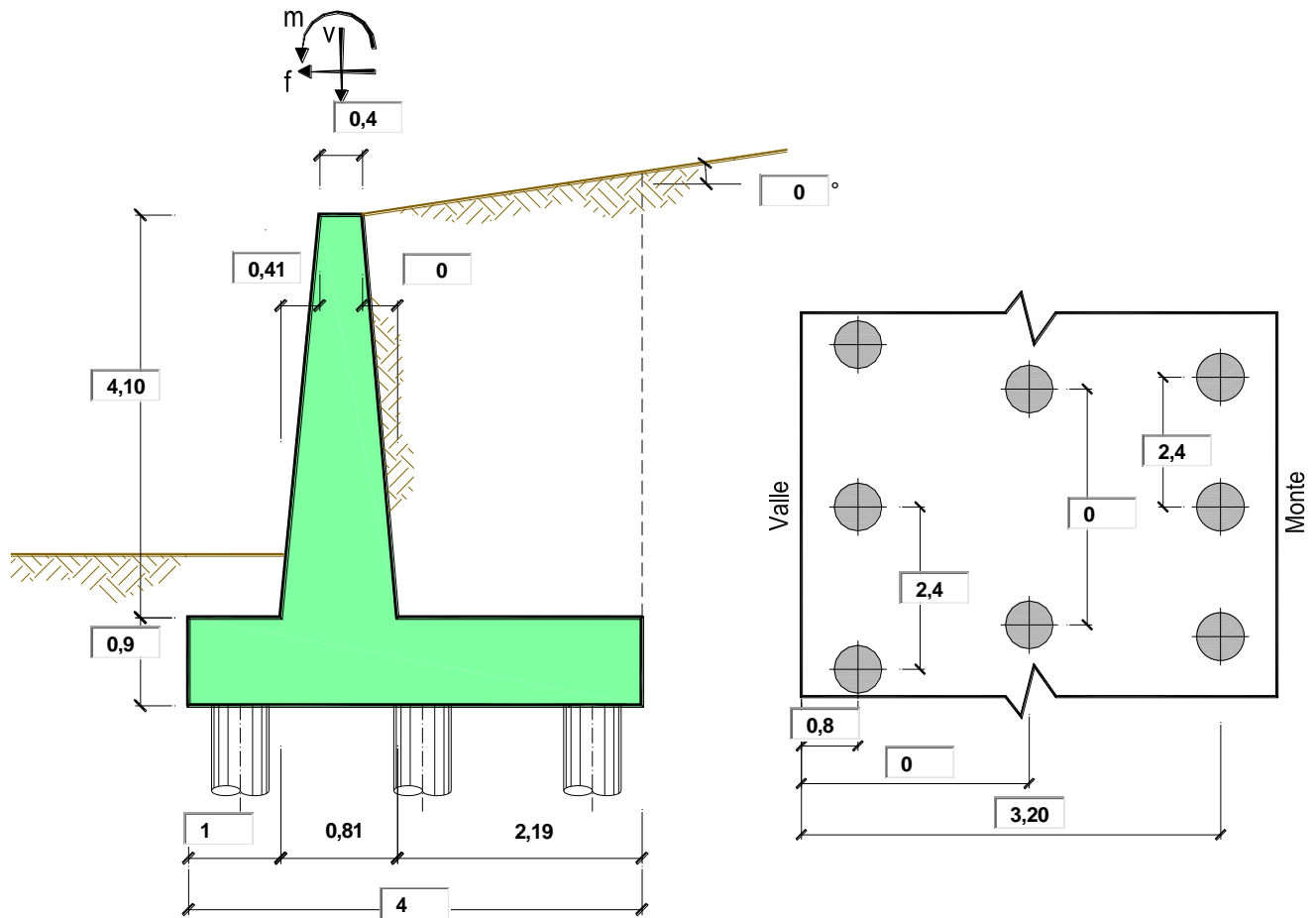


Figura 8.2 - Muro di sostegno su pali Tipo 2



## 8.2 DATI GEOTECNICI DI INPUT

In accordo con le risultanze della caratterizzazione geotecnica (si veda [Cap. 5](#)) del sito di ubicazione dell'opera, si è proceduto a valutare i coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche e sismiche.

### 8.2.1 Coefficienti di spinta in condizioni statiche

Si ipotizza che, già in fase statica, gli spostamenti del terreno a monte siano tali da far sì che venga attinta completamente la spinta attiva. A partire da questa ipotesi, le spinte del terreno in condizioni statiche si determineranno secondo la teoria di Coulomb. In particolare, i coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva sono stati definiti attraverso le seguenti espressioni (MdP §2.12.3.1.1):

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

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

Dove:

- $\psi$  inclinazione paramento interno della spalla;
- $\varphi'$  angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla;
- $\delta$  angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a 2/3 di  $\varphi'$ );
- $\varepsilon$  inclinazione del terreno a tergo della spalla.

### 8.2.2 Coefficienti di spinta in condizioni sismiche

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Le spinte del terreno in condizioni sismiche si determinano secondo la formulazione proposta da Mononobe-Okabe. In particolare, i coefficienti pseudo-statici di spinta attiva e di resistenza passiva sono stati definiti attraverso le seguenti espressioni:

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

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

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Dove:

- $\psi$  inclinazione paramento interno della spalla;
- $\varphi'$  angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla;
- $\delta$  angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a 2/3 di  $\varphi'$ );
- $\varepsilon$  inclinazione del terreno a tergo della spalla.

Laddove per "spalla" ci si riferisce, nel caso in esame, al paramento del muro di sostegno. Ai fini del calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche il parametro " $\delta$ " è stato posto pari a zero.

$k_h$  e  $k_v$  sono, invece, i coefficienti sismici pseudo-statici, orizzontale e verticale rispettivamente, funzioni dell'accelerazione sismica di riferimento e delle prestazioni attese dal muro così definiti:

$$k_h = \frac{\beta_m \cdot a_{\max}}{g}$$

$$k_v = 0,50 \cdot k_h$$

Dove:

- $\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_m$  sono stati definiti in riferimento a quanto contenuto nel MdP §2.12.3.1.1.

$\beta_m$  è un coefficiente definito pari a 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e pari a 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD) (rif. §7.11.6.2.1. del DM 17.01.2018).

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	32/73

Inoltre, poiché il MdP RFI (§3.10.3.1) prevede che le relazioni su enunciate, per il calcolo dei coefficienti di spinta nel caso di "muri su pali", vengano sostituite da quanto sotto riportato:

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

nel foglio di calcolo il valore di input di  $\beta_m$  è stato raddoppiato e posto pari a:

$$\beta_m = 0.76 \text{ (SLV)} \text{ e } \beta_m = 0.94 \text{ (SLD)}$$

Si mostrano, qui riassunti, i dati geotecnici di input per la definizione delle azioni applicate ad entrambi i modelli di calcolo.

<b>Dati Geotecnici</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	13.00	13.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	25.33	25.33	
Dati Sismici	Accelerazione sismica		$a_g/g$	0.286	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		$S_S$	1.303	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico		$S_T$	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		$\beta_s$	0.76	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.28	(-)	
	Coefficiente sismico verticale		$k_v$	0.14	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare				<input checked="" type="radio"/> si	<input type="radio"/> no	
Coefficienti di Spinta			SLE		STR/GEO	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.22		0.22	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.39		0.39	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.48		0.48		

**Figura 8.3 – Dati Geotecnici Muro Tipo P1-P2**

### 8.3 ANALISI ED APPLICAZIONE DEI CARICHI

#### 8.3.1 Carichi permanenti

Il carico permanente è legato al peso proprio della porzione di paramento che sborda dall'estradosso del cordolo della paratia, considerato nel modello come carico verticale posto in testa al paramento, ed alla spinta del terreno a monte dell'opera. Tale spinta viene valutata a partire dal coefficiente di spinta attiva e dal peso di volume del terreno. Si suppone una distribuzione triangolare con risultante applicata ad 1/3 dell'altezza del muro pari a:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

#### 8.3.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considerano i seguenti carichi distribuiti:

- Peso del marciapiede FFP+ballast (spessore pari circa a 0.8 m): carico distribuito di **16.00 kN/m<sub>2</sub>**;
- ed i seguenti carichi concentrati in testa al muro
- Peso paramento P1 superiore in cls dimensioni 0,5x1,5x25 = **18,75 kN/m**
- Peso paramento P2 superiore in cls dimensioni 0,4x1,5x25 = **15,00 kN/m**

#### 8.3.3 Sovraccarichi accidentali

Per quanto attiene il sovraccarico variabile dovuto al carico ferroviario si applica il carico verticale statico di 40 kPa che, in condizioni sismiche, è stato ridotto al 20% (8 kPa).

#### 8.3.4 Azione del sisma

La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe. Tale azione presenta un diagramma di spinta triangolare dato dalla differenza tra il diagramma associato alla spinta statica e sismica calcolata con il coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe e il diagramma associato alla spinta statica calcolata con il coefficiente di spinta attiva. L'azione di sovraspinta sismica si considera applicata ad 1/3 dell'altezza del muro.

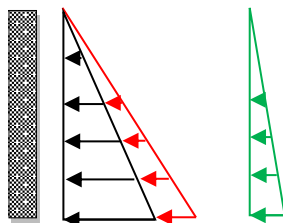


Figura 8.4 - Schema di calcolo degli effetti legati alla sovraspinta sismica del terreno

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	34/73

<b>Carichi Agenti</b>						<b>valori caratteristici</b>	<b>valori di progetto</b>	
						<b>SLE - sisma</b>	<b>STR/GEO</b>	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m <sup>2</sup> )	qp	16.00	20.80		
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	18.75	18.75		
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m <sup>2</sup> )	q	40.00	60.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00		
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.00	condizione quasi permanente Ψ2	0.20			
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m <sup>2</sup> )	qs	8.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	↖ ↗	(kN/m)	fs	0.00	↖ ↗		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00			

**Figura 8.5 - Schema riepilogativo dei carichi in input per il muro tipo P1**

<b>Carichi Agenti</b>						<b>valori caratteristici</b>	<b>valori di progetto</b>	
						<b>SLE - sisma</b>	<b>STR/GEO</b>	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m <sup>2</sup> )	qp	16.00	20.80		
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	15.00	15.00		
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m <sup>2</sup> )	q	40.00	60.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00		
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.00	condizione quasi permanente Ψ2	0.20			
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m <sup>2</sup> )	qs	8.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	↖ ↗	(kN/m)	fs	0.00	↖ ↗		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00			

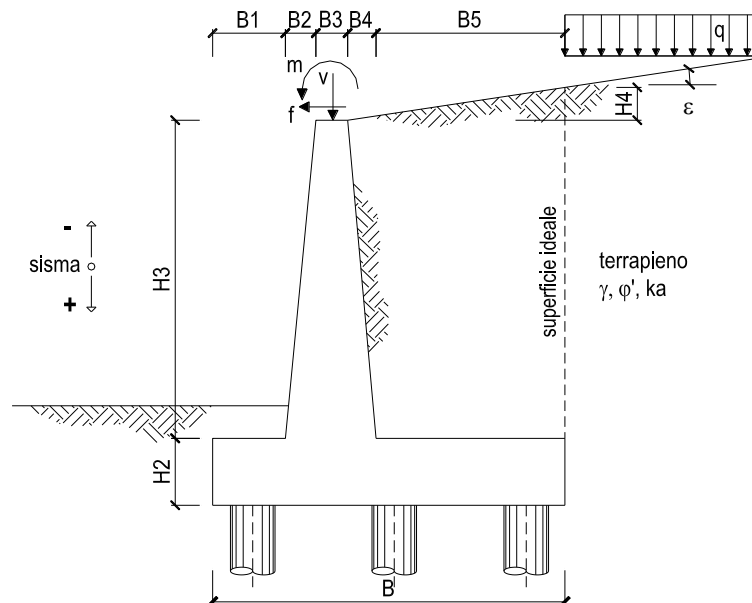
**Figura 8.6 - Schema riepilogativo dei carichi in input per il muro tipo P2**

## 9 RISULTATI

Nel presente capitolo sono riportati i risultati in termini di verifiche geotecniche e strutturali eseguite sulla base di quanto precedentemente illustrato.

### 9.1 MURO TIPO P1

#### 9.1.1 Azioni risultanti e combinazioni di carico



OPERA **MURO\_P1**

DATI DI PROGETTO:

#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.77	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.03	(m)

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

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	36/73

**FORZE VERTICALI**

			SLE	STR/GEO
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	74.11	74.11
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	96.25	96.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	182.00	182.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	352.36	352.36
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	203.20	203.20
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	203.20	203.20
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	81.2	121.8
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	16.24	

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

<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kN/m)	208.50	208.50
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	319.55	319.55
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	509.60	509.60
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	1037.65	1037.65
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	931.69	931.69
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	931.69	931.69
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	372.30	558.45
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	74.46	



**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	37/73

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	99.80
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	49.90

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	57.55
Ptsh v =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	28.78

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

MPs1 h =	$kh \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	81.16
MPs2 h =	$kh \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kN/m)	140.39
MPs3 h =	$kh \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h =	$kh \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kN/m)	33.50
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	255.06

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

MPs1 v =	$kv \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kN/m)	29.53
MPs2 v =	$kv \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kN/m)	45.25
MPs3 v =	$kv \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v =	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	72.16
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	146.94

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

MPts1 h =	$kh \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	296.39
MPts2 h =	$kh \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	296.39

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

MPts1 v =	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	131.94
MPts2 v =	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	131.94

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
 PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
 SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	38/73

**CONDIZIONE STATICA**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 114.14	148.38
Sq perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 31.22	40.58
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 78.04	117.07

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 103.16	134.11
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 28.22	36.68
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 70.54	105.81

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 48.84	63.49
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 13.36	17.36
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 33.39	50.09

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

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 309.49	402.34
MSt2 =	$St \cdot B$	(kN/m) 273.50	355.54
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 126.97	165.06
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m) 74.80	97.24
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 317.43	476.14
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m) 187.01	280.51

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 62.25	62.25
Mfext acc =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm}$	(kN/m) 636.51	655.17
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 33.39	50.09
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + \text{Sovr. Acc. Stat.}$	(kN/m) 114.59	171.89

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + f$	(kN/m) 131.38	170.79
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 70.54	105.81

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1943.43	1792.48
MM acc (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) -130.42	-195.63
MM acc (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 241.88	362.82

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	39/73

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO
--	-----	---------

Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	114.14	114.14
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	120.43	120.43
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	56.20	56.20
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	28.10	28.10

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	103.16	103.16
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	108.85	108.85
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	50.79	50.79
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	25.40	25.40

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	48.84	48.84
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	51.53	51.53
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	24.05	24.05
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.02	12.02

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

- Condizione sismica +

	SLE	STR/GEO
--	-----	---------

MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	309.49	309.49
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	326.56	326.56
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m)	273.50	273.50
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m)	288.58	288.58
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	342.86	342.86
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	201.99	201.99

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = $mp+ms$	( kNm/m )		0.00
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )		0.00
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )		62.25

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	789.43	789.43
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+Sovr. \text{ Acc. S}$	(kN/m)	805.67	805.67

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	445.55	445.55
---	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	1544.18	1544.18
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	1618.64	1618.64

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	40/73

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	114.14	114.14
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat	(kN/m)	100.84	100.84
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^-$	(kN/m)	68.50	68.50
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^-$	(kN/m)	34.25	34.25
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m)	103.16	103.16
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m)	91.14	91.14
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m)	61.91	61.91
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m)	30.96	30.96
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$	(kN/m)	48.84	48.84
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$	(kN/m)	43.15	43.15
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$	(kN/m)	29.31	29.31
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$	(kN/m)	14.65	14.65

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

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	309.49	309.49
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	273.43	273.43
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m)	273.50	273.50
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m)	241.63	241.63
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	417.90	417.90
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	246.20	246.20

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms	( kNm/m )		0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )		0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )		62.25

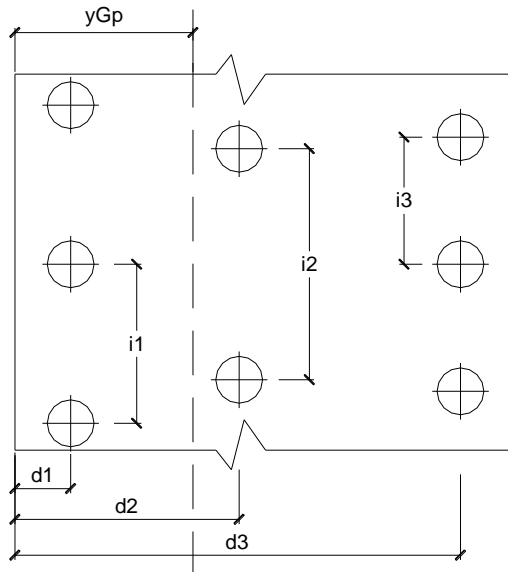
**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	631.59	631.59
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+Sovr. Acc si:	(kN/m)	647.83	647.83
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	(kN/m)	444.52	444.52
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	1519.53	1519.53
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	1593.99	1593.99

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	41/73

**Caratteristiche della Palificata**



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	1.00	(m)	interasse pali (i1) =	3.40	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	0.00	(m)	interasse pali (i2) =	0.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	4.60	(m)	interasse pali (i3) =	3.40	(m)

Asse Baricentrico della Palificata ( $y_{Gp}$ ) = 2.800 (m)

Risultante forze verticali ( $N_p = N$ )

Risultante forze orizzontali ( $T_p = T$ )

Momento rispetto al baricentro della palificata ( $M_p$ )

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
 PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
 SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	42/73

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	655.17	50.09	42.00	335.88	170.79	105.81
	Nmax	655.17	171.89	42.00	118.47		
sisma+	Nmin	789.43		666.22		445.55	
	Nmax	805.67		637.23			
sisma-	Nmin	631.59		248.94		444.52	
	Nmax	647.83		219.95			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	1555.83			842.05		470.22	
	Nmax	1557.56			1254.45			
sisma+	Nmin	1971.24			712.82		757.44	
	Nmax	1971.47			767.81			
sisma-	Nmin	1308.81			838.60		755.69	
	Nmax	1309.04			893.59			

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara		33.39	114.59		223.92	241.88	70.54
	freq.	636.51	0.00	0	-161.19	0.00	0.00	131.38
	quasi perm		6.68	22.92		44.78	48.38	14.11
sisma+	Nmin		789.43			666.22		445.55
	Nmax		805.67			637.23		
sisma-	Nmin		631.59			248.94		444.52
	Nmax		647.83			219.95		

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara		268.25			-154.71		119.92
	freq.	929.83	0.00	0	0	1234.31	0.00	223.34
	quasi perm		53.65		0		-30.94	23.98
statico	rara		423.25		0		-33.63	119.92
	freq.	929.83	0.00	0	0	1234.31	0.00	223.34
	quasi perm		84.65		0		-6.73	23.98
sisma+	Nmin	1971.24		0		712.82		757.44
	Nmax	1971.47		0		767.81		
sisma-	Nmin	1308.81		0		838.60		755.69
	Nmax	1309.04		0		893.59		

Ai fini delle verifiche, di seguito riportate, sono stati impiegati i seguenti valori delle sollecitazioni:

Statica			Sismica		
N (max)	N(min)	T(max)	N (max)	N(min)	T(max)
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1557.56	842.05	470.22	1971.47	712.82	757.44

**Tabella 9.1 - Verifiche SLU**

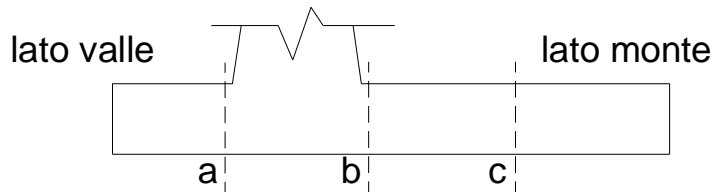
2 PALI	N (max)	N(min)	T(max)
	[kN]	[kN]	[kN]
<i>Rara</i>	1353.08	1079.60	343.26
<i>Freq.</i>	1234.31	929.83	223.34
<i>QP</i>	1227.58	983.48	247.33

**Tabella 9.2 - Verifiche SLE**

### 9.1.2 Verifiche strutturali (SLU) paramento muro e mensola di fondazione

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



##### Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

##### Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

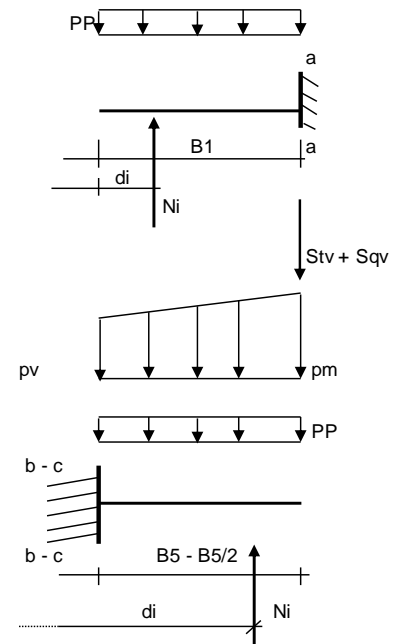
$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	32.50	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>m</sub>	=	100.10	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	100.10	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	100.10	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	509.57	382.85	-283.94	-152.46	-197.50	-17.87
sisma+	655.66	-74.75	-372.94	-234.08	-80.43	-80.43
sisma-	426.73	172.91	-256.46	-120.36	-4.83	-4.83





### CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

#### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t, stat} = \frac{1}{2} K_{a, orizz.} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

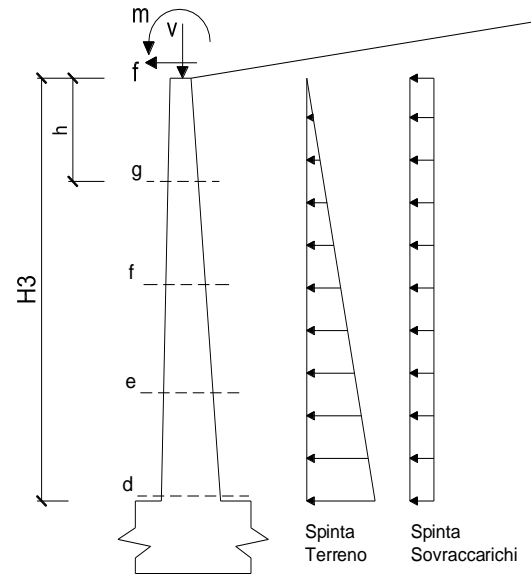
$$V_{t, stat} = \frac{1}{2} K_{a, orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



#### condizione statica

sezione	h	$M_{t, stat}^{SLU}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	251.96	469.34	0.00	721.30	18.75	170.36	189.11
e-e	5.78	106.30	264.00	0.00	370.30	18.75	113.88	132.63
f-f	3.85	31.50	117.34	0.00	148.83	18.75	66.65	85.40
g-g	1.93	3.94	29.33	0.00	33.27	18.75	28.69	47.44

sezione	h	$V_{t, stat}^{SLU}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	98.17	121.91	0.00	220.07
e-e	5.78	55.22	91.43	0.00	146.65
f-f	3.85	24.54	60.95	0.00	85.50
g-g	1.93	6.14	30.48	0.00	36.61

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	46/73

**condizione sismica +**

sezione	h	$M_{t,stat}^{CH}$	$M_{t,sism}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{inerzia}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp+inerzia}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	193.82	204.50	250.97	0.00	158.83	808.11	18.75	194.49	213.24
e-e	5.78	81.77	86.28	141.17	0.00	81.76	390.97	18.75	130.00	148.75
f-f	3.85	24.23	25.56	62.74	0.00	32.97	145.50	18.75	76.09	94.84
g-g	1.93	3.03	3.20	15.69	0.00	7.40	29.31	18.75	32.76	51.51

sezione	h	$V_{t,stat}$	$V_{t,sism}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{inerzia}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	75.51	79.68	65.19	0.00	48.25	268.63
e-e	5.78	42.48	44.82	48.89	0.00	32.25	168.44
f-f	3.85	18.88	19.92	32.59	0.00	18.88	90.27
g-g	1.93	4.72	4.98	16.30	0.00	8.13	34.12

**condizione sismica -**

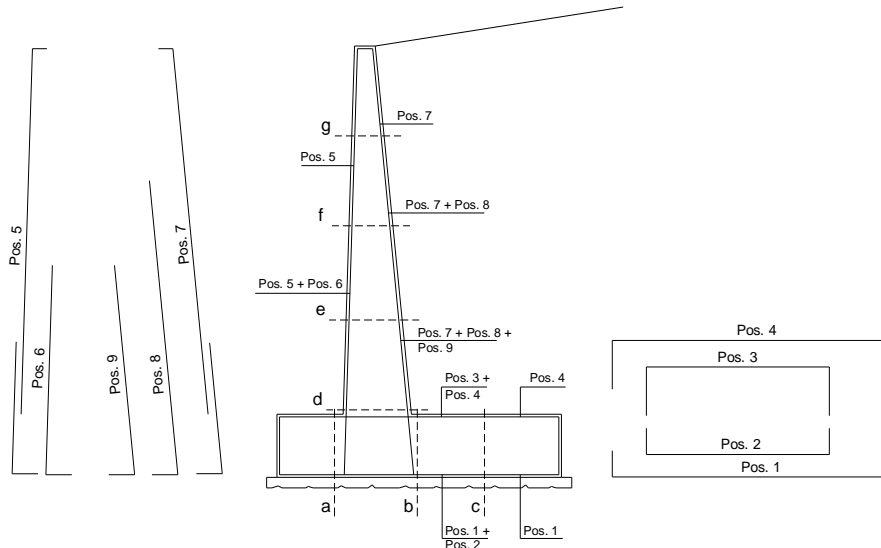
sezione	h	$M_{t,stat}$	$M_{t,sism}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{inerzia}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp+inerzia}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	193.82	171.24	305.89	0.00	158.83	829.77	18.75	146.24	164.99
e-e	5.78	81.77	72.24	172.07	0.00	81.76	407.84	18.75	97.75	116.50
f-f	3.85	24.23	21.40	76.47	0.00	32.97	155.08	18.75	57.21	75.96
g-g	1.93	3.03	2.68	19.12	0.00	7.40	32.22	18.75	24.63	43.38

sezione	h	$V_{t,stat}$	$V_{t,sism}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{inerzia}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	75.51	66.72	79.45	0.00	48.25	269.93
e-e	5.78	42.48	37.53	59.59	0.00	32.25	171.85
f-f	3.85	18.88	16.68	39.73	0.00	18.88	94.16
g-g	1.93	4.72	4.17	19.86	0.00	8.13	36.88

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	47/73

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

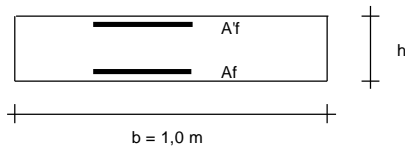


**ARMATURE**

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

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)	
a - a	655.66	0.00	1.30	36.19	36.19	1665.58	2.54	sezione verificata
b - b	-372.94	0.00	1.30	36.19	36.19	1665.58	4.47	sezione verificata
c - c	-197.50	0.00	1.30	36.19	36.19	1665.58	8.43	sezione verificata
d - d	829.77	164.99	1.27	36.19	16.08	1700.91	2.05	sezione verificata
e - e	407.84	116.50	1.08	36.19	16.08	1390.53	3.41	sezione verificata
f - f	155.08	75.96	0.89	36.19	16.08	1092.28	7.04	sezione verificata
g - g	33.27	47.44	0.69	36.19	16.08	804.92	24.19	sezione verificata

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø spille	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	382.85	1.30	435.87	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
b - b	234.08	1.30	435.87	8	25	25	21.8	865.3	Armatura a taglio non necessaria
c - c	80.43	1.30	435.87	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
d - d	269.93	1.27	451.81	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
e - e	171.85	1.08	407.28	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
f - f	94.16	0.89	361.02	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
g - g	36.88	0.69	312.47	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria

### 9.1.3 Verifiche geotecniche – carico limite pali di fondazione (compressione)

Le verifiche geotecniche a carico limite sono state eseguite mediante l'ausilio del foglio di calcolo "Geotecnica per Excel" distribuito dalla casa DEI.

Le azioni sul singolo palo di fondazione sono state ottenute in funzione dei carichi agenti come riportato al paragrafo §9.1.1 del presente elaborato.

Per la verifica a carico limite dei pali in condizioni drenate si è, dunque, considerata un'azione assiale agente sul singolo palo in condizione statica, pari a **1557.6**, al quale viene sommato il peso proprio dell'elemento.

Per la verifica a carico limite dei pali in condizioni non drenate si è, considerata un'azione assiale agente sul singolo palo in condizione sismica, pari a **1971.5**, al quale viene sommato il peso proprio dell'elemento. Poiché, tale azione risulta già amplificata per i coefficienti del gruppo A1 non è stata ulteriormente amplificata in sede di verifica.

#### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

**CANTIERE:**

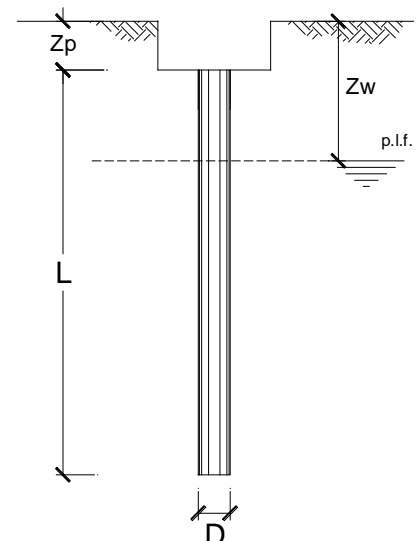
**OPERA:** MURO\_P1

**DATI DI INPUT:**

**CONDIZIONI:** Drenate

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (Ap):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	0.00	(m)
Carico Assiale Permanente	1557.6	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Carico Assiale Perm. + Peso proprio (G):	1981.7	(kN)			
Numero di strati	3		Lpalo =	25.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
		γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>			
SUD	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>t</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAG.  
RS62 01 R 11 RH MU00 00 002 A 49/73

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$c_{u med}$ (kPa)
1	5.00	riporto	20.00	0.0	28.0	
2	10.00	limi argillosi	19.00	10.0	22.0	
3	10.00	limi argillosi	19.00	15.0	22.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.53	0.53		
0.63	0.40	0.50	
0.63	0.40	0.50	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u min}$ (kPa)
1	5.00	riporto	20.00	0.0	28.0	
2	10.00	limi argillosi	19.00	10.0	22.0	
3	10.00	limi argillosi	19.00	15.0	22.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.53	0.53		
0.63	0.40	0.50	
0.63	0.40	0.50	

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	5.00	riporto	239.3					239.3				
2	10.00	limi argillosi	1283.9					1283.9				
3	10.00	limi argillosi	2235.5	9.49	21.00	2686.5	3038.3	2235.5	9.49	21.00	2686.5	3038.3

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1981.7 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

$$\text{base } R_{b,cal med} = 3038.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal med} = 3758.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal med} = 6797.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

$$\text{base } R_{b,cal min} = 3038.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal min} = 3758.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal min} = 6797.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 1787.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 2211.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3998.3 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 3246.5 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.64$$

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	50/73

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

**CANTIERE:**

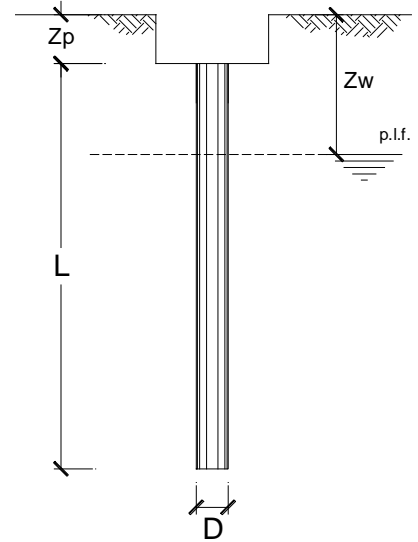
**OPERA:** MURO\_P1

**DATI DI INPUT:**

**CONDIZIONI:** Non Drenate

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 1.131 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 2.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 0.00 (m)  
 Carico Assiale Permanente 1971.5 (kN) Carico Assiale Perm. + Peso proprio (G): 2678.3 (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): (kN)  
 Numero di strati 3 Lpalo = 25.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
		γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>			
SLL	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>t</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

k=1-senφ

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' <sub>med</sub> (kPa)	φ' <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	5.00	riporto	20.00	0.0	28.0	
2	10.00	limi argillosi	19.00			100.0
3	10.00	limi argillosi	19.00			150.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.53	0.53		
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAG.  
RS62 01 R 11 RH MU00 00 002 A 51/73

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$	$C'_{min}$	$\phi'_{min}$	$C_{u\ min}$
(-)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	5.00	riporto	20.00	0.0	28.0	
2	10.00	limi argillosi	19.00			100.0
3	10.00	limi argillosi	19.00			150.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.53	0.53	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.40
0.00	0.00	0.00	0.40

**RISULTATI**

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5.00	riporto	239.3					239.3				
2	10.00	limi argillosi	1508.0					1508.0				
3	10.00	limi argillosi	2261.9	0.00	9.00	1870.0	2114.9	2261.9	0.00	9.00	5200.0	5881.1

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 2678.3 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

$$\text{base } R_{b,cal\ med} = 2114.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal\ med} = 4009.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal\ med} = 6124.1 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

$$\text{base } R_{b,cal\ min} = 5881.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal\ min} = 4009.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal\ min} = 9890.2 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 1244.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 2358.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3602.4 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 2972.3 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.11$$

### 9.1.4 Verifiche geotecniche – carico limite trasversale pali di fondazione

D=1200 mm L=25.0 m

Tmax = 757.44 kN (taglio massimo)

Nella seguente tabella si riportano i dati di input per la verifica.

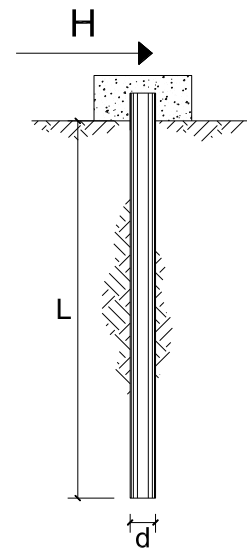
Il momento di plasticizzazione è valutato per la seguente armatura: 40Ø26

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.
$\zeta_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.40	1.00	1.00
$\zeta_t$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$



**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	53/73

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	3484.02	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u\ med}$ =	80.00	(kPa)	$c_{u\ min}$ =	80.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u\ med,d}$ =	80.00	(kPa)	$c_{u\ min,d}$ =	80.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	757.4409	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

**H1<sub>med</sub>** = 20044.80 (kN)                      **H1<sub>min</sub>** = 20044.80 (kN)

Palo intermedio:

**H2<sub>med</sub>** = 7666.84 (kN)                      **H2<sub>min</sub>** = 7666.84 (kN)

Palo lungo:

**H3<sub>med</sub>** = 2247.36 (kN)                      **H3<sub>min</sub>** = 2247.36 (kN)

**H<sub>med</sub>** = 2247.36 (kN)                      palo lungo                      **H<sub>min</sub>** = 2247.36 (kN)                      palo lungo

**H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>) =** 1321.97 (kN)

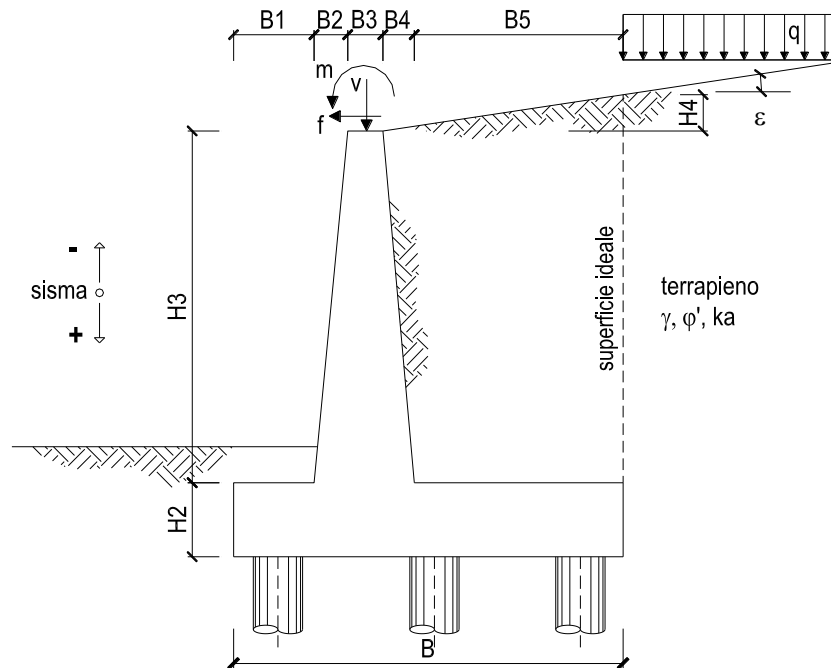
**H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub> =** 1016.90 (kN)

**F<sub>d</sub> = G · γ<sub>G</sub> + Q · γ<sub>Q</sub> =** 757.44 (kN)

**FS = H<sub>d</sub> / F<sub>d</sub> =** 1.34

## 9.2 MURO TIPO P2

### 9.2.1 Azioni risultanti e combinazioni di carico



OPERA **MURO\_P2**

DATI DI PROGETTO:

#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.41	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.90	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.19	(m)

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

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	55/73

**FORZE VERTICALI**

			SLE	STR/GEO
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	21.01	21.01
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	41.00	41.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	90.00	90.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	152.01	152.01
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	116.73	116.73
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	116.73	116.73
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	87.6	131.4
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	17.52	

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

<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm)	26.76	26.76
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm)	66.01	66.01
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm)	180.00	180.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kNm)	272.77	272.77
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm)	339.09	339.09
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm)	339.09	339.09
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	254.48	381.72
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	50.90	

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	56/73

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	43.05
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	21.53

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	33.06
Ptsh v =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	16.53

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

MPs1 h =	$kh \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	13.49
MPs2 h =	$kh \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kN/m)	34.26
MPs3 h =	$kh \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h =	$kh \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kN/m)	11.47
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	59.22

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

MPs1 v =	$kv \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kN/m)	3.79
MPs2 v =	$kv \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kN/m)	9.35
MPs3 v =	$kv \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v =	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	25.49
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	38.63

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

MPts1 h =	$kh \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	97.53
MPts2 h =	$kh \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	97.53

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

MPts1 v =	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	48.02
MPts2 v =	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	48.02

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	57/73

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica			
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 35.23	45.80
Sq perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 17.34	22.55
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 43.36	65.04
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 31.84	41.39
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 15.68	20.38
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 39.19	58.78
- Componente verticale condizione statica			
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 15.07	19.60
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.42	9.65
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 18.55	27.83

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

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 3)$	(kNm/m) 53.07	68.99
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 60.29	78.38
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kNm/m) 39.19	50.94
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 29.68	38.59
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kNm/m) 97.97	146.96
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 74.21	111.31

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$m_p + f_p \cdot (H_3 + H_2) + v_p \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 24.15	24.15
Mfext acc =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$P_m + P_t + v_p + Stv + Sqv \text{ perm}$	(kN/m) 306.23	312.98
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 18.55	27.83
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + \text{Sovr. Acc. Stat.}$	(kN/m) 106.15	159.23

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + f_p$	(kN/m) 47.52	61.77
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 39.19	58.78

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\sum M$	(kNm/m) 633.73	584.75
MM acc (Nmin) =	$\sum M$	(kNm/m) -23.76	-35.64
MM acc (Nmax) =	$\sum M$	(kNm/m) 230.72	346.07

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
 PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
 SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	58/73

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

- Spinta condizione sismica +

SLE	STR/GEO
-----	---------

Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	35.23	35.23
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* (1+kv) (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	37.17	37.17
Ssq1 perm = $qp^* (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	31.22	31.22
Ssq1 acc = $qs^* (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	15.61	15.61

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	31.84	31.84
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	33.60	33.60
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.22	28.22
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.11	14.11

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.07	15.07
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.90	15.90
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	13.36	13.36
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.68	6.68

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

- Condizione sismica +

SLE	STR/GEO
-----	---------

MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	53.07	53.07
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	55.99	55.99
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m)	60.29	60.29
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m)	63.62	63.62
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	105.82	105.82
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	80.15	80.15

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		24.15

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	372.81	372.81
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+Sov. \text{ Acc. S}$	(kN/m)	390.33	390.33

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h$	(kN/m)	183.88	183.88
--	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	555.10	555.10
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	605.99	605.99

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	59/73

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	35.23	35.23
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	31.12	31.12
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m)	38.05	38.05
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m)	19.03	19.03
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	31.84	31.84
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.13	28.13
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	34.40	34.40
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.20	17.20
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.07	15.07
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	13.32	13.32
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.28	16.28
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	8.14	8.14

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

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat = Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/3)$	(kN/m)	53.07	53.07
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/3)$	(kN/m)	46.89	46.89
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kN/m)	60.29	60.29
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kN/m)	53.27	53.27
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/2)$	(kN/m)	128.98	128.98
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kN/m)	97.70	97.70

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp + ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp + fs) $\cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp + vs) $\cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		24.15

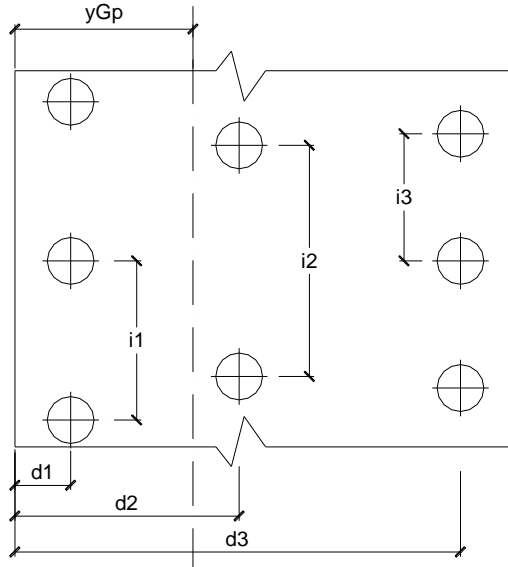
**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
Nmin = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	298.50	298.50
Nmax = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + Sovr. Acc si	(kN/m)	316.02	316.02
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh	(kN/m)	187.68	187.68
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) = $\sum M$	(kNm/m)	548.24	548.24
MM (Nmax) = $\sum M$	(kNm/m)	599.14	599.14

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	60/73

**Caratteristiche della Palificata**



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.80	(m)	interasse pali (i1) =	2.40	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	0.00	(m)	interasse pali (i2) =	0.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	3.20	(m)	interasse pali (i3) =	2.40	(m)

Asse Baricentrico della Palificata ( $y_{Gp}$ ) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali ( $N_p = N$ )

Risultante forze orizzontali ( $T_p = T$ )

Momento rispetto al baricentro della palificata ( $M_p$ )

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	$N_p$		$M_p$		$T_p$		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	312.98	27.83	41.22	91.30	61.77	58.78
	Nmax	312.98	159.23	41.22	-27.62		
sisma+	Nmin	372.81		190.53		183.88	
	Nmax	390.33		174.67			
sisma-	Nmin	298.50		48.76		187.68	
	Nmax	316.02		32.90			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	541.49		276.45	144.66	
	Nmax	580.25		553.05		
sisma+	Nmin	637.90		256.85	220.65	
	Nmax	643.07		293.73		
sisma-	Nmin	406.96		309.44	225.21	
	Nmax	412.12		346.32		



**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
 PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
 SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	61/73

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico rara		18.55	106.15		60.87	230.72		39.19
	freq.	306.23	0.00	-21.26	0.00	0.00	47.52	0.00
	quasi perm		3.71	21.23		12.17	46.14	7.84
sisma+	Nmin	372.81			190.53			183.88
	Nmax	390.33			174.67			
sisma-	Nmin	298.50			48.76			187.68
	Nmax	316.02			32.90			

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico rara		83.13		0		-38.60		47.03
	Nmin	346.22	0.00	0	388.74	0.00	57.02	0.00
	quasi perm		16.63		0	-7.72		9.41
statico Nmax		358.10		0		-103.33		47.03
	freq.	346.22	0.00	0	388.74	0.00	57.02	0.00
	quasi perm		71.62		0	-20.67		9.41
sisma+	Nmin	637.90		0		256.85		220.65
	Nmax	643.07		0		293.73		
sisma-	Nmin	406.96		0		309.44		225.21
	Nmax	412.12		0		346.32		

Ai fini delle verifiche, di seguito riportate, sono stati impiegati i seguenti valori delle sollecitazioni:

Statica			Sismica		
N (max)	N(min)	T(max)	N (max)	N(min)	T(max)
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
580.25	276.45	144.66	643.07	256.85	225.21

**Tabella 9.3 - Verifiche SLU**

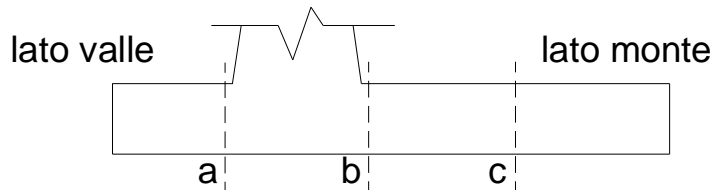
2 PALI	N (max)	N(min)	T(max)
	[kN]	[kN]	[kN]
Rara	0.00	285.41	0.00
Freq.	71.62	362.84	9.41
QP	358.10	285.41	47.03

**Tabella 9.4 - Verifiche SLE**

## 9.2.2 Verifiche strutturali (SLU) paramento muro e mensola di fondazione

### Verifica allo Stato Limite Ultimo

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



#### Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i (B_1 - d_i) / i_i - PP * (1 \pm kv) * B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP * (1 \pm kv)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

#### Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP * B_5^2 / 2 + p_{vb} * B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) * B_5^2 / 3] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) * B_5$$

$$M_c = \sum N_i (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP * (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} * (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) * (B_5 / 2)^2 / 3] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) * B_5 / 2$$

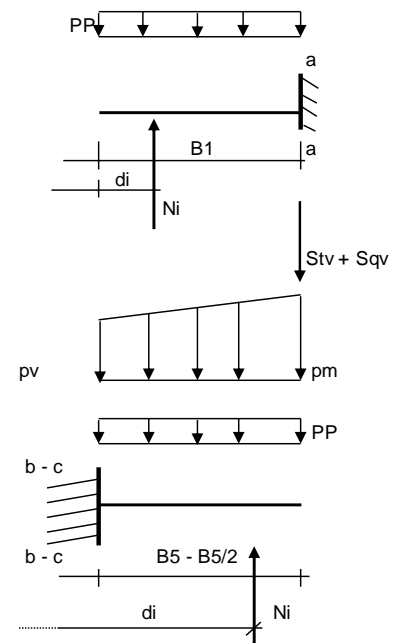
$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP * B_5 + p_{vb} * B_5 + (p_m - p_{vb}) * B_5] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP * (B_5 / 2) + p_{vc} * (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) * (B_5 / 2)] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	22.50	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>m</sub>	=	53.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	53.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	53.30	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	37.10	203.12	-146.64	-107.88	-73.95	-24.88
sisma+	40.75	-22.50	-170.48	-133.51	-38.75	-38.75
sisma-	24.69	92.69	-92.48	-66.38	4.87	4.87



**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	63/73

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t, stat} = \frac{1}{2} K_{a, orizz.} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

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

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

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

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot k h \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

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

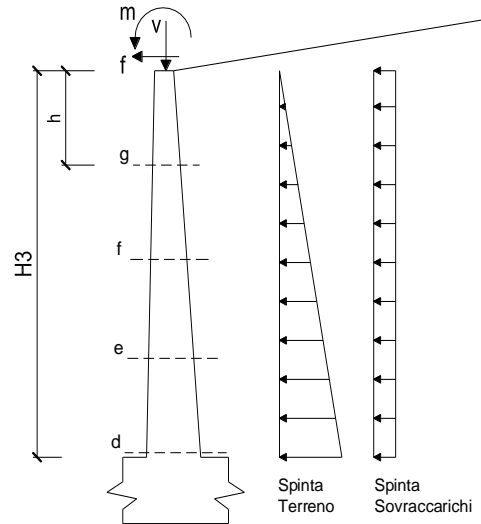
$$V_{t, stat} = \frac{1}{2} K_{a, orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot k h$$



**condizione statica**

sezione	h	$M_{t, stat}^{SLU}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.10	38.04	133.07	0.00	171.11	15.00	62.01	77.01
e-e	3.08	16.05	74.85	0.00	90.90	15.00	42.57	57.57
f-f	2.05	4.75	33.27	0.00	38.02	15.00	25.75	40.75
g-g	1.03	0.59	8.32	0.00	8.91	15.00	11.56	26.56

sezione	h	$V_{t, stat}^{SLU}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.10	27.83	64.91	0.00	92.74
e-e	3.08	15.66	48.68	0.00	64.34
f-f	2.05	6.96	32.46	0.00	39.41
g-g	1.03	1.74	16.23	0.00	17.97

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	64/73

**condizione sismica +**

sezione	h	$M_{t,stat}^{CH}$	$M_{t,sism}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{inerzia}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp+inerzia}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.10	29.26	30.87	71.15	0.00	31.94	163.22	15.00	70.79	85.79
e-e	3.08	12.34	13.02	40.02	0.00	16.82	82.21	15.00	48.60	63.60
f-f	2.05	3.66	3.86	17.79	0.00	6.97	32.27	15.00	29.40	44.40
g-g	1.03	0.46	0.48	4.45	0.00	1.61	7.00	15.00	13.20	28.20

sezione	h	$V_{t,stat}$	$V_{t,sism}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{inerzia}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.10	21.41	22.59	34.71	0.00	17.56	96.27
e-e	3.08	12.04	12.71	26.03	0.00	12.06	62.84
f-f	2.05	5.35	5.65	17.35	0.00	7.29	35.65
g-g	1.03	1.34	1.41	8.68	0.00	3.27	14.70

**condizione sismica -**

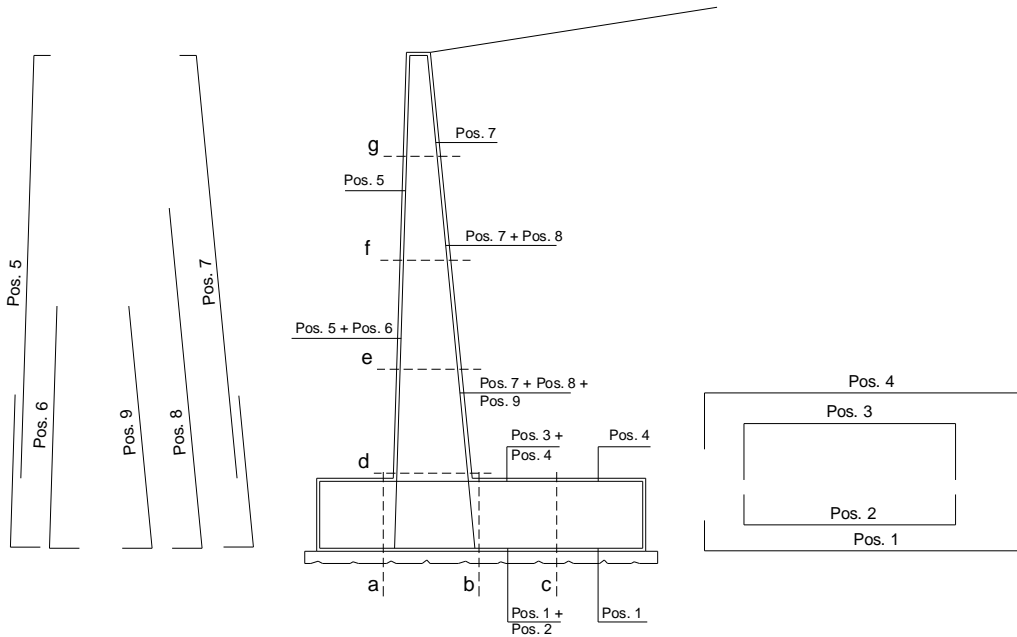
sezione	h	$M_{t,stat}$	$M_{t,sism}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{inerzia}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp+inerzia}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.10	29.26	25.85	86.73	0.00	31.94	173.78	15.00	53.23	68.23
e-e	3.08	12.34	10.91	48.78	0.00	16.82	88.86	15.00	36.54	51.54
f-f	2.05	3.66	3.23	21.68	0.00	6.97	35.54	15.00	22.11	37.11
g-g	1.03	0.46	0.40	5.42	0.00	1.61	7.90	15.00	9.93	24.93

sezione	h	$V_{t,stat}$	$V_{t,sism}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{inerzia}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.10	21.41	18.92	42.31	0.00	17.56	100.19
e-e	3.08	12.04	10.64	31.73	0.00	12.06	66.47
f-f	2.05	5.35	4.73	21.15	0.00	7.29	38.53
g-g	1.03	1.34	1.18	10.58	0.00	3.27	16.37

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	65/73

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

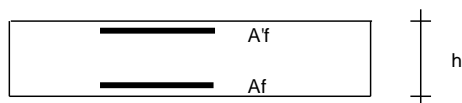


**ARMATURE**

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

Calcola

**VERIFICHE**



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

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	66/73

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)	
a - a	40.75	0.00	0.90	16.08	16.08	511.27	12.55	sezione verificata
b - b	-170.48	0.00	0.90	16.08	16.08	511.27	3.00	sezione verificata
c - c	-73.95	0.00	0.90	16.08	16.08	511.27	6.91	sezione verificata
d - d	173.78	68.23	0.81	16.08	16.08	475.07	2.73	sezione verificata
e - e	90.90	57.57	0.71	16.08	16.08	404.07	4.45	sezione verificata
f - f	38.02	40.75	0.61	16.08	16.08	332.74	8.75	sezione verificata
g - g	8.91	26.56	0.50	16.08	16.08	263.60	29.58	sezione verificata

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	∅ spille	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	203.12	0.90	298.06	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
b - b	133.51	0.90	298.06	8	25	25	21.8	584.9	Armatura a taglio non necessaria
c - c	38.75	0.90	298.06	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
d - d	100.19	0.81	280.41	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
e - e	66.47	0.71	250.20	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
f - f	39.41	0.61	222.95	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria
g - g	17.97	0.50	199.83	-	-	-	21.8	0.0	Armatura a taglio non necessaria

### 9.2.3 Verifiche geotecniche – carico limite pali di fondazione (compressione)

Verifiche geotecniche – carico limite pali di fondazione (compressione)

Le verifiche geotecniche a carico limite sono state eseguite mediante l'ausilio del foglio di calcolo "Geotecnica per Excel" distribuito dalla casa DEI.

Le azioni sul singolo palo di fondazione sono state ottenute in funzione dei carichi agenti come riportato al paragrafo §9.2.1 del presente elaborato.

Per la verifica a carico limite dei pali in condizioni drenate si è, dunque, considerata un'azione assiale agente sul singolo palo in condizione statica, pari a **580.3 KN**, al quale viene sommato il peso proprio dell'elemento.

Per la verifica a carico limite dei pali in condizioni non drenate si è, considerata un'azione assiale, agente sul singolo palo in condizione sismica, pari a **643.1 KN**, al quale viene sommato il peso proprio dell'elemento.

Poiché, tale azione risulta già amplificata per i coefficienti del gruppo A1 non è stata ulteriormente amplificata in sede di verifica.

#### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

**CANTIERE:**

**OPERA:** MURO\_P2

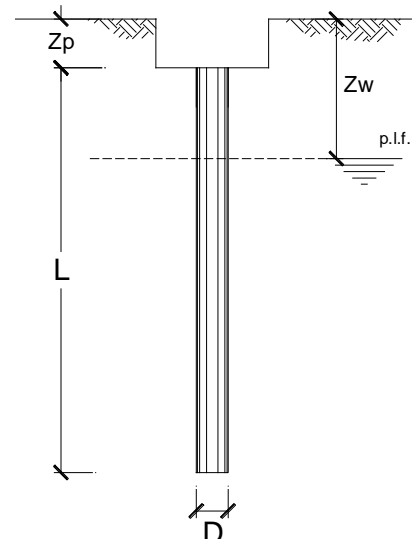
**DATI DI INPUT:**

**CONDIZIONI:** Drenate

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	1.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	1.50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	580.3	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Carico Assiale Perm. + Peso proprio (G):	693.4	(kN)			
Numero di strati	1		Lpalo =	15.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
SUD	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAG.  
RS62 01 R 11 RH MU00 00 002 A 68/73

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	15.00	limi argillosi	19.00	10.0	22.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40	0.50	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	15.00	limi argillosi	19.00	10.0	22.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40	0.50	0.00

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	15.00	limi argillosi	1059.3	9.75	21.67	1767.5	888.4	1059.3	9.75	21.67	1767.5	888.4

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$   
 $N_d = 580.3 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal med} = 888.4 \text{ (kN)}$   
laterale  $R_{s,cal med} = 1059.3 \text{ (kN)}$   
totale  $R_{c,cal med} = 1947.7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal min} = 888.4 \text{ (kN)}$   
laterale  $R_{s,cal min} = 1059.3 \text{ (kN)}$   
totale  $R_{c,cal min} = 1947.7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 522.6 \text{ (kN)}$   
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 623.1 \text{ (kN)}$   
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1145.7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$   
 $R_{c,d} = 929.0 \text{ (kN)}$   
 $F_s = R_{c,d} / N_d$   
 $F_s = 1.60$



**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	69/73

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

**CANTIERE:**

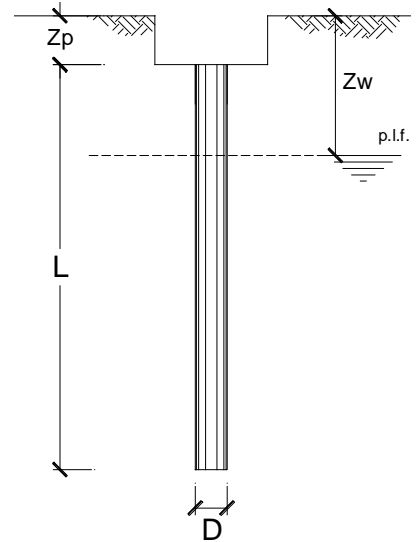
**OPERA:** MURO\_P2

**DATI DI INPUT:**

**CONDIZIONI:** Non Drenate

Diametro del Palo (D): 0.80 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0.503 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 1.50 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 643.1 (kN) Carico Assiale Perm. + Peso proprio (G): 831.6 (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): (kN)  
 Numero di strati 1 Lpalo = 15.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
		γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>t</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' <sub>med</sub> (kPa)	φ' <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	15.00	limi argillosi	19.00			100.0

k=1-senφ

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAG.  
RS62 01 R 11 RH MU00 00 002 A 70/73

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$	$c'_{min}$	$\phi'_{min}$	$c_{u min}$
(-)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	15.00	limi argillosi	19.00			100.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40

**RISULTATI**

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	15.00	limi argillosi	1508.0	0.00	9.00	1204.0	605.2	1508.0	0.00	9.00	3040.0	1528.1

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 643.1 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

$$\text{base } R_{b,cal med} = 605.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal med} = 1508.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal med} = 2113.2 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

$$\text{base } R_{b,cal min} = 1528.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal min} = 1508.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal min} = 3036.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 356.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 887.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1243.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1035.0 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.61$$

### 9.2.4 Verifiche geotecniche – carico limite trasversale pali di fondazione

D=800 mm L=15.0 m

Tmax = 225.21 kN (taglio massimo)

Nella seguente tabella si riportano i dati di input per la verifica.

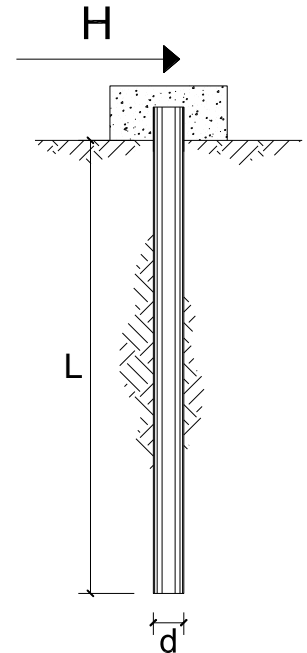
Il momento di plasticizzazione è valutato per la seguente armatura: 20φ26

#### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI  
PREDIMENSIONAMENTO DEI MURI DI  
SOSTEGNO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
RS62	01	R 11	RH MU00 00 002	A	72/73

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	15.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	1476.85	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u \text{ med}} =$	100.00	(kPa)	$c_{u \text{ min}} =$	100.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u \text{ med,d}} =$	100.00	(kPa)	$c_{u \text{ min,d}} =$	100.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	225.21	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{\text{med}} = 9936.00$  (kN)                       $H1_{\text{min}} = 9936.00$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{\text{med}} = 3796.48$  (kN)                       $H2_{\text{min}} = 3796.48$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{\text{med}} = 1372.03$  (kN)                       $H3_{\text{min}} = 1372.03$  (kN)

$H_{\text{med}} = 1372.03$  (kN)                      palo lungo                       $H_{\text{min}} = 1372.03$  (kN)                      palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) = 807.07$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 620.83$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 225.21$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 2.76$

## 10 INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze degli elementi strutturali in progetto.

Opera	Parte d'Opera	Incidenza [kg/mc]
Muro su pali P1	Paramento	95
Muro su pali P1	Fondazione	95
Muro su pali P1	Pali	220
Muro su pali P2	Paramento	95
Muro su pali P2	Fondazione	95
Muro su pali P2	Pali	215