

## SISTEMA TANGENZIALE DI LUCCA

Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti  
tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11  
del Frizzone e di Lucca Est - 1° Stralcio

### PROGETTO DEFINITIVO

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

I PROGETTISTI:

*Ing. Vincenzo Marzi  
Ordine Ing. di Bari n. 3594*

*Ing. Giuseppe Danilo Malgeri  
Ordine Ing. di Roma n. A34610*

*Geol. Serena Majetta  
Ordine Geologi del Lazio n. 928*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

*Geom. Fabio Quondam*

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

*Ing. Achille Devitofranceschi*

PROTOCOLLO

DATA

### OPERE D'ARTE MINORI

#### Opere di sostegno

Relazione di calcolo muri di sostegno e sottoscarpa

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00OS00GETRE01_A.doc				
L0601A	D	1601	CODICE ELAB.	T	O	O	S
D			R	E	T	R	E
C			0	1	0	1	
B							
A	EMISSIONE			SETT 2018			
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMessa</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALI</b>	<b>6</b>
<b>3.1</b>	<b>CALCESTRUZZO</b>	<b>6</b>
<b>3.2</b>	<b>ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>CRITERI GENERALI DI ANALISI</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA</b>	<b>10</b>
<b>5.1</b>	<b>CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO</b>	<b>10</b>
<b>5.2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE</b>	<b>10</b>
<b>6</b>	<b>MURI DI SOSTEGNO</b>	<b>12</b>
<b>6.1</b>	<b>TIPOLOGIA A: H= 9,00M</b>	<b>18</b>
<b>6.1.1</b>	<b>TIPOLOGIA A MURI OM19 E OM20</b>	<b>19</b>
<b>6.2</b>	<b>TIPOLOGIA B: H=7M</b>	<b>19</b>
<b>6.3</b>	<b>TIPOLOGIA C: H=5 M</b>	<b>20</b>
<b>6.4</b>	<b>TIPOLOGIA D: H= 3M</b>	<b>21</b>
<b>7</b>	<b>MURI DI SOTTOSCARPA</b>	<b>23</b>
<b>7.1</b>	<b>TIPOLOGIA E: H=4M</b>	<b>23</b>
<b>7.2</b>	<b>TIPOLOGIA F: H=3M</b>	<b>24</b>
<b>8</b>	<b>ALLEGATI</b>	<b>26</b>
<b>8.1</b>	<b>TIPOLOGIA MURO A</b>	<b>27</b>
<b>8.1.1</b>	<b>VERIFICHE FONDAZIONI TIPOLOGIA MURO A</b>	<b>33</b>
<b>8.1.2</b>	<b>VERIFICHE FONDAZIONI TIPOLOGIA MURO A – OM19 E OM20</b>	<b>34</b>
<b>8.2</b>	<b>TIPOLOGIA MURO B</b>	<b>35</b>
<b>8.3</b>	<b>TIPOLOGIA MURO C</b>	<b>42</b>
<b>8.4</b>	<b>TIPOLOGIA MURO D</b>	<b>49</b>
<b>8.5</b>	<b>TIPOLOGIA MURO TIPO E</b>	<b>56</b>

8.6	TIPOLOGIA MURO TIPO F	64
8.6.1	VERIFICA DI STABILITA' MURO TIPOGICO F	67

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche dei muri di sostegno denominati OM01, OM02, ..., OM20 e dei muri di sottoscarpa OM09 e OM11, inseriti nel Progetto Definitivo "Sistema Tangenziale di Lucca - Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11 del Frizzone e di Lucca Est - 1° stralcio".

Il tracciato in oggetto, di circa 12 km, interessa i comuni di Lucca e Capannori, in Provincia di Lucca.

I muri di sostegno in oggetto, da realizzare in opera in cemento armato, hanno una variabilità in altezza da un minimo di 2.00m, ad un massimo di 9,00m. Generalmente in testa ai muri è prevista l'installazione di una barriera di sicurezza del tipo H3BP, H4BP o H2BL. In altri casi, parte dell'OM01, OM08, OM12, OM14 e OM18, la barriera di sicurezza sarà integrata con barriera antirumore e nell'analisi verrà considerata anche l'azione del vento. I muri in oggetto saranno per lo più fondati su pali di grande diametro,  $\Phi 800$  e  $\Phi 1000$ , ad eccezione di parte dei muri di sottoscarpa, OM09 e OM11.

La maggior parte dei muri, da OM01 a OM18, sono posizionati sull'asse Nord - Sud; solo i muri OM19 e OM20 si trovano sull'asse Est – Ovest.

Sia i muri di sostegno che i muri di sottoscarpa, sono stati suddivisi in tipologici a seconda dell'altezza necessaria prevista in progetto.

Le analisi e le verifiche di calcolo delle strutture in oggetto vengono condotte agli stati limite secondo le prescrizioni della vigente normativa italiana (DM 17/01/2018) facendo riferimento per la definizione dell'azione sismica ai parametri di calcolo prodotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) e riportati in allegato alla norma in funzione delle coordinate geografiche del sito di progetto. Si fa presente che per le verifiche strutturali allo stato limite ultimo si fa riferimento all'approccio 2, che considera come coefficienti parziali delle azioni  $\gamma_f$  quelli riportati nella colonna "A1 STR" della tabella 5.1.V del decreto e come coefficienti parziali  $\gamma_m$  per i parametri geotecnici del terreno valore unitario come risulta dai valori riportati nella colonna "M1" della tabella 6.2.II.

Si riporta di seguito per ogni muro, l'elenco delle tipologie previste e del tipo di barriera installata in testa:

Nome	Lato	TIPOLOGIA	da sez	a sez	Pk km	da sez	Pk km	a sez m	L m	SEZ TIPO	TIPO DI BARRIERA
N-S-OM01	DX	MURO DI SOSTEGNO DEV. SS12	5 (SS12)	8 (SS12)	0+000	1	0+058,7	6	<b>132</b>	A 25m B 64m C 30m D 13m	H4BP + B fonoass h=2m
N-S-OM02	SX	MURO DI SOSTEGNO			0+023	4	0+058,7	7	<b>35</b>	A 30m B 5m	H4BP
NS-OM03	SX	MURO DI SOSTEGNO			0+698,7	43	0+755,7	46	<b>57</b>	A 26m B 31m	H4BP
NS-OM04	DX/SX	MURO DI SOSTEGNO			0+789,9	48	0+795,9	48b	<b>2 x 7.60</b>	<b>A 13,60m</b>	H3BL
NS-OM05	DX	MURO DI SOSTEGNO			1+057,4	61b	1+140,8	66	<b>90</b>	<b>A 90m</b>	H4BP
NS-OM06	SX	MURO DI SOSTEGNO			1+057,4	61b	1+066,3	61c	<b>5.5</b>	<b>A 5,50m</b>	H3BL
NS-OM07	SX	MURO DI SOSTEGNO			1+265	74	1+387,7	80	<b>123</b>	<b>B 123m</b>	H4BP
NS-OM08	DX	MURO DI SOSTEGNO			1+265	74	1+415	82	<b>150</b>	<b>B 150m</b>	H4BP + B fonoass h=3m
NS-OM09	SX	MURO DI SOTTOSCARPA			1+446,2	86	1+522,1	90	<b>75</b>	<b>E 19m F 56m</b>	-
NS-OM10	DX	MURO DI SOSTEGNO			1+523	93	1+717,7	102	<b>188</b>	<b>A 126m B 62m</b>	H4BP
NS-OM11	SX	MURO DI SOTTOSCARPA			1+655	98	1+693,1	101	<b>40</b>	<b>F 40m</b>	-
NS-OM12	DX	MURO DI SOSTEGNO rotatoria Ville	2(rotatori a Ville)	3(rotatoria Ville)	1+940	117	1+983,1	119	<b>66</b>	<b>D 119 m</b>	H2BL + B fonoass h=2m
NS-OM13	DX	MURO DI SOSTEGNO			3+105	169	3+265	175	<b>157</b>	<b>A 140m B 17m</b>	H4BP
NS-OM14	SX	MURO DI SOSTEGNO			3+145	171	3+325	179	<b>181</b>	<b>A 127m B 54m</b>	H4BP +B fonoass h=2m
NS-OM15	SX	MURO DI SOSTEGNO			4+265	221	4+301	222b	<b>35</b>	<b>C 35m</b>	H4BL
NS-OM16	DX	MURO DI SOSTEGNO			4+697,3	240	5+130	262	<b>423</b>	<b>B 133m C 290m</b>	H2BL
NS-OM17	SX	MURO DI SOSTEGNO			5+082	260	5+200	268	<b>119</b>	<b>B 103m C 16m</b>	H2BP
NS-OM18	DX	MURO DI SOSTEGNO			5+410	279b	5+500	285	<b>90</b>	<b>C 72m D 18m</b>	H4BP +B fonoass h=2m
EO-OM19	DX/SX	MURO DI SOSTEGNO			3+900	183	3+908,8	SP1	<b>2x8.80</b>	<b>A 17,6m</b>	H3BL
EO-OM20	SX	MURO DI SOSTEGNO			4+430	SP2	4+405,5	201	<b>5.5</b>	<b>B 5,5m</b>	H3BL

*Tabella 1.1: Sintesi muri di sostegno e sottoscarpa*

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle principali caratteristiche geometriche dei muri adottati:

Tipologia	H param [m]	B param [m]	H fond [m]	B fond [m]	Fondazione	n° file	L pali [m]	Interasse pali long [m]	Interasse pali trascv [m]
A	9,00 - 7,00	0,45 - 1,30	1,30	7,20	su pali f1000	3	28	3,00	2,60
B	6,90 - 5,00	0,45 - 1,10	1,00	5,00	su pali φ1000	2	24	3,00	3,00
C	4,90 - 3,00	0,45 - 0,90	0,80	3,70	su pali φ800	2	20	3,20	2,10
D	2,90 - 1,00	0,45 - 0,65	0,80	3,70	su pali φ800	2	18	3,20	2,10
E	4,00 - 3,00	0,45 - 0,80	1,00	3,70	su pali φ800	2	15	3,20	2,10
F	300 - 2,00	0,45 - 0,70	0,70	3,00	diretta	-	-		

Tabella 1.2. Principali caratteristiche geometriche dei muri

## 2 DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE

Il progetto delle strutture è stata eseguito nel rispetto dei seguenti codici normativi:

- [1] Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (GU Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8);
- [2] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, "Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario.
- [3] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [4] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1984) - Raccomandazioni sui pali di fondazione.

## 3 MATERIALI

### 3.1 CALCESTRUZZO

#### Calcestruzzo per fondazioni ed elevazioni muri

Classe di resistenza	C 28/35
Classe di esposizione	XC2
Resistenza caratteristica cubica	Rck = 35 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	fck = 0.83Rck = 29.05 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica media	fcm = fck+8 = 37.05 MPa
Resistenza media a trazione semplice	fctm = 0.30fck2/3 = 2.83 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	fcfm = 1.2fctm = 3.39 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	fctk = 0.7fctm = 1.98 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	fctk = 1.3fctm = 3.68 MPa
Modulo di elasticità longitudinale	Ecm = 22000[fcm/10]0.3 = 32588 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	fcd = 0.85xfck/1.5 = 16.46 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	fctd = 1.98/1.5 = 1.32 MPa
Copriferro	45mm

#### Calcestruzzo per pali trivellati

Classe di resistenza	C 28/35
Classe di esposizione	XA1
Resistenza caratteristica cubica	Rck = 35 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	fck = 0.83Rck = 29.05 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica media	fcm = fck+8 = 37.05 MPa
Resistenza media a trazione semplice	fctm = 0.30fck2/3 = 2.83 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	fcfm = 1.2fctm = 3.39 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	fctk = 0.7fctm = 1.98 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	fctk = 1.3fctm = 3.68 MPa

Modulo di elasticità longitudinale  
 Resistenza di calcolo a compressione  
 Resistenza di calcolo a trazione  
 Copriferro

$E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]0.3 = 32588 \text{ MPa}$   
 $f_{cd} = 0.85f_{ck}/1.5 = 16.46 \text{ MPa}$   
 $f_{ctd} = 1.98/1.5 = 1.32 \text{ MPa}$   
 75mm

### 3.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Nel progetto dei muri di sostegno, per l'armatura delle strutture di fondazione, elevazione e per quella dei pali trivellati, si prevede l'uso di barre ad aderenza migliorata controllate in stabilimento realizzate in acciaio tipo B450C, le cui caratteristiche meccaniche principali risultano:

Resistenza nominale a rottura	$f_t \text{ nom} = 540 \text{ MPa}$
Resistenza nominale a snervamento	$f_y \text{ nom} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
$(f_t/f_y)k$ con frattile del 10%	$1.15 \leq (f_t/f_y)k < 1.35$
$(f_y/f_{y\text{nom}})k$ con frattile del 10%	$\leq 1.25$
Allungamento ( $Agt$ ) $k$ con frattile del 10%	$\geq 7.5\%$

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

$\Phi < 12\text{mm}$	$4\Phi$
$12 \leq \Phi \leq 16\text{mm}$	$5\Phi$
$16 < \Phi \leq 25\text{mm}$	$8\Phi$
$25 < \Phi \leq 30\text{mm}$	$10\Phi$

Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ MPa}$

#### 4 CRITERI GENERALI DI ANALISI

In conformità a quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM17/01/2018) le strutture in oggetto vengono analizzate mediante analisi elastica attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Nello specifico le verifiche sono state svolte in condizioni di stato limite ultimo, analizzando la condizione statica di esercizio SLU, la condizione eccezionale di urto di un veicolo in svio, e la condizione sismica allo stato limite di salvaguardia della vita SLV. In conformità al paragrafo 7.3.7.1 delle NTC2018, le verifiche di resistenza sono state svolte anche allo stato limite di danno SLD.

Come riportato sui fogli di calcolo Excel utilizzati per le verifiche, per il calcolo della spinta del terreno a tergo dei muri sono stati considerati i seguenti parametri geotecnici:

Per la valutazione delle spinte esercitate dal terreno si è fatto riferimento a condizioni di spinta attiva adottando la teoria di Coulomb in condizioni statiche e la teoria di Mononobe - Okabe in condizioni sismiche. Come sovraccarico accidentale a tergo dei muri di sostegno si è considerato un carico di 20 KN/m<sup>2</sup> in condizioni statiche, ridotto a 10 KN/m<sup>2</sup> in condizioni sismiche. Allo stato limite ultimo SLU, le azioni risultano amplificate opportunamente con i coefficienti  $\gamma$  relativi ai pesi propri ( $\gamma=1.3$ ), alle spinte statiche del terreno ( $\gamma=1.3$ ) e al sovraccarico stradale ( $\gamma G=1.5$ ).

Nella combinazione eccezionale relativa all'urto, relativa sempre a condizioni di stato limite ultimo, è stata considerata agente 1 forza orizzontale di 100KN, applicata su una lunghezza di 50 cm a 1.00m dal vertice del muro. Nella verifica del muro, cautelativamente, si considera che l'urto avvenga in corrispondenza dell'estremità del muro, dove la diffusione del carico può avvenire esclusivamente in una direzione. Al fine di determinare la lunghezza del muro effettivamente collaborante, pertanto, si considera una ripartizione nel paramento e nella fondazione secondo un angolo di 60°.

In alternativa, nella combinazione eccezionale, si è tenuto conto della presenza delle barriere fonoassorbenti e quindi degli effetti del vento. Come riportato nelle NTC2018 al par. 3.3, è stata definita la velocità base e la velocità di riferimento, e quindi, la pressione esercitata dal vento.

Con riferimento al paragrafo 4.1.4 delle NTC2018, la resistenza di calcolo delle sezioni per la verifica della condizione eccezionale d'urto e del vento, è stata calcolata assumendo valori unitari per i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali ( $f_{cd}=24.69\text{ MPa}$ ,  $f_{yd}=450\text{ MPa}$ ).

Nelle combinazioni sismiche allo stato limite ultimo SLV e di esercizio SLD, i carichi non sono stati amplificati adottando coefficienti di combinazione di valore unitario. Oltre alla spinta sismica del terreno, valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, è stata considerata la forza d'inerzia sul volume di terreno massimo tra quello sopra la zattera e quello del cuneo di spinta.

Oltre alle verifiche in condizioni di stato limite ultimo, sono state svolte verifiche allo stato limite di esercizio andando a verificare le tensioni massime dell'acciaio e del calcestruzzo,

## 5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 5.1 CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO

La sismicità di progetto, può essere descritta sulla base della Tabella 2 dell'allegato B alle norme tecniche per le costruzioni (D.M.17/01/2018), dove per il Comune di Capannori si ottengono le seguenti terne di parametri sismici:

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.045	2.521	0.241
50	0.056	2.546	0.255
72	0.064	2.554	0.266
101	0.073	2.544	0.272
140	0.082	2.549	0.278
201	0.096	2.473	0.282
475	0.133	2.412	0.292
975	0.172	2.371	0.302
2475	0.228	2.392	0.314

### 5.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE

Si assumono le seguenti ipotesi progettuali:

Vita nominale delle strutture: opere infrastrutturali di importanza normale

- VN = 50 anni

Classe d'uso III : rete viarie e extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV.

- CU = 1.5

Periodo di riferimento delle strutture:

- VR = 50x1.5 = 75 anni

Si riporta la tabella dei parametri dell'azione sismica associati a ciascun stato limite:

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
45	0.053	2.541	0.252
75	0.065	2.552	0.266
712	0.154	2.389	0.298
1462	0.194	2.380	0.307

Sulla base delle categorie di sottosuolo presenti in corrispondenza delle varie opere (categoria C) e della categoria topografica (T1), si ottengono le seguenti accelerazioni massime di progetto, per lo stato limite SLV:

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo ~~SLU~~ V

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLU
$a_1$	0.154 q
$F_s$	2.389
$T_c$	0.298 x
$S_s$	1.479
$C_c$	1.566
$S_T$	1.000
q	1.000

### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.228
0.155	0.544
0.466	0.544
0.549	0.461
0.633	0.401
0.716	0.354
0.799	0.317
0.883	0.287
0.966	0.262
1.049	0.242
1.133	0.224
1.216	0.209
1.299	0.195
1.382	0.183
1.466	0.173
1.549	0.164
1.632	0.155
1.716	0.148
1.799	0.141
1.882	0.135
1.966	0.129
2.049	0.124
2.132	0.119
2.215	0.114
2.300	0.106
2.385	0.099
2.470	0.092
2.555	0.086
2.640	0.081
2.725	0.076
2.810	0.071
2.895	0.067
2.980	0.063
3.065	0.060
3.150	0.057
3.235	0.054
3.320	0.051
3.405	0.048
3.490	0.046
3.575	0.044
3.660	0.042
3.745	0.040
3.830	0.038
3.915	0.037
4.000	0.035

### Parametri dipendenti

S	1.479
$\eta$	1.000
$T_p$	0.155 x
$T_c$	0.466 x
$T_d$	2.215 x

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{F_s(3 + \frac{1}{q})} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq.3.2.6; § 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_d = 4.0 \cdot a_1 / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq.3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_p \quad S_e(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[ \frac{T}{T_p} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left( 1 - \frac{T}{T_p} \right) \right]$$

$$T_p \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_c \leq T < T_d \quad S_e(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_e(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \right)$$

L'azimutazione  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi si ottiene dalla espressioni della spettro elastica  $S_e(T)$  sostituendo q con 1/q, dove q è il fattore di distruzione. (NTC-08 § 3.2.3.5)

## 6 MURI DI SOSTEGNO

Le verifiche condotte sui muri di sostegno sono state suddivise in base alle altezze riscontrate lungo il tracciato da un massimo di 9,00 ad un minimo di 1,00m. I muri risultano fondati su pali di grande diametro  $\phi 1000/\phi 800\text{mm}$ , di lunghezza e disposizione variabili a seconda dell'altezza del paramento (ved.Tabella 1.1).

Le verifiche geotecniche per la stabilità del muro riguardano la determinazione della capacità portante dei pali alle forze verticali, quelle alle forze orizzontali e la stabilità globale dell'opera, queste sono state effettuate assimilando il paramento ad un blocco rigido soggetto alle forze che lo sollecitano. Tali forze sono costituite principalmente dalle spinte del terreno e di eventuali sovraccarichi a tergo e dal peso proprio del paramento.

Di seguito si riporta la metodologia di calcolo e la tipologia di analisi per le verifiche dei pali di fondazione alle forze verticali ed orizzontali.

Per quanto riguarda l'espressione del carico limite del singolo palo ( $Q_{lim}$ ), questo viene convenzionalmente espresso come somma di due contributi, un contributo legato alla capacità portante limite alla base ( $Q_b$ ) ed una capacità portante limite di fusto ( $Q_l$ ).

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

Per quanto riguarda la capacità portante limite alla base ( $Q_b$ ), in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$q_b = N_q \cdot \sigma_v L + N_c \cdot c$$

in cui  $\sigma_v L$  rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed  $N_q$  e  $N_c$  sono fattori adimensionali funzioni dell' angolo d'attrito e del rapporto  $L/D$ .

Tra i due parametri sussiste la relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

Per la valutazione del coefficiente  $N_q$  sono state proposte varie teorie, tutte in ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo.

I differenti meccanismi di rottura ipotizzati portano ad ottenere, per un dato valore di  $\phi'$ , valori di  $N_q$  molto diversi.

Ricerche sperimentali (Kérisel (1961) e Vesic (1967)) hanno mostrato che la resistenza alla punta non cresce linearmente con la profondità, ma che, oltre una certa profondità critica, dipendente da  $\phi'$ , non presenta più significative variazioni.

Per quanto riguarda invece, la capacità portante di fusto, questa assumerà espressioni diverse a seconda che venga valutata in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali, in funzione del comportamento dei terreni attraversati.

Per quanto riguarda l'espressione di tale capacità portante limite, in termini di tensioni efficaci, questa sarà valutata con la seguente formulazione:

$$Q_l = \pi^* D \int \mu^* k^* \sigma' v^* dz$$

Dove:

- $D$  = diametro del palo;
- $\mu$  = coefficiente di attrito palo-terreno (per pali trivellati pari a  $\operatorname{tg}\theta'$ );
- $k$  = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità  $z$  sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità (nel nostro caso assunto pari a  $k_0$ );
- $\sigma' v$  = tensione verticale efficace alla profondità  $z$ ;

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano di campagna a cui inizia lo strato in esame ( $z_1$ ) e la profondità alla quale termina lo strato ( $z_2$ ).

Per quanto riguarda l'espressione della medesima capacità portante limite, in termini di tensioni totali, questa sarà espressa attraverso la seguente formulazione:

$$Q_l = \pi * D \int a^* C_u^* dz$$

Dove:

- $D$  = diametro del palo;
- $\alpha$  = coefficiente riduttivo della resistenza al taglio non-drenata;
- $C_u$  = resistenza al taglio non-drenata lungo il fusto del palo;

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano di campagna a cui inizia lo strato in esame ( $z_1$ ) e la profondità alla quale termina lo strato ( $z_2$ ).

Il coefficiente riduttivo della coesione non drenata “ $\alpha$ ” viene assunto variabile in funzione di  $C_u$  secondo il seguente criterio:

$C_u$ (kPa)	$\alpha$
$\leq 25$	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
$\geq 75$	0.4

Le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 nonché l'Eurocodice 7, forniscono le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

- $E_{cd} \leq R_{cd}$
- in cui:
- $E_{cd}$  è il carico assiale di progetto,
- $R_{cd}$  è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi assiali

L'azione di progetto applicata al palo può esprimersi come:

$$F_{cd} = \gamma G \cdot G + \gamma Q \cdot Q$$

in cui:

- $G$  e  $Q$  sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti e temporanee variabili,
- $\gamma G$  e  $\gamma Q$  sono i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi riportati nelle tabelle 8.1, 8.2, 8.3. (le Norme Tecniche si riferiscono alla condizione di progetto):

### I approccio 1

A1+M1+R1

A2+M1+R2

### I approccio 2

A1+M1+R3

- Fcd in linea di principio dovrebbe includere anche il peso proprio del palo, lo stesso Eurocodice indica che in genere esso può essere trascurato con eccezione dei casi di attrito negativo o di terreno con basso peso di unità di volume.

Il carico limite di progetto Rcd è ricavato come:

$$Rcd = Rbd + Rsd$$

in cui:

- Rbd è la resistenza alla punta di progetto,
- Rsd è la resistenza laterale di progetto.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici, Rbk e Rsk, tramite i coefficienti parziali  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$  riportati nella tabella 8.3 delle Norme:

$$Rbd = Rbk/\gamma_b$$

$$Rsd = Rsk/\gamma_s$$

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
		(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_R$	1	1.7	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_b$	1	1.45	1.15
Totale	$\gamma_t$	1	1.6	1.30
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1	1.6	1.25

I valori caratteristici devono essere determinati come:

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

In cui i valori  $\xi_3$  e  $\xi_4$  sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tab 2.

n	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

Il comportamento del palo singolo sottoposto a forze orizzontali è stato analizzato con il metodo di Broms.

Con tale metodo si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigidoperfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluente, e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno coesivo, si assume che la resistenza del terreno sia costante e pari a:

$$p = 9 cu d$$

a partire da una profondità della testa del palo pari a 1.5d.

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nella figura sottostante relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo", insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "intermedi" e "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, attraverso le espressioni:

condizioni non-drenate

palo corto

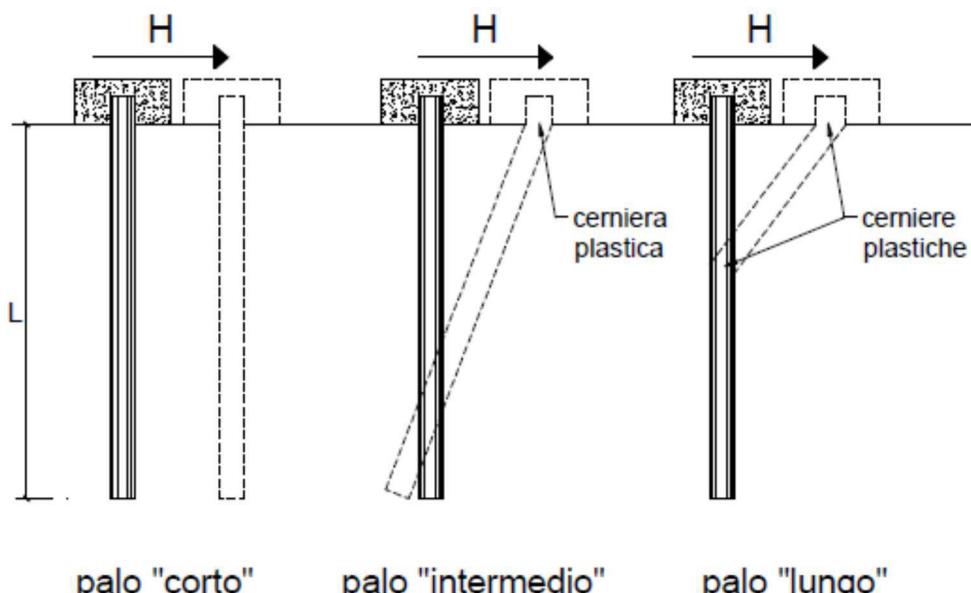
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

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

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



Schemi di rottura metodo di Broms

Nel caso di calcolo agli stati limite il coefficiente FS è da intendersi come rapporto tra la capacità portante di progetto Rtrd e l'azione di progetto agente Ftrd. In tal caso dovendosi verificare:

$$Ftrd \leq Rtrd,$$

il valore di FS deve essere fissato pari a 1.

Ai fini geotecnici per le calcolazioni di verifica della lunghezza dei pali, per tutte le tipologie, che interessano il tratto Nord-Sud (quindi escludendo i muri OM09 e OM 11 di sottoscarpa e OM19 e OM20,

sull'asse Est- Ovest), è stata adottata la stessa stratigrafia, a partire dal piano campagna, che risulta la più sfavorevole e cioè:

Litotipo	spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	C' [kPa]	$\phi$ [°]	Cu [kPa]
LSA	2,00	19,00	20	25	-
GSL	6.00	19,00	0	34	-
A	>20,00	19,00	-	-	150

La falda è stata assunta a -1,00m dal piano campagna.

### 6.1 TIPOLOGIA A: H= 9,00m

Nella tipologia A rientrano i muri di sostegno che hanno altezza del paramento da 7,00 a 9,00m. In Allegato è riportata la verifica condotta nel caso di altezza pari a 9m utilizzando le condizioni di carico e stratigrafiche descritte in precedenza secondo l'Approccio A1 – M1.

Per il calcolo delle fondazioni del muro, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti sul singolo palo valutate nella sezione di spiccato fondazione per le varie combinazioni delle azioni.

	<b>N<sub>MAX</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>N<sub>MIN</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>V</b> <b>[kN]</b>
combinazione statica	1743	572	433
combinazione sismica	2610	-65	725

I pali adottati hanno diametro  $\phi$ 1000mm e lunghezza 28m disposti a quinconce su tre file.

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$1743\text{kN} < 2766 \text{ kN}$$

Anche la condizione di "sisma" è stata verificata, ottenendo:

$Ed,c < Rd,c$

$2610 \text{ kN} < 2766 \text{ kN}$

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della tabella di riferimento.

I valori delle forze di taglio utilizzati nelle verifiche sono stati estratti dalle analisi strutturali per la condizione ritenuta più gravosa.

Considerando la presenza del litotipo GSL nei primi metri di palo, e considerando un'incidenza media lungo la lunghezza del palo di 100 kg/ml, si ottiene che le verifiche sono soddisfatte essendo la capacità portante di progetto  $R_{trd}$  maggiore dell'azione di progetto agente  $F_{trd}$ .

#### 6.1.1 TIPOLOGIA A MURI OM19 E OM20

E' stata condotta anche una verifica nel caso dei muri di sostegno OM19 e OM20, che si trovano lungo l'asse Est – Ovest a ridosso delle spalle del viadotto Frizzone. La stratigrafia di calcolo risulta diversa essendo lo spessore del litotipo più superficiale di circa 6m. in questo caso si è ottenuto:

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$Ed,c < Rd,c$

$1743 \text{ kN} < 2766 \text{ kN}$

Anche la condizione di "sisma" è stata verificata, ottenendo:

$Ed,c < Rd,c$

$2610 \text{ kN} < 2766 \text{ kN}$

#### 6.2 TIPOLOGIA B: H=7m

Nella tipologia B rientrano i muri di sostegno che hanno altezza del paramento da 5,00 a 6,90m. In Allegato è riportata la verifica condotta nel caso di altezza pari a 7m utilizzando le condizioni di carico e stratigrafiche descritte in precedenza secondo l'Approccio A1 – M1.

Per il calcolo delle fondazioni del muro, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti sul singolo palo valutate nella sezione di spiccato fondazione per le varie combinazioni delle azioni.

	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]
combinazione statica	1606	447	430
combinazione sismica	2092	-80	595

I pali adottati hanno diametro  $\phi 1000\text{mm}$  e lunghezza 24m disposti a maglia quadrata su due file.

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$1606\text{kN} < 2320 \text{ kN}$$

Anche la condizione di "sisma" è stata verificata, ottenendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$2052 \text{ kN} < 2320 \text{ kN}$$

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della tabella di riferimento.

I valori delle forze di taglio utilizzati nelle verifiche sono stati estratti dalle analisi strutturali per la condizione ritenuta più gravosa.

Considerando la presenza del litotipo GSL nei primi metri di palo, e considerando un'incidenza media lungo la lunghezza del palo di 100 kg/ml, si ottiene che le verifiche sono soddisfatte essendo la capacità portante di progetto R<sub>trd</sub> maggiore dell'azione di progetto agente F<sub>trd</sub>.

### 6.3 TIPOLOGIA C: H=5 m

Nella tipologia C rientrano i muri di sostegno che hanno altezza del paramento da 3,00 a 4,90m. In Allegato è riportata la verifica condotta nel caso di altezza pari a 5m utilizzando le condizioni di carico e stratigrafiche descritte in precedenza secondo l'Approccio A1 – M1.

Per il calcolo delle fondazioni del muro, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti sul singolo palo valutate nella sezione di spiccato fondazione per le varie combinazioni delle azioni.

	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]
combinazione statica	1091	7,44	181
combinazione sismica	1393	-76	595

I pali adottati hanno diametro  $\phi 800\text{mm}$  e lunghezza 20m disposti a quinconce su due file.

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$1091\text{kN} < 1414 \text{ kN}$$

Anche la condizione di "sisma" è stata verificata, ottenendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$1383 \text{ kN} < 1414 \text{ kN}$$

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della tabella di riferimento.

I valori delle forze di taglio utilizzati nelle verifiche sono stati estratti dalle analisi strutturali per la condizione ritenuta più gravosa.

Considerando la presenza del litotipo GSL nei primi metri di palo, e considerando un'incidenza media lungo la lunghezza del palo di 80 kg/ml, si ottiene che le verifiche sono soddisfatte essendo la capacità portante di progetto R<sub>trd</sub> maggiore dell'azione di progetto agente F<sub>trd</sub>.

#### 6.4 TIPOLOGIA D: H= 3m

Nella tipologia D rientrano i muri di sostegno che hanno altezza del paramento da 1,00 a 2,90m. In Allegato è riportata la verifica condotta nel caso di altezza pari a 3m utilizzando le condizioni di carico e stratigrafiche descritte in precedenza secondo l'Approccio A1 – M1.

Per il calcolo delle fondazioni del muro, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti sul singolo palo valutate nella sezione di spiccato fondazione per le varie combinazioni delle azioni.

	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]
combinazione statica	1141	-224	137
combinazione sismica	896	-63	149

I pali adottati hanno diametro  $\phi 800\text{mm}$  e lunghezza 18m disposti a quinconce su due file.

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$1141\text{kN} < 1252 \text{ kN}$$

Anche la condizione di "sisma" è stata verificata, ottenendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$896 \text{ kN} < 1252 \text{ kN}$$

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della tabella di riferimento.

I valori delle forze di taglio utilizzati nelle verifiche sono stati estratti dalle analisi strutturali per la condizione ritenuta più gravosa.

Considerando la presenza del litotipo GSL nei primi metri di palo, e considerando un'incidenza media lungo la lunghezza del palo di 80 kg/ml, si ottiene che le verifiche sono soddisfatte essendo la capacità portante di progetto R<sub>trd</sub> maggiore dell'azione di progetto agente F<sub>trd</sub>.

## 7 MURI DI SOTTOSCARPA

Il tracciato interessa solo per due muri (OM09 e OM11) la necessità di prevedere dei muri di sottoscarpa. Le altezze del paramento variano da 2,00 m a 4,00 m, e sono stati suddivisi in 2 tipologie; quelli più alti, da 3,00 m a 4,00 m sono fondati su pali di grande diametro ø800 e lunghezza 15m, mentre gli altri, da 2,00 m a 3,00 m su fondazione diretta.

La metodologia seguita per le verifiche dei muri su pali è la stessa dei muri di sostegno, a meno delle azioni eccezionali dovute all'urto o al vento.

### 7.1 TIPOLOGIA E: H=4M

Nella tipologia E rientrano i muri di sottoscarpa che hanno altezza del paramento da 3,00 a 4,00m. In Allegato è riportata la verifica condotta nel caso di altezza pari a 4m utilizzando le condizioni di carico descritte in precedenza secondo l'Approccio A1 – M1. La strafigrafia adottata è la seguente a partire da piano campagna:

Litotipo	spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	C [kPa]	$\phi$ [°]	Cu [kPa]
LSA	2,00	19,00	20	25	-
GSL	9,00	19,00	0	34	-
A	>20,00	19,00	-	-	150

La falda è stata assunta a -3,50m dal piano campagna.

Per il calcolo delle fondazioni del muro, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti sul singolo palo valutate nella sezione di spiccato fondazione per le varie combinazioni delle azioni.

	NMAX [kN]	NMIN [kN]	V [kN]
combinazione statica	1141	-224	137
combinazione sismica	896	-63	149

I pali adottati hanno diametro  $\phi 800\text{mm}$  e lunghezza 15m disposti a quinconce su due file.

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$1141\text{kN} < 1252 \text{ kN}$$

Anche la condizione di "sisma" è stata verificata, ottenendo:

$$Ed,c < Rd,c$$

$$896 \text{ kN} < 1252 \text{ kN}$$

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della tabella di riferimento.

I valori delle forze di taglio utilizzati nelle verifiche sono stati estratti dalle analisi strutturali per la condizione ritenuta più gravosa.

Considerando la presenza del litotipo GSL nei primi metri di palo, e considerando un'incidenza media lungo la lunghezza del palo di 80 kg/ml, si ottiene che le verifiche sono soddisfatte essendo la capacità portante di progetto  $R_{trd}$  maggiore dell'azione di progetto agente  $F_{trd}$ .

## 7.2 TIPOLOGIA F: H=3M

Per il muro tipologico tipo F, con altezza del paramento da 2,00 m a 3,00m si sono adottate fondazioni dirette con 'dente'. Nelle Tabella successive sono forniti i risultati delle analisi eseguite in termini di fattori di sicurezza, rispettivamente, per le analisi in condizioni statiche e per le analisi in condizioni sismiche.

Nelle analisi si è considerato una stratigrafia costituita da un terreno con caratteristiche meccaniche della ghiaia sabbiosa limosa GSL, con peso di unità di volume pari a  $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ , coesione  $c'=0 \text{ kPa}$  e  $\phi'=34^\circ$ .

La falda è stata assunta a 3,50m di profondità dall'attuale piano campagna.

I risultati delle verifiche sono riportati di seguito:

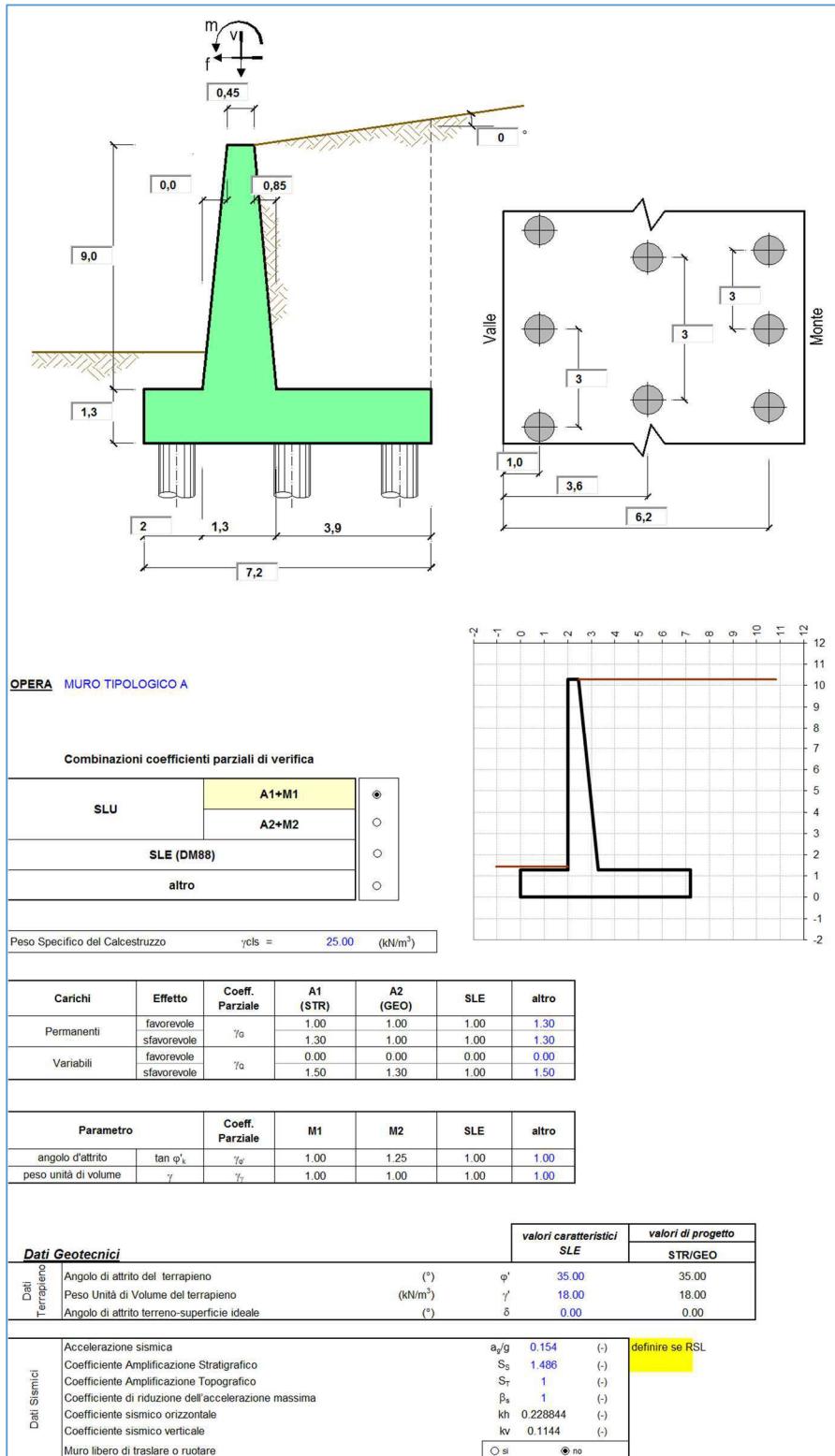
Verifiche in condizioni statiche e sismiche – Fattori di sicurezza					
Altezza paramento		Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite	Stabilità globale
h=4,00m	statico	1,85 > 1,1	8,04 > 1,15	4,13 > 1,4	5,1 > 1,1
	sismico	1,64 > 1,0	3,53 > 1,0	2,57 > 1,2	3,11 > 1,2

Si fa presente che la verifica a ribaltamento in condizioni sismiche è stata svolta considerando il valore di  $\beta_m$  incrementato del 50% rispetto al valore assunto nelle altre verifiche in base a quanto previsto in normativa (ved par. 7.11.6.2.1 delle NTC2018).

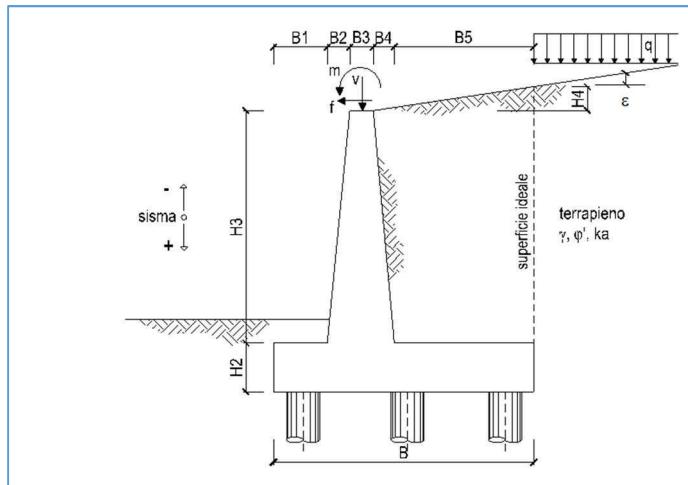
Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai coefficienti di normativa.

**8 ALLEGATI**

## 8.1 TIPOLOGIA MURO A



Coefficie nti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma + Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	ka kas+ kas-	SLE		STR/GEO	
					0.271	0.271
			0.400	0.400	0.442	0.442
<b>Carichi Agenti</b>						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	5.00	5.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	8.40	12.60
	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	8.40	12.60
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m <sup>2</sup> )	qs	10.00	
	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	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>						
<b>Calcestruzzo</b>						
classe cls	C28/35					
Rck	35	(MPa)				
fck	28	(MPa)				
fcm	36					
Ec	32308	(MPa)				
$\alpha_{cc}$	0.85					
$\gamma_c$	1.50					
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)				
$f_{ctm} = 0.30 f_{ct}^{2/3}$	2.77	(MPa)				
<b>Acciaio</b>						
tipo di acciaio	B450C					
fyk =			450	(MPa)		
$\gamma_s$			1.15			
$f_yd = f_{yk} / \gamma_s$			391.30	(MPa)		
Es =	210000	(MPa)				
$\varepsilon_{ys} = 0.19\%$						
<b>Tensioni limite (tensioni ammissibili)</b>						
condizioni statiche						
$\sigma_c$	9.75	Mpa				
$\sigma_f$	260	Mpa				
condizioni sismiche						
$\sigma_c$	8.5	Mpa				
$\sigma_f$	260	Mpa				
coefficiente omogeneizzazione acciaio $n =$						
<b>Copriferro</b> (distanza asse armatura-bordo)						
c =	5.00	(cm)				



#### OPERA

#### DATI DI PROGETTO:

##### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	9.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.85	(m)

##### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.90	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls =	25.00	(kN/m³)
---------------------------------	--------	-------	---------

#### FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	(kN/m)	101.25
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	(kN/m)	95.63
Pm4 =	(B*H2*γcls)	(kN/m)	234.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	430.88
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	(B5*H3*γ')	(kN/m)	631.80
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ')	(kN/m)	0.00
Pt3 =	(B4*H3*γ')/2	(kN/m)	68.85
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	700.65

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat q * (B4+B5)	(kN/m)	95	142.5
Sovr acc. Sism qs * (B4+B5)	(kN/m)	47.5	

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

- Muro (Mm)			
Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)	(kN/m)	0.00
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	(kN/m)	225.28
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kN/m)	261.38
Mm4 =	Pm4*(B/2)	(kN/m)	842.40
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m)	1329.06

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
M11 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kN/m)	3316.95
M12 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kN/m)	0.00
M13 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kN/m)	207.70
Msovr =	Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kN/m)	0.00
Mt =	Mt1 + M12 + M13 + Msovr	(kN/m)	3524.65

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat *(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	458.38	687.56
Sovr acc. Sism *(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	229.19	

<b>INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO</b>			
- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	98.60
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	49.30
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	160.34
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	80.17
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kN/m)	134.39
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kN/m)	94.10
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kN/m)	34.81
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	263.29
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)			
MPs1 v=	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kN/m)	25.78
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kN/m)	29.91
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kN/m)	96.39
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	152.07
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	838.59
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	115.02
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	953.60
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v=	kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	379.53
MPts2 v=	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	kv*Pt3*((H2+H3*2/3)*(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	29.35
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	408.88
<b>CONDIZIONE STATICÀ</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
		SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica			
St =	0,5*γ*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	258.74
Sq perm =	q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	0.00
Sq acc =	q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	55.82
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth =	St*cosδ	(kN/m)	258.74
Sqh perm =	Sq perm*cosδ	(kN/m)	0.00
Sqh acc =	Sq acc*cosδ	(kN/m)	55.82
- Componente verticale condizione statica			
Stv =	St*senδ	(kN/m)	0.00
Sqv perm =	Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00
Sqv acc =	Sq acc*senδ	(kN/m)	0.00
<b>MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
		SLE	STR/GEO
MS1 =	Sth*((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	888.35
MS2 =	Stv*B	(kN/m)	0.00
MSq1 perm=	Sqh perm*((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	0.00
MSq2 perm=	Sqh perm*B	(kN/m)	0.00
MSq1 acc =	Sqh acc*((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	287.49
MSq2 acc =	Sqh acc*B	(kN/m)	0.00
<b>MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE</b>			
Mfext perm=	mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	12.25
Mfext acc =	m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	94.92
<b>AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDATIONE</b>			
Risultante forze verticali (N)			
N perm	= Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	1136.53
N acc min	= v + Sqv acc	(kN/m)	0.00
N acc max	= v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	142.50
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm	= Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)	258.74
T acc	= Sqh acc + f	(kN/m)	64.22
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm	= ΣM	(kNm/m)	3953.10
MM acc (Nmin)	= ΣM	(kNm/m)	-382.41
MM acc (Nmax)	= ΣM	(kNm/m)	75.96
<b>CONDIZIONE SISMICA +</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	0,5*γ*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	258.74
Sst1 sism =	0,5*γ*(1+kv)*(H2+H3+H4)*kas*Sst1 stat	(kN/m)	166.44
Ssq1 perm=	qp*(H2+H3+H4)*kas*	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc =	qs*(H2+H3+H4)*kas*	(kN/m)	41.16

- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	258.74
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	166.44
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	41.16

- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO	SLE	STR/GEO	
- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	888.35
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	857.17
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kN/m)	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kN/m)	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4/2)	(kN/m)	211.96
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kN/m)	0.00

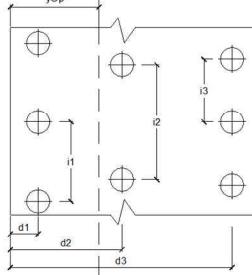
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE	SLE	STR/GEO
Mfext1 = mp+ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	11.13

#### AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	1266.00	1266.00
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	1266.00	1313.50
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	(kN/m)	725.28	725.28
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	2251.40	2251.40
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	2480.59	2480.59

#### CONDIZIONE SISMICA -

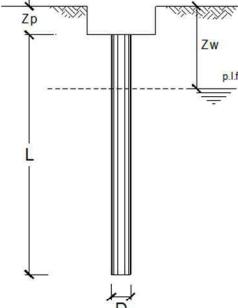
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO	SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -		
Sst1 stat = 0,5*γ/(H2+H3+H4)^2*ka	(kN/m)	258.74
Sst1 sism = 0,5*γ/(1-kv)*(H2+H3+H4)^2*kas-Sst1 stat	(kN/m)	114.71
Ssq1 perm= qp*(H2+H3+H4)*kas-	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc = qs*(H2+H3+H4)*kas-	(kN/m)	45.49
- Componente orizzontale condizione sismica -		
Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	258.74
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	114.71
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	41.16
- Componente verticale condizione sismica -		
Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO					
- Condizione sismica -								
MSat1 stat =	Satth stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kNm)	888.35					
MSat1 sism =	Satv stat * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	599.78					
MSat2 stat =	Satv stat* B	(kNm)	0.00					
MSat2 sism =	Satv sism* B	(kNm)	0.00					
MSsq1 =	Sq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	211.96					
MSsq2 =	Sq1v * B	(kNm)	234.28					
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 )	11.13					
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAMENTA								
Risultante forze verticali (N)								
Nmin =	Pn+ Pt + vp + vs + Sathv + Ssq1v + Ps v + Ptsv	( kNm )	1007.05					
Nmax =	Pn+Pt+vp+vs+Sathv+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	( kNm )	1054.55					
Risultante forze orizzontali (T)								
T =	Satth + Ssq1h + fp + fs + Ph + Ptsh	( kNm )	673.56					
			677.89					
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)								
MM (Nmin) =	$\sum M$	( kNm/m )	2517.79					
MM (Nmax) =	$\sum M$	( kNm/m )	2495.46					
			2746.97					
			2724.65					
Caratteristiche della Palificata								
								
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	1.00 (m)	interasse pali (1) = 3.00 (m)					
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	3.60 (m)	interasse pali (2) = 3.00 (m)					
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	6.20 (m)	interasse pali (3) = 3.00 (m)					
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		= 3.600 (m)						
Risultante forze verticali (Np = N)								
Risultante forze orizzontali (Tp = T)								
Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)								
Mp = yGp*Np - MM								
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU								
caso	Np		Mp		Tp			
	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kNm/m]	[kNm]	[kNm/m]		
statico	Nmin 1136.53	0.00	404.90	573.62	336.37	96.34		
	Nmax 1136.53	142.50	404.90	399.06				
sisma+	Nmin 1266.00		2306.19		725.28			
	Nmax 1313.50		2249.00					
sisma-	Nmin 1007.05		1129.93		677.89			
	Nmax 1054.55		1071.74					
Sollecitazioni sui pali SLU								
caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		Tp pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin 1701.05		1136.53		572.00		432.70	
	Nmax 1742.84		1279.03		815.21			
sistema+	Nmin 2596.49		1266.00		-64.50		725.28	
	Nmax 2610.42		1313.50		16.57			
sistema-	Nmin 1658.94		1007.05		355.17		677.89	
	Nmax 1672.87		1054.55		436.24			
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU / caratteristiche								
caso	Np		Mp		Tp			
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
statico	rara 0.00		95.00		382.41	75.96	64.22	
	freq 1136.53	0.00	71.25	138.39	288.81	56.97	258.74	48.17
	quasi perm 0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
sistema+	Nmin 1266.00			2306.19			725.28	
	Nmax 1266.00			2077.00				
sistema-	Nmin 1007.05			1107.61			673.56	
	Nmax 1054.55			1049.42				
Sollecitazioni sui pali SLU / caratteristiche								
caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		Tp pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara 0.00		0.00		220.62	-165.47	258.74	48.17
	freq 1216.37	220.62	1136.53	0.00	1056.68	0.00		64.22
	quasi perm 165.47		0.00					
statico	rara 138.82		95.00		51.18		64.22	
	freq 1216.37	104.12	1136.53	71.25	1056.68	38.38	258.74	48.17
	quasi perm 0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
sistema+	Nmin 2596.49		1266.00		-64.50		725.28	
	Nmax 2464.26		1266.00		67.73			
sistema-	Nmin 1646.06		1007.05		368.05		673.56	
	Nmax 1659.99		1054.55		449.12			

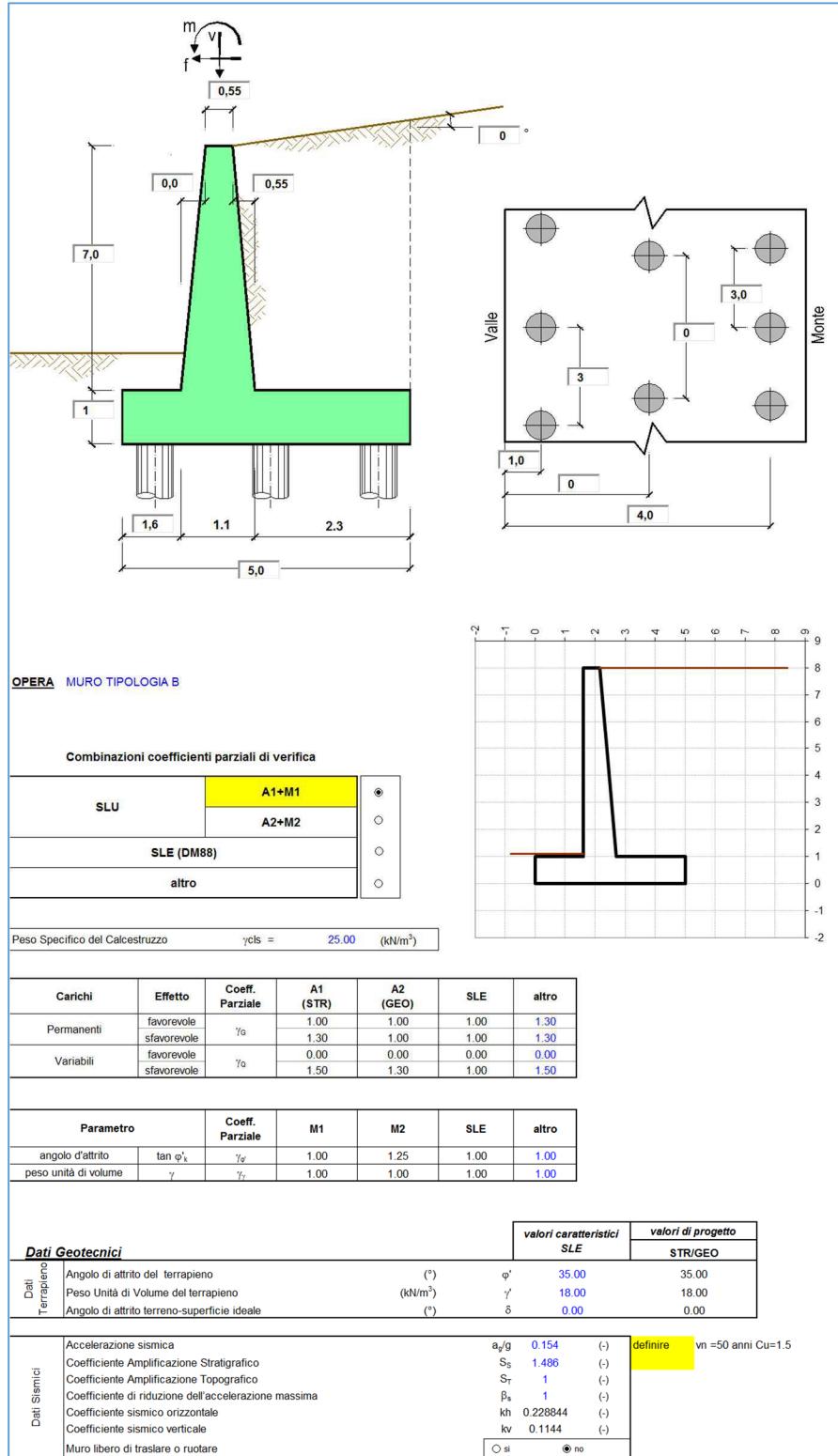
### 8.1.1 VERIFICHE FONDAZIONI TIPOLOGIA MURO A

<b>CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO</b>												
<b>CANTIERE:</b> Muro tipologico A						<b>OPERA:</b>						
<b>DATI DI INPUT:</b>												
Diametro del Palo (D):			1.00	(m)	Area del Palo (Ap):			0.785	(m <sup>2</sup> )			
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):			1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):			1.00	(m)			
Carico Assiale Permanente (G):			2650	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):			0	(kN)			
Numero di strati			2	(n)	Lpalo =			28.00	(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 traz</sub>		
<input type="radio"/> A1+M1+R1 <input type="radio"/> A2+M1+R2 <input type="radio"/> A1+M1+R3 <input type="radio"/> SISMA  <input type="radio"/> DM88  <input checked="" type="radio"/> definiti dal progettista			γ <sub>g</sub>	γ <sub>q</sub>								
			1.30	1.50	1.00	1.00	1.00					
			1.00	1.30	1.70	1.45	1.60					
			1.30	1.50	1.35	1.15	1.25					
			1.00	1.00	1.35	1.15	1.25					
				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				
				1.00	1.00	1.35	1.15	1.25				
(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)												
<b>PARAMETRI MEDI</b>												
<b>Strato</b> (-) (m)	<b>Spess</b> (-) (m)	<b>Tipo di terreno</b> GSI	Parametri del terreno				Coefficients of Calculation					
			γ	c <sub>med</sub>	φ <sub>med</sub>	c <sub>u med</sub>	k	μ	a	α		
			(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)		
1	9.20	19.00	34.0	0.44	0.67							
2	18.80	19.00	150.0	0.00	0.00		0.40					
<b>PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)</b>												
<b>Strato</b> (-) (m)	<b>Spess</b> (-) (m)	<b>Tipo di terreno</b> GSI	Parametri del terreno				Coefficients of Calculation					
			γ	c <sub>min</sub>	φ <sub>min</sub>	c <sub>u min</sub>	k	μ	a	α		
			(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)		
1	9.20	0.00	34.00	0.00	0.44	0.67		0.00				
2	18.80	19.00	150.00	0.00	0.00		0.40					
<b>RISULTATI</b>												
<b>Strato</b> (-) (m)	<b>Spess</b> (-) (m)	<b>Tipo di terreno</b> GSI	media				minima (solo SLU)					
			Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>	O <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	9.20	580.9			580.9							
2	18.80	3543.7	0.00	9.00	1916.2	1505.0	3543.7	0.00	9.00	1916.2	1505.0	
<b>CARICO ASSIALE AGENTE</b>												
Nd = Ng · γ <sub>g</sub> + Nq · γ <sub>q</sub>				base R <sub>b;cal med</sub> = 1505.0 (kN)				base R <sub>b;cal min</sub> = 1505.0 (kN)				
Nd = 2650.0 (kN)				laterale R <sub>s;cal med</sub> = 4124.6 (kN)				laterale R <sub>s;cal min</sub> = 4124.6 (kN)				
				totale R <sub>c;cal med</sub> = 5629.6 (kN)				totale R <sub>c;cal min</sub> = 5629.6 (kN)				
<b>CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA</b>												
R <sub>b,k</sub> = Min(R <sub>b;cal med</sub> /ξ <sub>3</sub> ; R <sub>b;cal min</sub> /ξ <sub>4</sub> ) = 885.3 (kN)				R <sub>c,d</sub> = R <sub>b,k</sub> /γ <sub>b</sub> + R <sub>s,k</sub> /γ <sub>s</sub>				Fs = R <sub>c,d</sub> / Nd				
R <sub>s,k</sub> = Min(R <sub>s;cal med</sub> /ξ <sub>3</sub> ; R <sub>s;cal min</sub> /ξ <sub>4</sub> ) = 2426.3 (kN)				R <sub>c,d</sub> = 2765.6 (kN)				Fs = 1.04				
R <sub>c,k</sub> = R <sub>b,k</sub> + R <sub>s,k</sub> = 3311.5 (kN)												

### 8.1.2 VERIFICHE FONDAZIONI TIPOLOGIA MURO A – OM19 E OM20

<b>CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO</b>																																																																																																																																	
<b>CANTIERE:</b> muro tipologia A OM19 - OM20					<b>OPERA:</b>																																																																																																																												
<b>DATI DI INPUT:</b>																																																																																																																																	
Diametro del Palo (D):	1.00	(m)	Area del Palo (Ap):	0.785	(m <sup>2</sup> )																																																																																																																												
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	1.00	(m)																																																																																																																												
Carico Assiale Permanente (G):	2650	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)																																																																																																																												
Numero di strati	3	▲	Lpalo =	28.00	(m)																																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="2">coefficienti parziali</th> <th colspan="2">azioni</th> <th colspan="4">resistenza laterale e di base</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Metodo di calcolo</th> <th>permanenti</th> <th>variabili</th> <th>γ<sub>b</sub></th> <th>γ<sub>s</sub></th> <th>γ<sub>s</sub> traz</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4" style="vertical-align: middle; text-align: center;"> <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R1  <input type="radio"/> A2+M1+R2  <input type="radio"/> A1+M1+R3  <input type="radio"/> SISMA  <input type="radio"/> DM88  <input type="radio"/> definiti dal progettista                 </td> <td>○</td> <td>1.30</td> <td>1.50</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>○</td> <td>1.00</td> <td>1.30</td> <td>1.70</td> <td>1.45</td> <td>1.60</td> <td></td> </tr> <tr> <td>○</td> <td>1.30</td> <td>1.50</td> <td>1.35</td> <td>1.15</td> <td>1.25</td> <td></td> </tr> <tr> <td>○</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>1.35</td> <td>1.15</td> <td>1.25</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">○</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">●</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>1.35</td> <td>1.15</td> <td>1.25</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										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		<input checked="" type="radio"/> A1+M1+R1 <input type="radio"/> A2+M1+R2 <input type="radio"/> A1+M1+R3 <input type="radio"/> SISMA <input type="radio"/> DM88 <input type="radio"/> definiti dal progettista	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00		○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60		○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25		○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25		○		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		●		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25																																																												
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																																																																																																																											
<input checked="" type="radio"/> A1+M1+R1 <input type="radio"/> A2+M1+R2 <input type="radio"/> A1+M1+R3 <input type="radio"/> SISMA <input type="radio"/> DM88 <input type="radio"/> definiti dal progettista	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00																																																																																																																											
	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60																																																																																																																											
	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25																																																																																																																											
	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25																																																																																																																											
○		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00																																																																																																																											
●		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25																																																																																																																											
																																																																																																																																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>n</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>7</th> <th>≥10</th> <th>T.A.</th> <th>prog.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>z<sub>3</sub></td> <td>1.70</td> <td>1.65</td> <td>1.60</td> <td>1.55</td> <td>1.50</td> <td>1.45</td> <td>1.40</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>z<sub>4</sub></td> <td>1.70</td> <td>1.55</td> <td>1.48</td> <td>1.42</td> <td>1.34</td> <td>1.28</td> <td>1.21</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>										n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.	z <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	z <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00																																																																																										
n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.																																																																																																																								
z <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00																																																																																																																								
z <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00																																																																																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="10" style="text-align: center;"><b>PARAMETRI MEDI</b></th> </tr> <tr> <th rowspan="2">Strato</th> <th rowspan="2">Spess.</th> <th rowspan="2">Tipo di terreno</th> <th colspan="7">Parametri del terreno</th> <th rowspan="2">Coefficients di Calcolo</th> </tr> <tr> <th>γ</th> <th>c<sub>med</sub></th> <th>φ<sub>med</sub></th> <th>c<sub>u med</sub></th> <th>k</th> <th>μ</th> <th>a</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>3.50</td> <td>LSA</td> <td>19.00</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6.00</td> <td>GSL</td> <td>19.00</td> <td>0.0</td> <td>34.0</td> <td>0.44</td> <td>0.67</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>18.50</td> <td>A</td> <td>19.00</td> <td>0.0</td> <td>150.0</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.40</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										<b>PARAMETRI MEDI</b>										Strato	Spess.	Tipo di terreno	Parametri del terreno							Coefficients di Calcolo	γ	c <sub>med</sub>	φ <sub>med</sub>	c <sub>u med</sub>	k	μ	a	α	1	3.50	LSA	19.00	0.0	0.0	0.00	0.00			2	6.00	GSL	19.00	0.0	34.0	0.44	0.67			3	18.50	A	19.00	0.0	150.0	0.00	0.00	0.40																																																														
<b>PARAMETRI MEDI</b>																																																																																																																																	
Strato	Spess.	Tipo di terreno	Parametri del terreno							Coefficients di Calcolo																																																																																																																							
			γ	c <sub>med</sub>	φ <sub>med</sub>	c <sub>u med</sub>	k	μ	a		α																																																																																																																						
1	3.50	LSA	19.00	0.0	0.0	0.00	0.00																																																																																																																										
2	6.00	GSL	19.00	0.0	34.0	0.44	0.67																																																																																																																										
3	18.50	A	19.00	0.0	150.0	0.00	0.00	0.40																																																																																																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="10" style="text-align: center;"><b>PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)</b></th> </tr> <tr> <th rowspan="2">Strato</th> <th rowspan="2">Spess.</th> <th rowspan="2">Tipo di terreno</th> <th colspan="7">Parametri del terreno</th> <th rowspan="2">Coefficients di Calcolo</th> </tr> <tr> <th>γ</th> <th>c<sub>min</sub></th> <th>φ<sub>min</sub></th> <th>c<sub>u min</sub></th> <th>k</th> <th>μ</th> <th>a</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>3.50</td> <td>LSA</td> <td>19.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>23.00</td> <td>GSL</td> <td>19.00</td> <td>0.00</td> <td>34.00</td> <td>0.44</td> <td>0.67</td> <td>0.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.50</td> <td>A</td> <td>19.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.40</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										<b>PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)</b>										Strato	Spess.	Tipo di terreno	Parametri del terreno							Coefficients di Calcolo	γ	c <sub>min</sub>	φ <sub>min</sub>	c <sub>u min</sub>	k	μ	a	α	1	3.50	LSA	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		2	23.00	GSL	19.00	0.00	34.00	0.44	0.67	0.00		3	0.50	A	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40																																																														
<b>PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)</b>																																																																																																																																	
Strato	Spess.	Tipo di terreno	Parametri del terreno							Coefficients di Calcolo																																																																																																																							
			γ	c <sub>min</sub>	φ <sub>min</sub>	c <sub>u min</sub>	k	μ	a		α																																																																																																																						
1	3.50	LSA	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00																																																																																																																									
2	23.00	GSL	19.00	0.00	34.00	0.44	0.67	0.00																																																																																																																									
3	0.50	A	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40																																																																																																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="10" style="text-align: center;"><b>RISULTATI</b></th> </tr> <tr> <th rowspan="2">Strato</th> <th rowspan="2">Spess.</th> <th rowspan="2">Tipo di terreno</th> <th colspan="5">media</th> <th colspan="5">minima (solo SLU)</th> </tr> <tr> <th>Qsi</th> <th>Nq</th> <th>Nc</th> <th>qb</th> <th>Qbm</th> <th>Qsi</th> <th>Nq</th> <th>Nc</th> <th>qb</th> <th>Qbm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>3.50</td> <td>LSA</td> <td>0.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>23.00</td> <td>GSL</td> <td>474.7</td> <td>0.00</td> <td>9.00</td> <td>1916.2</td> <td>1505.0</td> <td>5289.3</td> <td>94.2</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.50</td> <td>A</td> <td>3487.2</td> <td>0.00</td> <td>9.00</td> <td>1916.2</td> <td>1505.0</td> <td>1897.2</td> <td>1490.1</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										<b>RISULTATI</b>										Strato	Spess.	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	1	3.50	LSA	0.0				0.0				2	23.00	GSL	474.7	0.00	9.00	1916.2	1505.0	5289.3	94.2	0.00	3	0.50	A	3487.2	0.00	9.00	1916.2	1505.0	1897.2	1490.1																																																							
<b>RISULTATI</b>																																																																																																																																	
Strato	Spess.	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)																																																																																																																									
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm																																																																																																																					
1	3.50	LSA	0.0				0.0																																																																																																																										
2	23.00	GSL	474.7	0.00	9.00	1916.2	1505.0	5289.3	94.2	0.00																																																																																																																							
3	0.50	A	3487.2	0.00	9.00	1916.2	1505.0	1897.2	1490.1																																																																																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="5" style="text-align: left;"><b>CARICO ASSIALE AGENTE</b></th> <th colspan="5" style="text-align: left;"><b>CAPACITA' PORTANTE MEDIA</b></th> <th colspan="5" style="text-align: left;"><b>CAPACITA' PORTANTE MINIMA</b></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="5">Nd = Ng · γ<sub>g</sub> + Nq · γ<sub>q</sub></td> <td colspan="5">base R<sub>b,cal med</sub> = 1505.0 (kN)</td> <td colspan="5">base R<sub>b,cal min</sub> = 1490.1 (kN)</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Nd = 2650.0 (kN)</td> <td colspan="5">laterale R<sub>s,cal med</sub> = 3961.0 (kN)</td> <td colspan="5">laterale R<sub>s,cal min</sub> = 5383.6 (kN)</td> </tr> <tr> <td colspan="5"></td> <td colspan="5">totale R<sub>c,cal med</sub> = 5466.8 (kN)</td> <td colspan="5">totale R<sub>c,cal min</sub> = 6873.6 (kN)</td> </tr> <tr> <th colspan="5" style="text-align: left;"><b>CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA</b></th> <th colspan="5" style="text-align: left;"><b>CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO</b></th> <th colspan="5"></th> </tr> <tr> <td colspan="5">R<sub>b,k</sub> = Min(R<sub>b,cal med</sub>/z<sub>3</sub>; R<sub>b,cal min</sub>/z<sub>4</sub>) = 876.5 (kN)</td> <td colspan="5">R<sub>c,d</sub> = R<sub>b,k</sub>/γ<sub>b</sub> + R<sub>s,k</sub>/γ<sub>s</sub></td> <td colspan="5">Fs = R<sub>c,d</sub> / Nd</td> </tr> <tr> <td colspan="5">R<sub>s,k</sub> = Min(R<sub>s,cal med</sub>/z<sub>3</sub>; R<sub>s,cal min</sub>/z<sub>4</sub>) = 2330.5 (kN)</td> <td colspan="5">R<sub>c,d</sub> = 2675.8 (kN)</td> <td colspan="5">Fs = 1.01</td> </tr> <tr> <td colspan="5">R<sub>c,k</sub> = R<sub>b,k</sub> + R<sub>s,k</sub> = 3207.0 (kN)</td> <td colspan="5"></td> <td colspan="5"></td> </tr> </tbody> </table>										<b>CARICO ASSIALE AGENTE</b>					<b>CAPACITA' PORTANTE MEDIA</b>					<b>CAPACITA' PORTANTE MINIMA</b>					Nd = Ng · γ <sub>g</sub> + Nq · γ <sub>q</sub>					base R <sub>b,cal med</sub> = 1505.0 (kN)					base R <sub>b,cal min</sub> = 1490.1 (kN)					Nd = 2650.0 (kN)					laterale R <sub>s,cal med</sub> = 3961.0 (kN)					laterale R <sub>s,cal min</sub> = 5383.6 (kN)										totale R <sub>c,cal med</sub> = 5466.8 (kN)					totale R <sub>c,cal min</sub> = 6873.6 (kN)					<b>CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA</b>					<b>CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO</b>										R <sub>b,k</sub> = Min(R <sub>b,cal med</sub> /z <sub>3</sub> ; R <sub>b,cal min</sub> /z <sub>4</sub> ) = 876.5 (kN)					R <sub>c,d</sub> = R <sub>b,k</sub> /γ <sub>b</sub> + R <sub>s,k</sub> /γ <sub>s</sub>					Fs = R <sub>c,d</sub> / Nd					R <sub>s,k</sub> = Min(R <sub>s,cal med</sub> /z <sub>3</sub> ; R <sub>s,cal min</sub> /z <sub>4</sub> ) = 2330.5 (kN)					R <sub>c,d</sub> = 2675.8 (kN)					Fs = 1.01					R <sub>c,k</sub> = R <sub>b,k</sub> + R <sub>s,k</sub> = 3207.0 (kN)														
<b>CARICO ASSIALE AGENTE</b>					<b>CAPACITA' PORTANTE MEDIA</b>					<b>CAPACITA' PORTANTE MINIMA</b>																																																																																																																							
Nd = Ng · γ <sub>g</sub> + Nq · γ <sub>q</sub>					base R <sub>b,cal med</sub> = 1505.0 (kN)					base R <sub>b,cal min</sub> = 1490.1 (kN)																																																																																																																							
Nd = 2650.0 (kN)					laterale R <sub>s,cal med</sub> = 3961.0 (kN)					laterale R <sub>s,cal min</sub> = 5383.6 (kN)																																																																																																																							
					totale R <sub>c,cal med</sub> = 5466.8 (kN)					totale R <sub>c,cal min</sub> = 6873.6 (kN)																																																																																																																							
<b>CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA</b>					<b>CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO</b>																																																																																																																												
R <sub>b,k</sub> = Min(R <sub>b,cal med</sub> /z <sub>3</sub> ; R <sub>b,cal min</sub> /z <sub>4</sub> ) = 876.5 (kN)					R <sub>c,d</sub> = R <sub>b,k</sub> /γ <sub>b</sub> + R <sub>s,k</sub> /γ <sub>s</sub>					Fs = R <sub>c,d</sub> / Nd																																																																																																																							
R <sub>s,k</sub> = Min(R <sub>s,cal med</sub> /z <sub>3</sub> ; R <sub>s,cal min</sub> /z <sub>4</sub> ) = 2330.5 (kN)					R <sub>c,d</sub> = 2675.8 (kN)					Fs = 1.01																																																																																																																							
R <sub>c,k</sub> = R <sub>b,k</sub> + R <sub>s,k</sub> = 3207.0 (kN)																																																																																																																																	

## 8.2 TIPOLOGIA MURO B



Coeffici- enti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma + Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	SLE		STR/GEO		
		ka	0.271	0.271		
		kas+	0.400	0.400		
<b>Carichi Agenti</b>						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m²)	qp	0.00	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	5.00	5.00	
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m²)	q	20.00	30.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	12.60	18.90	
	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	12.60	18.90	
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	qs	10.00		
	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		

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

##### Calcestruzzo

classe cls	C28/35	
Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	
Ec	32308	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)

##### Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
$\gamma_s$	1.15	
$fyd = fyk / \gamma_s$	391.30	(MPa)

##### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

$\sigma_c$	9.75	Mpa
$\sigma_f$	260	Mpa

$E_s = 210000$  (MPa)

$\epsilon_{ys} = 0.19\%$

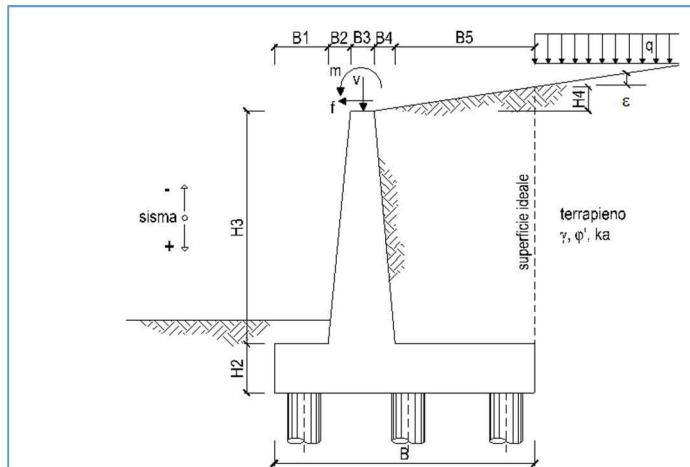
##### condizioni sismiche

$\sigma_c$	8.5	Mpa
$\sigma_f$	260	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n =

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

c = 5.00 (cm)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	7.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.55	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.55	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.30	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls =	25.00	(kN/m³)
---------------------------------	--------	-------	---------

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>
Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	(kN/m)	96.25
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	(kN/m)	48.13
Pm4 =	(B5*H3*γcls)	(kN/m)	125.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	269.38

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

Pt1 =	(B5*H3*γ')	(kN/m)	289.80	289.80
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ')	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	(B4*H3*γ')/2	(kN/m)	34.65	34.65
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	324.45	324.45

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat q * (B4+B5)	(kN/m)	57	85.5
Sovr acc. Sism qs * (B4+B5)	(kN/m)	28.5	

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

- Muro (Mm)

Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	(kN/m)	180.47	180.47
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kN/m)	112.29	112.29
Mm4 =	Pm4*(B1/2)	(kN/m)	312.50	312.50

$$Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$$

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

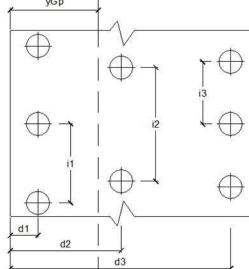
M1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kN/m)	1115.73	1115.73
M2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kN/m)	0.00	0.00
M3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kN/m)	87.20	87.20
Mssov =	Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Ml2 + Mt3 + Mssov	(kN/m)	1202.93	1202.93

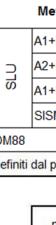
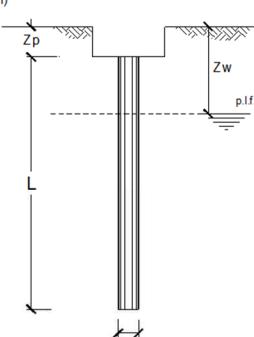
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat q * (B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	203.78	305.66
Sovr acc. Sism qs * (B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	101.89	

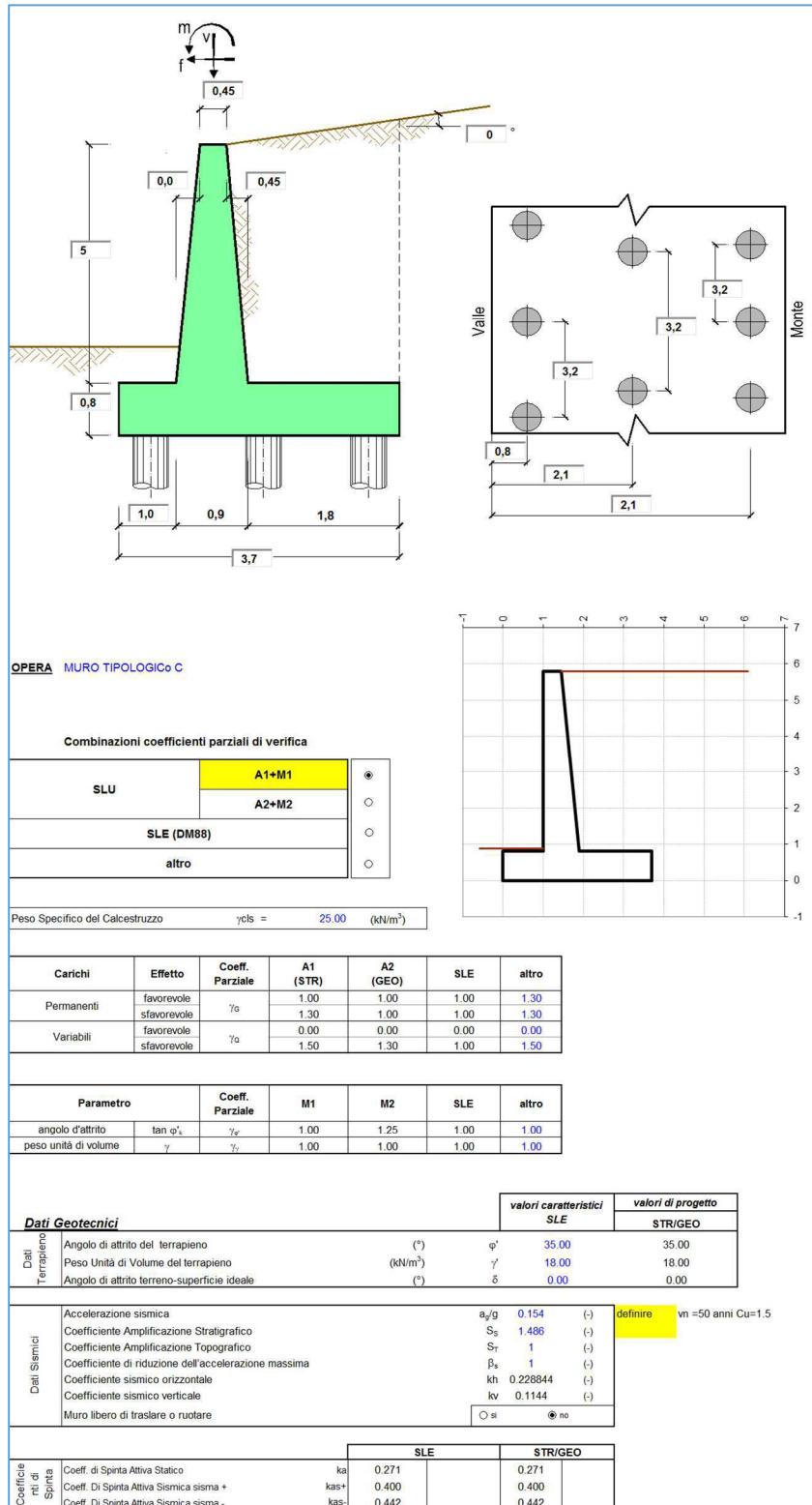
<b>INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO</b>			
- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	61.64
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	30.82
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Pts h =	Pt*kh	(kN/m)	74.25
Pts v =	Pt*kv	(kN/m)	37.12
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (Mps h)			
Mps1 h =	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kN/m)	0.00
Mps2 h =	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kN/m)	99.12
Mps3 h =	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kN/m)	36.71
Mps4 h =	kh*Pm4*(H2/2)	(kN/m)	14.30
Mps h =	Mps1+Mps2+Mps3+Mps4	(kN/m)	150.13
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (Mps v)			
Mps1 v =	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kN/m)	0.00
Mps2 v =	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kN/m)	20.65
Mps3 v =	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kN/m)	12.85
Mps4 v =	kv*Pm4*(B/2)	(kN/m)	35.76
Mps v =	Mps1+Mps2+Mps3+Mps4	(kN/m)	69.26
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (Mpts h)			
Mpts1 h =	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	298.44
Mpts2 h =	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00
Mpts3 h =	kh*Pt3*(H2+H3/2)*3	(kNm/m)	44.93
Mpts h =	Mpts1 + Mpts2 + Mpts3	(kNm/m)	343.37
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (Mpts v)			
Mpts1 v =	kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	127.66
Mpts2 v =	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00
Mpts3 v =	kv*Pt3*((H2+H3/2)*3 - (B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	11.80
Mpts v =	Mpts1 + Mpts2 + Mpts3	(kNm/m)	139.46
<b>CONDIZIONE STATICA</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
		SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica			
St =	0.5***(H2+H3+H4)**ka	(kN/m)	156.09
Sq perm =	q*(H2+H3+H4)**ka	(kN/m)	0.00
Sq acc =	q*(H2+H3+H4)**ka	(kN/m)	43.36
- Componente orizzontale condizione statica			
Stx =	St*cosδ	(kN/m)	156.09
Sqx perm =	Sq perm*cosδ	(kN/m)	0.00
Sqx acc =	Sq acc*cosδ	(kN/m)	43.36
- Componente verticale condizione statica			
Sty =	St*senδ	(kN/m)	0.00
Sqy perm =	Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00
Sqy acc =	Sq acc*senδ	(kN/m)	0.00
<b>MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
		SLE	STR/GEO
Ms1 =	Sth*((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	416.24
Ms2 =	St*B	(kN/m)	0.00
Msq1 perm =	Sq perm*((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	0.00
Msq2 perm =	Sq perm*B	(kN/m)	0.00
Msq1 acc =	Sq acc*((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	173.43
Msq2 acc =	Sq acc*B	(kN/m)	0.00
<b>MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE</b>			
Mext perm =	mp * fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	10.75
Mext acc =	m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	113.40
<b>AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAMENTAZIONE</b>			
Risultante forze verticali (N)			
N perm =	Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	598.83
N acc min =	v + Sqv acc	(kN/m)	0.00
N acc max =	v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	57.00
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm =	Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)	156.09
T acc =	Sqh acc+f	(kN/m)	55.96
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm =	ΣM	(kNm/m)	1381.20
MM acc (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	-286.83
MM acc (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	-83.06
<b>CONDIZIONE SISMICA +</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	0.5***(H2+H3+H4)**ka	(kN/m)	156.09
Sst1 sism =	0.5***(1-kv)*(H2+H3+H4)**kas-Sst1 stat	(kN/m)	100.41
Ssq1 perm =	qp*(H2+H3+H4)**kas*	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc =	qs*(H2+H3+H4)**kas*	(kN/m)	31.97

- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	156.09	156.09
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	100.41	100.41
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	31.97	31.97
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
<b>MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	416.24	416.24
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	401.63	401.63
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kN/m)	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4/2)	(kN/m)	127.87	127.87
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	0.00	0.00
<b>MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE</b>			
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 )	9.38	
<b>AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE</b>			
Risultante forze verticali (N)			
Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	666.77	666.77
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	666.77	695.27
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsv	(kN/m)	424.36	424.36
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	587.05	587.05
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	688.93	688.93
<b>CONDIZIONE SISMICA -</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = 0,5*/*(H2+H3+H4)^2*ka	(kN/m)	156.09	156.09
Sst1 sism = 0,5*/*(1-kv)*(H2+H3+H4)^2*kas^-Sst1 stat	(kN/m)	69.20	69.20
Ssq1 perm= qp*(H2+H3+H4)^*kas^-	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = qs*(H2+H3+H4)^*kas^-	(kN/m)	35.33	35.33
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	156.09	156.09
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	69.20	69.20
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	31.97	35.33
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GE0					
- Condizione sismica -								
Mstat1 stat = Sstat1 stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kNm/m)	165.24						
MSst1 sism = Sstat1 sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	270.81	270.81					
MSst2 stat = Sstat2 stat * 0	(kNm/m)	0.00	0.00					
MSst2 sism = Sstat2 sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00					
MSst1 = Sqsh1 * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	127.87	141.33					
MSst2 = Sqsh2 * B	(kNm/m)	0.00	0.00					
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE								
Mfex1 = mp*ms	(kNm/m)	0.00						
Mfex2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00						
Mfex3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	9.38						
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAMENTA								
Risultante forze verticali (N)								
Nmin = Pm+Pf+vp+vs+Sstv+Sqsh+Ps+v+Psv	(kNm)	530.88	530.88					
Nmax = Pm+Ptv+vp+Sstv+Sqsh+Ps+v+Psv+q acc	(kNm)	559.38	559.38					
Risultante forze orizzontali (T)								
T = Sstt1 + Sqsh1 + fp + fs + Ps + Ptsh	(kNm)	393.15	396.52					
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)								
MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	711.86	698.39					
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	813.75	800.28					
Caratteristiche della Palificata								
								
Fila n° 1 distanza asse bordo valle (d1)	1.00 (m)	interasse pali (i1) =	3.00 (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)	4.00 (m)	interasse pali (i3) =	3.00 (m)					
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)	= 2.500 (m)							
Risultante forze verticali (Np = N)								
Risultante forze orizzontali (Tp = T)								
Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)								
Mp = yGp*Np - MM								
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU								
CASO	Np [kN]	Mp [kNm]	Tp [kNm]					
	Permanenti [kN/m]	Accidentali [kN/m]	Permanenti [kNm/m]	Accidentali [kNm/m]	Permanenti [kN]	Accidentali [kN]		
statico	Nmin 598.83	0.00	240.73	430.25	202.92	83.94		
	Nmax 598.83	85.50	240.73	338.34				
sisma+	Nmin 666.77		1079.88		424.36			
	Nmax 695.27		1049.25					
sisma-	Nmin 530.88		628.80					
	Nmax 559.38		598.16		396.52			
Sollecitazioni sui pali SLU								
CASO	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]				
statico	1569.22			227.25				
	1605.56			447.42				
sisma+	2080.04			-79.73				
	2092.15			-6.34				
sisma-	1425.12			167.52				
	1437.23			240.90				
				594.78				
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche								
CASO	N [kN/m]	Mp [kNm/m]	Tp [kNm]					
	Permanenti [kN/m]	Acc. Nmin [kN/m]	Acc. Nmax [kN/m]	Permanenti [kNm/m]	Acc. Nmin [kNm/m]	Acc. Nmax [kNm/m]	Permanenti [kNm]	Accidentali [kNm]
statico	rara 0.00	57.00	288.83	-83.06	55.96			
freq 598.83	0.00	42.75	215.13	-62.29	156.09	41.97		
quasi perm 0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
sistema+	Nmin 666.77		1079.88		424.36			
	Nmax 666.77		978.00					
sistema-	Nmin 530.88		615.33					
	Nmax 559.38		584.70		393.15			
Sollecitazioni sui pali SLE / caratteristiche								
CASO	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]				
	Permanenti [kN]	Accidentali [kN]	Permanenti [kN]	Accidentali [kN]	Permanenti [kN]	Accidentali [kN]	Permanenti [kN]	Accidentali [kN]
statico	rara 266.83			-266.83	83.94			
freq 1014.10	211.13			782.36	234.14	42.95		
quasi perm 0.00	0.00			0.00	0.00			
statico	rara 2.44			168.56	83.94			
freq 1014.10	1.83			126.42	234.14	62.95		
quasi perm 0.00	0.00			0.00	0.00			
sistema+	Nmin 2080.04			-79.73	636.54			
	Nmax 1978.15			22.16				
sistema-	Nmin 1411.65			180.98				
	Nmax 1423.76			254.37	589.73			

<b>CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO</b>													
<b>CANTIERE:</b> Verifiche fondazioni Muro Tipologico B						<b>OPERA:</b>							
<b>DATI DI INPUT:</b>													
Diametro del Palo (D):			1.00 (m)			Area del Palo (Ap):			0.785 (m <sup>2</sup> )				
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):			1.50 (m)			Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):			1.00 (m)				
Carico Assiale Permanente (G):			2100 (kN)			Carico Assiale variabile (Q):			(kN)				
Numero di strati			3			L <sub>palo</sub> = 24.00 (m)							
<b>coefficienti parziali</b>				<b>azioni</b>		<b>resistenza laterale e di base</b>							
<b>Metodo di calcolo</b>		permanenti		variabili		$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{ traz}}$					
	<input type="radio"/> A1+M1+R1		$\gamma_g$	1.30	$\gamma_q$	1.50	$\gamma_b$	1.00	$\gamma_s$	1.00	$\gamma_{s\text{ traz}}$		
	<input type="radio"/> A2+M1+R2		$\gamma_g$	1.00	$\gamma_q$	1.30	$\gamma_b$	1.70	$\gamma_s$	1.45	$\gamma_{s\text{ traz}}$		
	<input type="radio"/> A1+M1+R3		$\gamma_g$	1.30	$\gamma_q$	1.50	$\gamma_b$	1.35	$\gamma_s$	1.15	$\gamma_{s\text{ traz}}$		
	<input type="radio"/> SISMA		$\gamma_g$	1.00	$\gamma_q$	1.00	$\gamma_b$	1.35	$\gamma_s$	1.15	$\gamma_{s\text{ traz}}$		
	<input type="radio"/> DM88		$\gamma_g$	1.00	$\gamma_q$	1.00	$\gamma_b$	1.00	$\gamma_s$	1.00	$\gamma_{s\text{ traz}}$		
<input checked="" type="radio"/> definiti dal progettista		$\gamma_g$	1.00	$\gamma_q$	1.00	$\gamma_b$	1.35	$\gamma_s$	1.15	$\gamma_{s\text{ traz}}$			
<b>n</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>7</b>	<b>≥10</b>	<b>T.A.</b>	<b>prog.</b>				
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00				
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00				
													
<b>PARAMETRI MEDI</b>													
	<b>Strato</b>	<b>Spess</b>	<b>Tipo di terreno</b>	<b>Parametri del terreno</b>				<b>Coefficienti di Calcolo</b>					
				$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{\text{med}}$ (kPa)	$\varphi'_{\text{med}}$ (°)	$c_u_{\text{med}}$ (kPa)	$k$ (-)	$\mu$ (-)	$a$ (-)	$\alpha$ (-)		
				1 0.50	LSA	19.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00		
				2 9.00	GLS	19.00	34.0	0.00	0.67	0.00	0.40		
3 14.50	A	19.00	150.0										
(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)													
<b>PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)</b>													
	<b>Strato</b>	<b>Spess</b>	<b>Tipo di terreno</b>	<b>Parametri del terreno</b>				<b>Coefficienti di Calcolo</b>					
				$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{\text{min}}$ (kPa)	$\varphi'_{\text{min}}$ (°)	$c_u_{\text{min}}$ (kPa)	$k$ (-)	$\mu$ (-)	$a$ (-)	$\alpha$ (-)		
				1 0.50	LSA	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
				2 9.00	GLS	19.00	34.00	0.00	0.67	0.00	0.40		
3 14.50	A	19.00	150.00										
<b>RISULTATI</b>													
	<b>Strato</b>	<b>Spess</b>	<b>Tipo di terreno</b>	<b>media</b>				<b>minima (solo SLU)</b>					
				<b>Qsi</b> (kN)	<b>Nq</b> (-)	<b>Nc</b> (-)	<b>qb</b> (kPa)	<b>Qbm</b> (kN)	<b>Qsi</b> (kN)	<b>Nq</b> (-)	<b>Nc</b> (-)	<b>qb</b> (kPa)	<b>Qbm</b> (kN)
				1 0.50	LSA	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
				2 9.00	GLS	575.9	2733.2	9.00	1834.5	1440.8	575.9	2733.2	9.00
<b>CARICO ASSIALE AGENTE</b>													
<b>CAPACITA' PORTANTE MEDIA</b>				<b>CAPACITA' PORTANTE MINIMA</b>									
Nd = Ng · $\gamma_g$ + Nq · $\gamma_q$				base $R_{b,\text{cal med}} = 1440.8$ (kN)				base $R_{b,\text{cal min}} = 1440.8$ (kN)					
Nd = 2100.0 (kN)				laterale $R_{s,\text{cal med}} = 3309.0$ (kN)				laterale $R_{s,\text{cal min}} = 3309.0$ (kN)					
				totale $R_{c,\text{cal med}} = 4749.9$ (kN)				totale $R_{c,\text{cal min}} = 4749.9$ (kN)					
<b>CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA</b>													
<b>CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO</b>													
$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,\text{cal med}}/\xi_3; R_{b,\text{cal min}}/\xi_4) = 847.5$ (kN)				$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$				$F_s = R_{c,d} / Nd$					
$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,\text{cal med}}/\xi_3; R_{s,\text{cal min}}/\xi_4) = 1946.5$ (kN)				$R_{c,d} = 2320.4$ (kN)				$F_s = 1.10$					

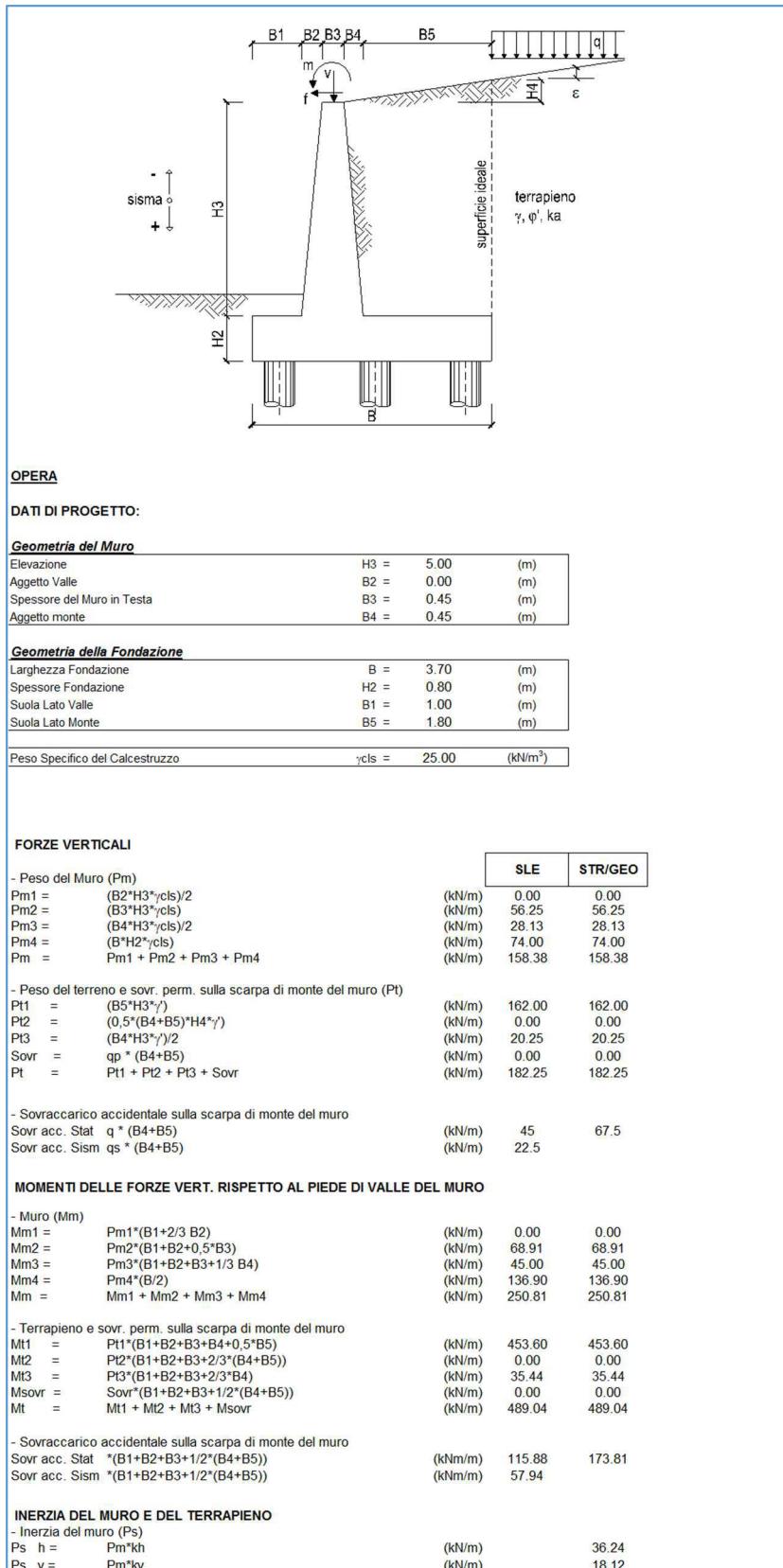
### 8.3 TIPOLOGIA MURO C



<b>Carichi Agenti</b>			<i>valori caratteristici</i> SLE - sisma	<i>valori di progetto</i> STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	vp	5.00	5.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m	10.50	15.75
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	10.50	15.75
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	10.50	15.75
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	10.00	urto
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche			vs	0.00	
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche			ms	0.00	

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

<u>Calcestruzzo</u>			<u>Acciaio</u>		
classe cls	C28/35		tipo di acciaio	B450C	
Rck	35	(MPa)	fyk =	450	(MPa)
fck	28	(MPa)			
fcm	36		$\gamma_s$	1.15	
Ec	32308	(MPa)	fyd = fyk / $\gamma_s$	391.30	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85				
$\gamma_c$	1.50				
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)			
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)			
<u>Tensioni limite (tensioni ammissibili)</u>			Es	=	210000 (MPa)
<u>condizioni statiche</u>			$\varepsilon_{ys}$	=	0.19%
$\sigma_c$	9.75	Mpa			
$\sigma_f$	260	Mpa			
			coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15		
<u>condizioni sismiche</u>			<u>Copriferro</u> (distanza asse armatura-bordo)		
$\sigma_c$	8.5	Mpa	c =	5.00	(cm)
$\sigma_f$	260	Mpa			



<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>			
Psh = Pt*kh	(kN/m)	41.71	
Ptsv = Pt*kv	(kN/m)	20.85	
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>			
MPs1 h= kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00	
MPs2 h= kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	42.48	
MPs3 h= kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	15.88	
MPs4 h= kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	6.77	
MPs h= MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kNm/m)	65.13	
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>			
MPs1 v= kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	0.00	
MPs2 v= kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	7.88	
MPs3 v= kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	5.15	
MPs4 v= kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	15.66	
MPs v= MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kNm/m)	28.70	
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>			
MPts1 h= kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	122.34	
MPts2 h= kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00	
MPts3 h= kh*Pt3*((H2+H3/2)/3)	(kNm/m)	19.15	
MPts h= MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	141.49	
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>			
MPts1 v= kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	51.90	
MPts2 v= kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00	
MPts3 v= kv*Pt3*((H2+H3/2)/3) - (B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5	(kNm/m)	4.92	
MPts v= MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	56.83	
<b>CONDIZIONE STATICÀ</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
- Spinta totale condizione statica		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>
St = 0,5*γ*(H2+H3+H4)^2*ka	(kN/m)	82.04	106.66
Sq perm = q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc = q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	31.43	47.15
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth = St*cosδ	(kN/m)	82.04	106.66
Sqh perm = Sq perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc = Sq acc*cosδ	(kN/m)	31.43	47.15
- Componente verticale condizione statica			
Stv = St*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv perm = Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc = Sq acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
<b>MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
MS1 = Sth*((H2+H3+H4)/3)		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>
MS1 = Sth*B	(kNm/m)	158.62	206.21
MSq1 perm= Sqh perm*((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 perm= Sqv perm*B	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc = Sqh acc*((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	91.16	136.74
MSq2 acc = Sqv acc*B	(kNm/m)	0.00	0.00
<b>MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE</b>			
Mext perm= mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	7.25	7.25
Mext acc = m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	71.40	107.10
<b>AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAMENTA</b>			
Risultante forze verticali (N)			
N perm = Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	345.63	345.63
N acc min = v + Sqv acc	(kN/m)	0.00	0.00
N acc max = v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	45.00	67.50
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm = Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)	82.04	106.66
T acc = Sqh acc + f	(kN/m)	41.93	62.90
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm = ΣM	(kNm/m)	573.97	526.39
MM acc (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	-162.56	-243.84
MM acc (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	-46.69	-70.03
<b>CONDIZIONE SISMICA +</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
- Spinta condizione sismica +		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>
Sst1 stat = 0,5*γ*(H2+H3+H4)^2*ka	(kNm/m)	82.04	82.04
Sst1 sism = 0,5*γ*(1+kv)*(H2+H3+H4)^2*kas - Sst1 stat	(kNm/m)	52.78	52.78
Ssq1 perm= qp*(H2+H3+H4)*kas*	(kNm/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = qs*(H2+H3+H4)*kas*	(kNm/m)	23.18	23.18

- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	82.04
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	52.78
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	23.18

- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	158.62
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	153.05
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kN/m)	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kN/m)	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4/2)	(kN/m)	67.21
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kN/m)	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	6.13

#### AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	384.60	384.60
Nmax =	Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	384.60	407.10

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	(kN/m)	235.95	235.95
-----	--------------------------------------	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	245.99	245.99
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	303.92	303.92

#### CONDIZIONE SISMICA -

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

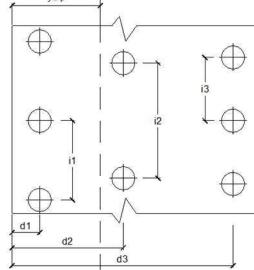
- Spinta condizione sismica -		<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>
Sst1 stat =	0,5*γ*(H2+H3+H4)^2*ka	(kN/m)	82.04
Sst1 sism =	0,5*γ*(1-kv)*(H2+H3+H4)^2*kas-Sst1 stat	(kN/m)	36.37
Ssq1 perm=	qp*(H2+H3+H4)*kas-	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc =	qs*(H2+H3+H4)*kas-	(kN/m)	25.62

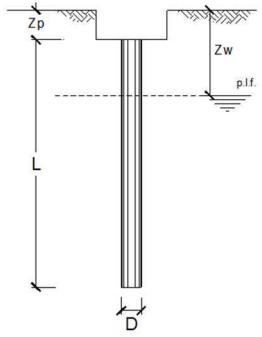
##### - Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	82.04	82.04
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	36.37	36.37
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	23.18	25.62

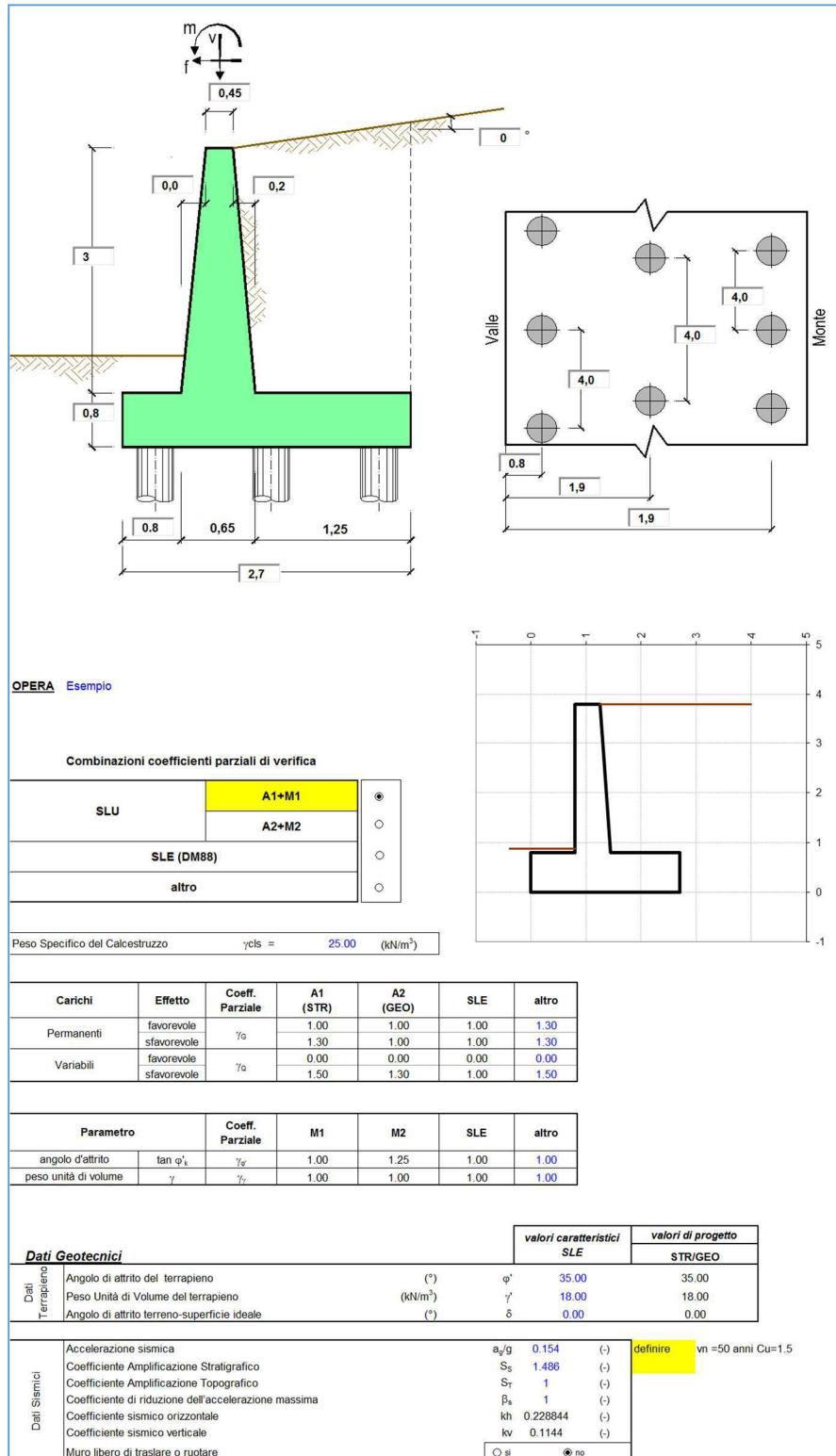
##### - Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00

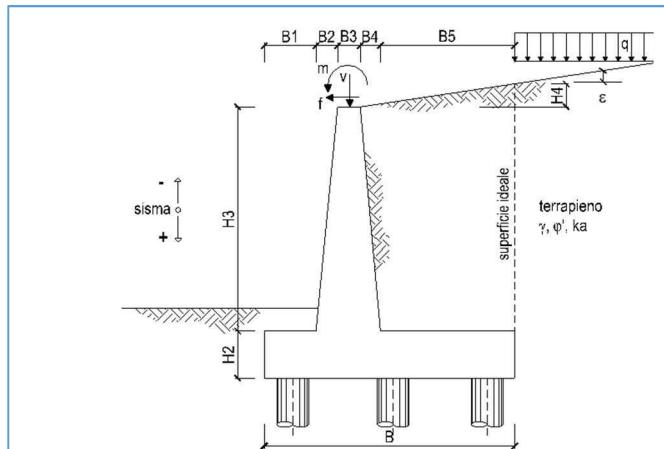
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO							
- Condizione sismica -										
M <sub>s1st1 stat</sub> = S <sub>s1th stat</sub> * ((H2+H3+H4)/3)	(kNm/m)	158.62	158.62							
M <sub>s1st2 sism</sub> = S <sub>s1th sism</sub> * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	160.49	160.49							
M <sub>s2st2 stat</sub> = S <sub>s2th stat</sub> * B	(kNm/m)	0.00	0.00							
M <sub>s2st2 sism</sub> = S <sub>s2th sism</sub> * B	(kNm/m)	0.00	0.00							
M <sub>Sq11</sub> = S <sub>Sq1th</sub> * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	67.21	74.29							
M <sub>Sq22</sub> = S <sub>Sq2th</sub> * B	(kNm/m)	0.00	0.00							
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE										
M <sub>fext1</sub> = m <sub>p</sub> *m <sub>s</sub>	(kNm/m)	0.00								
M <sub>fext2</sub> = (f <sub>p</sub> *f <sub>s</sub> )*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00								
M <sub>fext3</sub> = (v <sub>p</sub> *v <sub>s</sub> )*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	6.13								
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAMENTA										
Risultante forze verticali (N)										
N <sub>min</sub> = P <sub>m1</sub> *P <sub>t</sub> + v <sub>p</sub> + v <sub>s</sub> + S <sub>s1tv</sub> *S <sub>sqv1v</sub> + P <sub>s</sub> *v + P <sub>sv</sub>	(kNm/m)	306.65	306.65							
N <sub>max</sub> = P <sub>m1</sub> *P <sub>t</sub> + v <sub>p</sub> + v <sub>s</sub> + S <sub>s1tv</sub> *S <sub>s1tv</sub> + P <sub>s</sub> *v + P <sub>sv</sub> + q <sub>acc</sub>	(kNm/m)	329.15	329.15							
Risultante forze orizzontali (T)										
T = S <sub>s1th</sub> + S <sub>Sq1th</sub> + f <sub>p</sub> + f <sub>s</sub> + P <sub>s</sub> + h + P <sub>sh</sub>	(kNm/m)	219.55	221.99							
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)										
MM (N <sub>min</sub> ) = $\sum M$	(kNm/m)	293.55	286.47							
MM (N <sub>max</sub> ) = $\sum M$	(kNm/m)	351.49	344.41							
Caratteristiche della Palificata										
										
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.80	(m)							
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	2.10	(m)							
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	2.10	(m)							
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		=	1.667 (m)							
Risultante forze verticali (N <sub>p</sub> = N)										
Risultante forze orizzontali (T <sub>p</sub> = T)										
Momento rispetto al baricentro della palificata (M <sub>p</sub> )										
M <sub>p</sub> = yGp*N <sub>p</sub> - MM										
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU										
caso	Np		Mp		Tp					
	[kN]	[kNm]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm]	[kNm]				
statico	N <sub>min</sub>	345.63	0.00	49.65	243.84					
	N <sub>max</sub>	345.63	67.50	49.65	182.53	106.66 62.90				
sisma+	N <sub>min</sub>	384.60		395.01						
	N <sub>max</sub>	407.10		374.58		235.95				
sisma-	N <sub>min</sub>	306.65		224.61						
	N <sub>max</sub>	329.15		204.17		221.99				
Sollecitazioni sui pali SLU				N pali all.2		N pali all.3				
caso	N pali all.1									
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]			
statico	N <sub>min</sub>	1091.12		7.44		7.44				
	N <sub>max</sub>	1012.19		154.90		154.90				
sisma+	N <sub>min</sub>	1382.58		75.93		75.93				
	N <sub>max</sub>	1356.27		26.78		26.78				
sisma-	N <sub>min</sub>	879.98		50.65		50.65				
	N <sub>max</sub>	853.67		99.80		99.80				
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche				Mp						
caso	Np				Mp					
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]			
statico	rara	0.00	45.00	Permanent	Acc. Nmin	Acc. Nmax				
	freq.	345.63	0.00	33.75	2.07	12.92	-35.01			
	quasi perm	0.00	0.00			0.00				
sistema+	N <sub>min</sub>	384.60			395.01					
	N <sub>max</sub>	384.60			337.08					
sistema-	N <sub>min</sub>	306.65			217.53					
	N <sub>max</sub>	329.15			197.09					
Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche				N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		
caso	N pali all.1				N pali all.2				N pali all.3	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara	400.15		Permanent	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanent	Acc. Nmin	Acc. Nmax	
	freq.	373.76	300.11	366.12	-200.08	-200.08	366.12	-150.06	-150.06	
	quasi perm	0.00			0.00	0.00		0.00	0.00	
sistema+	N <sub>min</sub>	1382.58			105.46		105.46			
	N <sub>max</sub>	1239.96			79.09		366.12	79.09		
sistema-	N <sub>min</sub>	862.56			59.36		59.36			
	N <sub>max</sub>	836.25			108.52		108.52			

<u>CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO</u>												
CANTIERE: Verifiche fondazioni Muro tipologico C						OPERA:						
DATI DI INPUT:												
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>t</sub> ):	1.30	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>s</sub> ):	1.00	(m)							
Carico Assiale Permanente (G):	1400	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):									
Numero di strati	3		Lpalo =	20.00	(m)							
coeffienti parziali			azioni			resistenza laterale e di base						
Metodo di calcolo			permanenti	variabili		γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>tsaz</sub>				
SD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50		1.00	1.00	1.00				
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30		1.70	1.45	1.60				
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50		1.35	1.15	1.25				
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00		1.35	1.15	1.25				
	DM88	<input type="radio"/>	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00				
definiti dal progettista	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00		1.35	1.15	1.25					
n	1	<input checked="" type="radio"/>	2	<input type="radio"/>	3	<input type="radio"/>	4	<input type="radio"/>	5	<input type="radio"/>	7	
											T.A.	
											<input type="radio"/>	
											prog.	
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.80	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	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	1.00		
												
PARAMETRI MEDI												
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coeffienti di Calcolo					
			γ	c' <sub>med</sub>	φ' <sub>med</sub>	c <sub>u,med</sub>	k	μ	a	α		
			(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)		
			(-)	(m)			0.00	0.00				
1	0.70	LSA	19.00	0.00	0.0							
2	9.00	GLS	19.00	0.0	34.0							
3	10.30	A	19.00		150.0							
(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradossa del pilone)												
PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)												
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coeffienti di Calcolo					
			γ	c <sub>min</sub>	φ <sub>min</sub>	c <sub>u,min</sub>	k	μ	a	α		
			(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)		
			(-)	(m)			0.00	0.00				
1	0.70	LSA	19.00	0.00	0.00							
2	9.00	GLS	19.00	0.00	34.00							
3	10.30	A	19.00		150.00							
RISULTATI												
Strato	Spess	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
			(-)	(m)								
1	0.70	LSA	0.0		0.0							
2	9.00	GLS	460.7		460.7							
3	10.30	A	1553.2	0.00	1553.2	9.00	1754.7	1754.7	882.0			
CARICO ASSIALE AGENTE												
Nd = Ng · γ <sub>g</sub> + Nq · γ <sub>q</sub>	CAPACITA' PORTANTE MEDIA				CAPACITA' PORTANTE MINIMA							
Nd = 1400.0 (kN)	base	R <sub>b,cal med</sub> =	882.0 (kN)	base	R <sub>b,cal min</sub> =	882.0 (kN)						
	laterale	R <sub>s,cal med</sub> =	2013.9 (kN)	laterale	R <sub>s,cal min</sub> =	2013.9 (kN)						
	totale	R <sub>c,cal med</sub> =	2895.9 (kN)	totale	R <sub>c,cal min</sub> =	2895.9 (kN)						
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA												
R <sub>b,k</sub> = Min(R <sub>b,cal med</sub> /ξ <sub>3</sub> ; R <sub>b,cal min</sub> /ξ <sub>4</sub> ) = 518.8 (kN)	CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO											
R <sub>s,k</sub> = Min(R <sub>s,cal med</sub> /ξ <sub>3</sub> ; R <sub>s,cal min</sub> /ξ <sub>4</sub> ) = 1184.6 (kN)	R <sub>c,d</sub> = R <sub>b,k</sub> /γ <sub>b</sub> + R <sub>s,k</sub> /γ <sub>s</sub>	Fs = R <sub>c,d</sub> / Nd										
R <sub>c,k</sub> = R <sub>b,k</sub> + R <sub>s,k</sub> = 1703.5 (kN)	R <sub>c,d</sub> = 1414.4 (kN)	Fs = 1.01										

## 8.4 TIPOLOGIA MURO D



Coefficie nti di Spinta			<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>		
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.271		0.271		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.400		0.400		
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.442		0.442			
<b>Carichi Agenti</b>							
Carichi permanenti				<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	urto
				<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	
	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00		
	Sovraccarico su zattera di monte	(kN/m)	fp	0.00	0.00		
Condizioni Statiche	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	vp	5.00	5.00		
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	mp	0.00	0.00		
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m	17.60	26.40		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	30.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	17.60	26.40		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	ms	0.00	0.00		
Coeffienti di combinazione			condizione frequente $\Psi_1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>							
<b>Calcestruzzo</b>				<b>Acciaio</b>			
classe cls	C28/35			tipo di acciaio	B450C		
Rck	35	(MPa)		fyk =	450	(MPa)	
fck	28	(MPa)		$\gamma_s$	1.15		
fcm	36			fyd = fyk / $\gamma_s$	391.30	(MPa)	
Ec	32308	(MPa)					
$\alpha_{cc}$	0.85						
$\gamma_c$	1.50						
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)					
$f_{cdm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)					
<b>Tensioni limite (tensioni ammissibili)</b>				Es = 210000 (MPa)			
<u>condizioni statiche</u>				$\varepsilon_{ys} = 0.19\%$			
$\sigma_c$	9.75	Mpa					
$\sigma_f$	260	Mpa					
<u>condizioni sismiche</u>				coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15			
$\sigma_c$	8.5	Mpa					
$\sigma_f$	260	Mpa					
<b>Copriferro</b> (distanza asse armatura-bordo)							
c = 5.00 (cm)							



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	3.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.20	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	2.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.25	(m)

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

**FORZE VERTICALI**

	SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)		
Pm1 = $(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00 0.00
Pm2 = $(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	33.75 33.75
Pm3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	7.50 7.50
Pm4 = $(B^*H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	54.00 54.00
Pm = $Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	95.25 95.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)		
Pt1 = $(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	67.50 67.50
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)	5.40 5.40
Sovr = $qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00 0.00
Pt = $Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	72.90 72.90

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat. $q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	29	43.5
Sovr acc. Sism. $qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	14.5	

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

- Muro (Mm)			
Mm1 = $Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 = $Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	34.59	34.59
Mm3 = $Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kN/m)	9.88	9.88
Mm4 = $Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	72.90	72.90
Mm = $Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	117.37	117.37

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

Mt1 = $Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	140.06	140.06
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)	7.47	7.47
Msovr = $Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt = $Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	147.53	147.53

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat. $*(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	57.28	85.91
Sovr acc. Sism. $*(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	28.64	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps · h = $Pm \cdot kh$	(kN/m)	21.80	
Ps · v = $Pm \cdot kv$	(kN/m)	10.90	

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh = Pt*kh	(kN/m)	16.68	
Ptsv = Pt*kv	(kN/m)	8.34	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (Mps h)			
Mps1 h= kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00	
Mps2 h= kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	17.76	
Mps3 h= kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	3.09	
Mps4 h= kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	4.94	
Mps h= Mps1+Mps2+Mps3+Mps4	(kNm/m)	25.80	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (Mps v)			
Mps1 v= kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	0.00	
Mps2 v= kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	3.96	
Mps3 v= kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	1.13	
Mps4 v= kv*Pm4*(B2/2)	(kNm/m)	8.34	
Mps v= Mps1+Mps2+Mps3+Mps4	(kNm/m)	13.43	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (Mpts h)			
Mpts1 h= kh*P11*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	35.53	
Mpts2 h= kh*P12*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00	
Mpts3 h= kh*P13*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	3.46	
Mpts h= Mpts1 + Mpts2 + Mpts3	(kNm/m)	38.99	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (Mpts v)			
Mpts1 v= kv*P11*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	16.03	
Mpts2 v= kv*P12*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00	
Mpts3 v= kv*P13*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	0.96	
Mpts v= Mpts1 + Mpts2 + Mpts3	(kNm/m)	16.98	
<b>CONDIZIONE STATICÀ</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
- Spinta totale condizione statica			
S <sub>t</sub> = 0.5*"/(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	35.22	45.78
S <sub>q</sub> perm = q"/(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	0.00	0.00
S <sub>q</sub> acc = q"/(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	20.60	30.89
- Componente orizzontale condizione statica			
S <sub>th</sub> = S <sub>t</sub> *cosδ	(kN/m)	35.22	45.78
S <sub>qh</sub> perm = S <sub>q</sub> perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
S <sub>qh</sub> acc = S <sub>q</sub> acc*cosδ	(kN/m)	20.60	30.89
- Componente verticale condizione statica			
S <sub>tv</sub> = S <sub>t</sub> *senδ	(kN/m)	0.00	0.00
S <sub>qv</sub> perm= S <sub>q</sub> perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
S <sub>qv</sub> acc = S <sub>q</sub> acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
<b>MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
	<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	
M <sub>s1</sub> = S <sub>th</sub> *((H2+H3+H4)/3)	(kNm/m)	44.61	57.99
M <sub>s1</sub> = S <sub>t</sub> *B	(kNm/m)	0.00	0.00
M <sub>sq1</sub> perm= S <sub>q</sub> perm*((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
M <sub>sq2</sub> perm= S <sub>q</sub> perm*B	(kNm/m)	0.00	0.00
M <sub>sq1</sub> acc = S <sub>q</sub> acc*((H2+H3+H4)/2)	(kNm/m)	39.13	58.70
M <sub>sq2</sub> acc = S <sub>q</sub> acc*B	(kNm/m)	0.00	0.00
<b>MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE</b>			
M <sub>fext</sub> perm= mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	6.25	6.25
M <sub>fext</sub> acc = m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	84.48	126.72
<b>AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE</b>			
Risultante forze verticali (N)			
N perm = Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	173.15	173.15
N acc min = v + Sqv acc	(kN/m)	0.00	0.00
N acc max = v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	29.00	43.50
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm = S <sub>th</sub> + S <sub>q</sub> perm + fp	(kN/m)	35.22	45.78
T acc = S <sub>q</sub> acc + f	(kN/m)	38.20	57.29
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm = ΣM	(kNm/m)	214.04	200.66
MM acc (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	-123.61	-185.42
MM acc (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	-66.34	-99.50
<b>CONDIZIONE SISMICA +</b>			
<b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>			
- Spinta condizione sismica +			
S <sub>st1</sub> stat = 0.5*"/(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	35.22	35.22
S <sub>st1</sub> sism = 0.5*"/(1+kv)*(H2+H3+H4)*kas*-S <sub>st1</sub> stat	(kN/m)	22.65	22.65
S <sub>sq1</sub> perm= qp*(H2+H3+H4)*kas*	(kN/m)	0.00	0.00
S <sub>sq1</sub> acc = qs*(H2+H3+H4)*kas*	(kN/m)	15.18	15.18
- Componente orizzontale condizione sismica +			
S <sub>st1</sub> stat = S <sub>st1</sub> stat*cosδ	(kN/m)	35.22	35.22
S <sub>st1</sub> sism = S <sub>st1</sub> sism*cosδ	(kN/m)	22.65	22.65
S <sub>sq1</sub> perm= S <sub>sq1</sub> perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
S <sub>sq1</sub> acc= S <sub>sq1</sub> acc*cosδ	(kN/m)	15.18	15.18

- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	44.61	44.61
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	43.04	43.04
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kN/m)	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	28.85	28.85
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	5.13

#### AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	192.39	192.39
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	192.39	206.89

Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h	(kN/m)	111.54	111.54

#### Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	119.15	119.15
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	147.79	147.79

#### CONDIZIONE SISMICA -

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = 0,5*γ*(H2+H3+H4) <sup>2</sup> *ka	(kN/m)	35.22	35.22
Sst1 sism = 0,5*γ*(1-kv)*(H2+H3+H4) <sup>2</sup> *kas-Sst1 stat	(kN/m)	15.61	15.61
Ssq1 perm= qp*(H2+H3+H4)*kas	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = qs*(H2+H3+H4)*kas	(kN/m)	16.78	16.78

##### - Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	35.22	35.22
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	15.61	15.61
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	15.18	16.78

##### - Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	44.61	44.61
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	29.67	29.67
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kN/m)	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	28.85	31.89
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	5.13

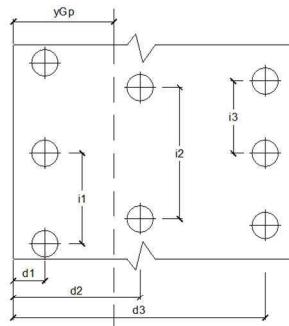
**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)  
 $N_{min} = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$  (kN/m) 153.91 153.91  
 $N_{max} = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv} + q_{acc}$  (kN/m) 168.41 168.41

Risultante forze orizzontali (T)  
 $T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_h + P_{sh}$  (kN/m) 104.50 106.10

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)  
 $MM (N_{min}) = \Sigma M$  (kNm/m) 132.53 129.49  
 $MM (N_{max}) = \Sigma M$  (kNm/m) 161.17 158.13

**Caratteristiche della Palificata**



Fila n° 1 distanza asse bordo valle (d1) 0.80 (m) interasse pali (i1) = 4.00 (m)  
Fila n° 2 distanza asse bordo valle (d2) 1.90 (m) interasse pali (i2) = 4.00 (m)  
Fila n° 3 distanza asse bordo valle (d3) 1.90 (m) interasse pali (i3) = 4.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 1.533 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$M_p = yGp * N_p - MM$

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU**

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
statico	Nmin	173.15	0.00	64.84	185.42	
	Nmax	173.15	43.50	64.84	166.20	45.78 57.29
sisma+	Nmin		192.39		175.85	
	Nmax		206.89		169.44	111.54
sisma-	Nmin		153.91		106.50	
	Nmax		168.41		100.10	106.10

**Sollecitazioni sui pali SLU**

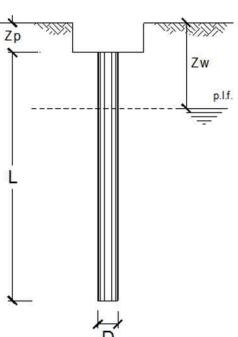
caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	1140.88		-224.14		-224.14		137.43
	Nmax	1129.02		-131.21		-131.21		
sisma+	Nmin	895.96		-63.20		-63.20		148.72
	Nmax	892.00		-32.22		-32.22		
sisma-	Nmin	592.50		11.57		11.57		141.46
	Nmax	588.55		42.55		42.55		

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche**

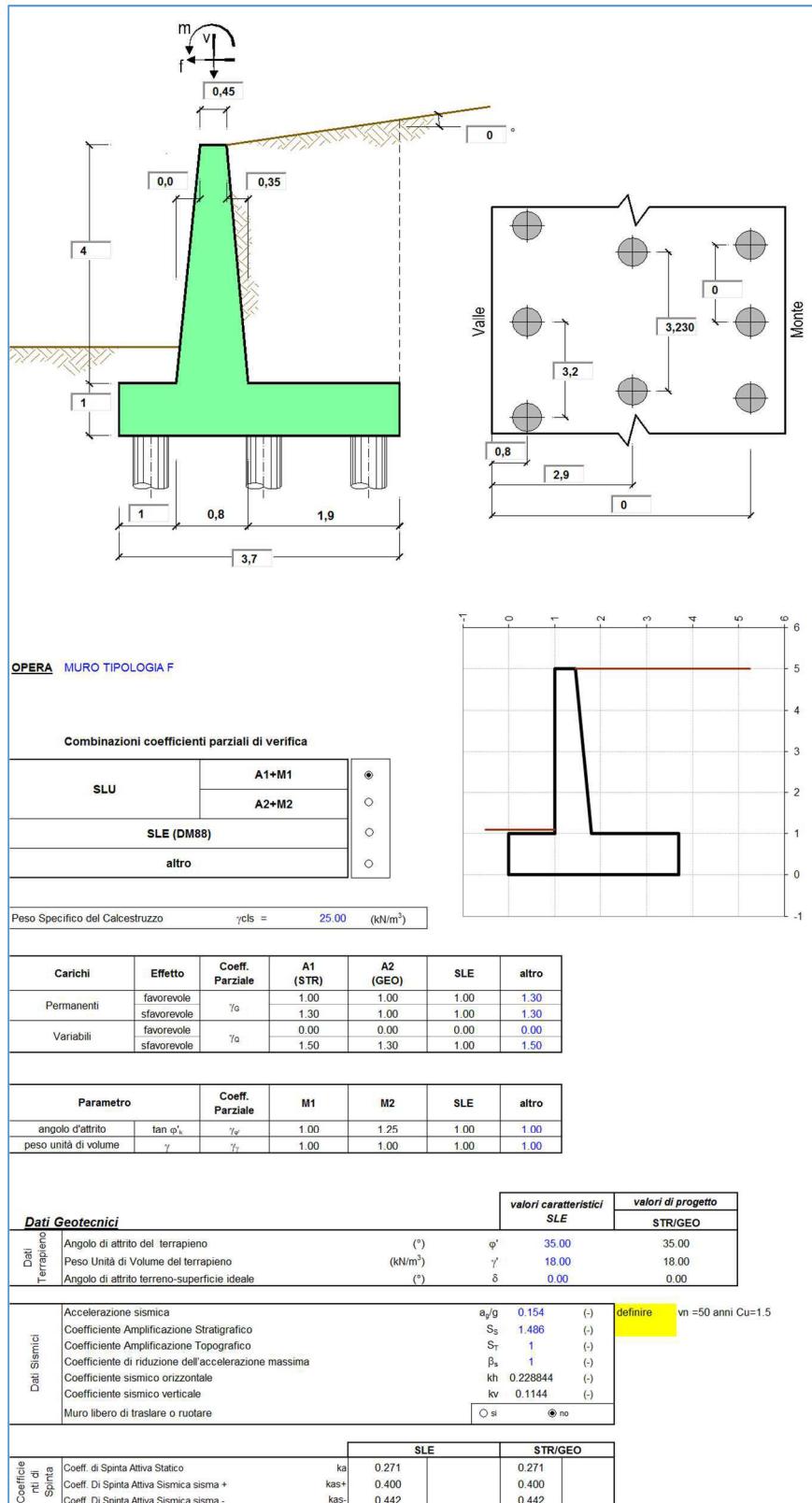
caso	Np				Mp				Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
statico	rara	Permanent	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanent	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanent	Accidentali	
		0.00	29.00		123.61	-66.34		38.20		
		173.15	0.00	21.75	51.45	92.71	-49.75	35.22		
	freq.			0.00		0.00	0.00			
sistema+	Nmin		192.39			175.85			111.54	
	Nmax		192.39			147.21				
sistema-	Nmin		153.91			103.47			104.50	
	Nmax		168.41			97.06				

**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	Permanent	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanent	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanent	Accidentali
		0.00	449.49		-224.75		-224.75	50.93	
		417.97	337.12		137.31	-168.56	137.31	46.96	
statico	freq.	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	
statico	Nmin		-202.56		159.28		159.28	50.93	38.20
	Nmax		-151.92		137.31	119.46	137.31	119.46	
		0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	
sistema+	Nmin	895.96		-63.20		-63.20		148.72	111.54
	Nmax	791.82		-11.13		-11.13			
sistema-	Nmin	581.45		17.09		17.09		139.33	104.50
	Nmax	577.50		48.07		48.07			

<u>CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO</u>												
<b>CANTIERE:</b> VERIFICHE FONDAZIONI MURO TIPOLOGICO D					<b>OPERA:</b>							
<b>DATI DI INPUT:</b>												
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> ):	1.30	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	1.00	(m)							
Carico Assiale Permanente (G):	1150	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)							
Numero di strati	3		Lpalo =	18.00	(m)							
<b>coefficienti parziali</b>		<b>azioni</b>		<b>resistenza laterale e di base</b>								
<b>Metodo di calcolo</b>		permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_q$	$\gamma_b$	$\gamma_q$	$\gamma_{s,raz}$				
<input type="checkbox"/> A1+M1+R1  <input type="checkbox"/> A2+M1+R2  <input type="checkbox"/> A1+M1+R3  <input type="checkbox"/> SISMA  <input type="checkbox"/> DM88  <input checked="" type="checkbox"/> definiti dal progettista	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				
	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60						
	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25						
	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25						
	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25						
<b>tabella dei coefficienti parziali per gli strati</b>		<b>n</b>	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$			
		<b><math>\xi_3</math></b>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00		
		<b><math>\xi_4</math></b>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00		
									1.00			
												
<b>PARAMETRI MEDI</b>												
<b>Strato</b> $(-)$ $(m)$	<b>Spess</b> $(-)$ $(m)$	<b>Tipo di terreno</b> $LSA$ $GLS$ $A$	<b>Parametri del terreno</b>				<b>Coefficienti di Calcolo</b>					
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{med}$ (kPa)	$\varphi'_{med}$ (°)	$c_u_{med}$ (kPa)						
			1 0.70	19.00	0.0	34.0			0.00	0.00		
			2 9.00	19.00	0.0	150.0			0.44	0.67		
3 8.30				0.00	0.00	0.40						
<b>PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)</b>												
<b>Strato</b> $(-)$ $(m)$	<b>Spess</b> $(-)$ $(m)$	<b>Tipo di terreno</b> $LSA$ $GLS$ $A$	<b>Parametri del terreno</b>				<b>Coefficienti di Calcolo</b>					
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\varphi'_{min}$ (°)	$c_u_{min}$ (kPa)						
			1 0.70	19.00	0.00	0.00			0.00	0.00		
			2 9.00	19.00	0.00	34.00			0.00	0.44	0.67	
3 8.30	19.00			0.00	0.00	0.40						
<b>RISULTATI</b>												
<b>Strato</b> $(-)$ $(m)$	<b>Spess</b> $(-)$ $(m)$	<b>Tipo di terreno</b> $LSA$ $GLS$ $A$	<b>media</b>				<b>minima (solo SLU)</b>					
			<b>Qsi</b> (kN)	<b>Nq</b> (-)	<b>Nc</b> (-)	<b>qb</b> (kPa)	<b>Qbm</b> (kN)	<b>Qsi</b> (kN)	<b>Nq</b> (-)	<b>Nc</b> (-)	<b>qb</b> (kPa)	<b>Qbm</b> (kN)
			1 0.70	0.0				0.0				
			2 9.00	460.7				460.7				
3 8.30	1251.6	0.00	9.00	1716.7	862.9	1251.6	0.00	9.00	1716.7	862.9		
<b>CARICO ASSIALE AGENTE</b>			<b>CAPACITA' PORTANTE MEDIA</b>				<b>CAPACITA' PORTANTE MINIMA</b>					
Nd = Ng · $\gamma_g$ + Nq · $\gamma_q$			base R <sub>b,cal med</sub> = 862.9 (kN)				base R <sub>b,cal min</sub> = 862.9 (kN)					
Nd = 1150.0 (kN)			laterale R <sub>s,cal med</sub> = 1712.3 (kN)				laterale R <sub>s,cal min</sub> = 1712.3 (kN)					
			totale R <sub>c,cal med</sub> = 2575.2 (kN)				totale R <sub>c,cal min</sub> = 2575.2 (kN)					
<b>CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA</b>			<b>CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO</b>									
R <sub>b,k</sub> = Min(R <sub>b,cal med</sub> / $\xi_3$ ; R <sub>b,cal min</sub> / $\xi_4$ ) = 507.6 (kN)			R <sub>c,d</sub> = R <sub>b,k</sub> / $\gamma_b$ + R <sub>s,k</sub> / $\gamma_s$				Fs = R <sub>c,d</sub> / Nd					
R <sub>s,k</sub> = Min(R <sub>s,cal med</sub> / $\xi_3$ ; R <sub>s,cal min</sub> / $\xi_4$ ) = 1007.2 (kN)			R <sub>c,d</sub> = 1251.9 (kN)				Fs = 1.09					
R <sub>c,k</sub> = R <sub>b,k</sub> + R <sub>s,k</sub>			= 1514.8 (kN)									

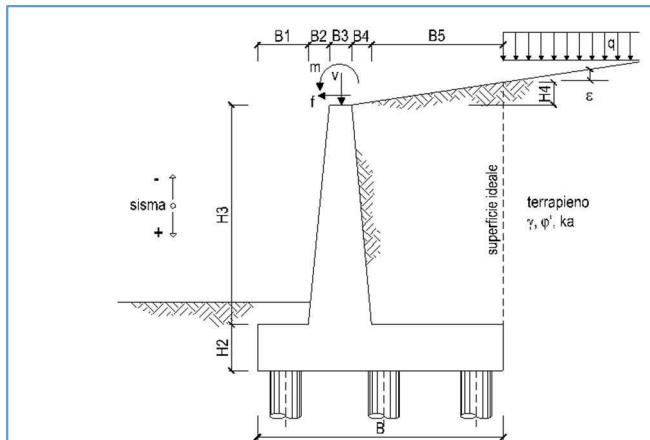
## 8.5 TIPOLOGIA MURO TIPO E



<b>Carichi Agenti</b>			<b>valori caratteristici SLE - sisma</b>	<b>valori di progetto STR/GEO</b>
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	20.00
	Sovraccarico su zattera di monte	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	26.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	5.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00
Condizioni Sismiche	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2 0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00
Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche			vs	0.00
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche			ms	0.00

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

<u>Calcestruzzo</u>			<u>Acciaio</u>		
classe cls	C28/35		tipo di acciaio	B450C	
Rck	35	(MPa)	fyk =	450	(MPa)
fck	28	(MPa)			
fcm	36		γs	1.15	
Ec	32308	(MPa)	fyd = fyk /γs	391.30	(MPa)
α <sub>cc</sub>	0.85				
γ <sub>c</sub>	1.50				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>c</sub>	15.87	(MPa)			
f <sub>ctm</sub> = 0.30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup>	2.77	(MPa)			
<u>Tensioni limite (tensioni ammissibili)</u>			Es	210000	(MPa)
<u>condizioni statiche</u>			ε <sub>ys</sub>	=	0.19%
σ <sub>c</sub>	9.75	Mpa			
σ <sub>f</sub>	260	Mpa			
<u>condizioni sismiche</u>			coefficiente omogeneizzazione acciaio n =		
σ <sub>c</sub>	8.5	Mpa			
σ <sub>f</sub>	260	Mpa			
<u>Copriferro</u> (distanza asse armatura-bordo)			c =	5.00	(cm)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.35	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	3.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.90	(m)

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

**FORZE VERTICALI**

	<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>
- Peso del Muro (Pm)		
Pm1 = $(B2^*H3^*\gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00 0.00
Pm2 = $(B3^*H3^*\gamma_{cls})$	(kN/m)	45.00 45.00
Pm3 = $(B4^*H3^*\gamma_{cls})/2$	(kN/m)	17.50 17.50
Pm4 = $(B^*H2^*\gamma_{cls})$	(kN/m)	92.50 92.50
Pm = $Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	155.00 155.00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)		
Pt1 = $(B5^*H3^*)$	(kN/m)	136.80 136.80
Pt2 = $(0.5^*(B4+B5)^*H4^*\gamma')$	(kN/m)	0.00 0.00
Pt3 = $(B4^*H3^*)/2$	(kN/m)	12.60 12.60
Sovr = $qp^*(B4+B5)$	(kN/m)	45.00 58.50
Pt = $Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	194.40 207.90

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat. $q^*(B4+B5)$	(kN/m)	11.25	16.875
Sovr acc. Sism $qs^*(B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

- Muro (Mm)			
Mm1 = $Pm1^*(B1+2/3 B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 = $Pm2^*(B1+B2+0,5^*B3)$	(kN/m)	55.13	55.13
Mm3 = $Pm3^*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kN/m)	27.42	27.42
Mm4 = $Pm4^*(B/2)$	(kN/m)	171.13	171.13
Mm = $Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	253.67	253.67

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

Mt1 = $P11^*(B1+B2+B3+B4+0,5^*B5)$	(kN/m)	376.20	376.20
Mt2 = $P12^*(B1+B2+B3+2/3^*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 = $P13^*(B1+B2+B3+2/3^*B4)$	(kN/m)	21.21	21.21
Mssov = $Sovr^*(B1+B2+B3+1/2^*(B4+B5))$	(kN/m)	115.88	150.64
Mt = $Mt1 + Mt2 + Mt3 + Mssov$	(kN/m)	513.29	548.05

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat. $*(B1+B2+B3+1/2^*(B4+B5))$	(kNm/m)	28.97	43.45
Sovr acc. Sism $*(B1+B2+B3+1/2^*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps_h = $Pm^*kh$	(kN/m)	35.47	
Ps_v = $Pm^*kv$	(kN/m)	17.74	

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>			
Pts <sub>h</sub> = Pt <sup>*</sup> kh	(kN/m)	47.58	
Pts <sub>v</sub> = Pt <sup>*</sup> kv	(kN/m)	23.79	
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (Mps h)</b>			
Mps <sub>1</sub> h= kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00	
Mps <sub>2</sub> h= kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	30.89	
Mps <sub>3</sub> h= kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	9.34	
Mps <sub>4</sub> h= kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	10.58	
Mps h= Mps <sub>1</sub> +Mps <sub>2</sub> +Mps <sub>3</sub> +Mps <sub>4</sub>	(kNm/m)	50.82	
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (Mps v)</b>			
Mps <sub>1</sub> v= kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	0.00	
Mps <sub>2</sub> v= kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	6.31	
Mps <sub>3</sub> v= kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	3.14	
Mps <sub>4</sub> v= kv*Pm4*(B2)	(kNm/m)	19.58	
Mps v= Mps <sub>1</sub> +Mps <sub>2</sub> +Mps <sub>3</sub> +Mps <sub>4</sub>	(kNm/m)	29.03	
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (Mpts h)</b>			
Mpts <sub>1</sub> h= kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	93.92	
Mpts <sub>2</sub> h= kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00	
Mpts <sub>3</sub> h= kh*Pt3*(H2+H3/2/3)	(kNm/m)	10.57	
Mpts h= Mpts <sub>1</sub> + Mpts <sub>2</sub> + Mpts <sub>3</sub>	(kNm/m)	104.49	
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (Mpts v)</b>			
Mpts <sub>1</sub> v= kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	43.05	
Mpts <sub>2</sub> v= kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00	
Mpts <sub>3</sub> v= kv*Pt3*((H2+H3/2/3) - (B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	2.85	
Mpts v= Mpts <sub>1</sub> + Mpts <sub>2</sub> + Mpts <sub>3</sub>	(kNm/m)	45.89	

#### CONDIZIONE STATICÀ

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica			
St = 0.5*γ*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	60.97	79.26
Sq perm = q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	27.10	35.23
Sq acc = q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	6.77	10.16
<b>- Componente orizzontale condizione statica</b>			
St <sub>h</sub> = St*cosδ	(kN/m)	60.97	79.26
Sq <sub>h</sub> perm = Sq perm*cosδ	(kN/m)	27.10	35.23
Sq <sub>h</sub> acc = Sq acc*cosδ	(kN/m)	6.77	10.16
<b>- Componente verticale condizione statica</b>			
St <sub>v</sub> = St*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sq <sub>v</sub> perm = Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sq <sub>v</sub> acc = Sq acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO
Mst <sub>1</sub> = St <sub>h</sub> ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	101.62	132.11
Mst <sub>2</sub> = St <sub>h</sub> *B	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 perm= Sgh perm*((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	67.75	88.07
MSq2 perm= Sqv perm*B	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 acc = Sgh acc*((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	16.94	25.41
MSq2 acc = Sqv acc*B	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext perm= mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc = m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	0.00	0.00

#### AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N perm = Pm + Pt + vp + St <sub>v</sub> + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	349.40	362.90
N acc min = v + Sqv acc	(kN/m)	0.00	0.00
N acc max = v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	11.25	16.88

Risultante forze orizzontali (T)			
T perm = St <sub>h</sub> + Sgh perm + fp	(kN/m)	88.07	114.49
T acc = Sgh acc + f	(kN/m)	6.77	10.16

MM perm = ΣM	(kNm/m)	597.58	581.53
MM acc (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	-16.94	-25.41
MM acc (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	12.03	18.05

#### CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst <sub>1</sub> stat = 0.5*γ*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)	60.97	60.97

Sst <sub>1</sub> stat = 0.5*γ*(1+k <sub>0</sub> )*(H2+H3+H4)*kas <sup>-1</sup> *Sst <sub>1</sub> stat	(kN/m)	39.22	39.22
Ssq <sub>1</sub> perm= qp*(H2+H3+H4)*kas <sup>-1</sup>	(kN/m)	39.96	39.96

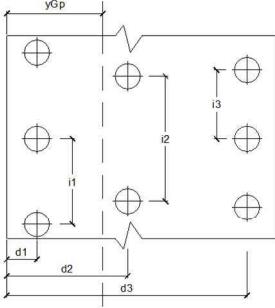
- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst <sub>1</sub> stat = Sst <sub>1</sub> stat*cosδ	(kN/m)	60.97	60.97
Sst <sub>1</sub> stat = Sst <sub>1</sub> stat*cosδ	(kN/m)	39.22	39.22
Ssq <sub>1</sub> perm= Ssq <sub>1</sub> perm*cosδ	(kN/m)	39.96	39.96

Ssq<sub>1</sub> acc= Ssq<sub>1</sub> acc\*cosδ

(kN/m) 0.00 0.00

<b>- Componente verticale condizione sismica +</b>		
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
 <b>MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>		
<b>- Condizione sismica +</b>		
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m) 101.62 101.62
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m) 98.05 98.05
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kN/m) 0.00 0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kN/m) 0.00 0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4/2)	(kN/m) 99.90 99.90
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kN/m) 0.00 0.00
 <b>MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE</b>		
Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m ) 0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m ) 0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m ) 0.00
 <b>AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE</b>		
Risultante forze verticali (N)		
Nmin =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m) 390.92 390.92
Nmax =	Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m) 390.92 390.92
Risultante forze orizzontali (T)		
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	(kN/m) 223.20 223.20
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		
MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m) 386.99 386.99
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m) 386.99 386.99
 <b>CONDIZIONE SISMICA -</b>		
 <b>SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>		
<b>- Spinta condizione sismica -</b>		
Sst1 stat =	0.5*γ*(H2+H3+H4)^2*ka	(kN/m) 60.97 60.97
Sst1 sism =	0.5*γ*(1-kv)*(H2+H3+H4)^2*kas^-Sst1 stat	(kN/m) 27.03 27.03
Ssq1 perm=	qp*(H2+H3+H4)*kas^-	(kN/m) 44.17 44.17
Ssq1 acc =	qs*(H2+H3+H4)*kas^-	(kN/m) 0.00 0.00
<b>- Componente orizzontale condizione sismica -</b>		
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m) 60.97 60.97
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m) 27.03 27.03
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m) 44.17 44.17
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m) 0.00 0.00
<b>- Componente verticale condizione sismica -</b>		
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m) 0.00 0.00
 <b>MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO</b>		
<b>- Condizione sismica -</b>		
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m) 101.62 101.62
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m) 67.58 67.58
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kN/m) 0.00 0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kN/m) 0.00 0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m) 110.42 110.42
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kN/m) 0.00 0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE					
Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )	0.00		
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00		
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	0.00		
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE					
Risultante forze verticali (N)					
Nmin =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	307.88	307.88	
Nmax =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + q acc	(kN/m)	307.88	307.88	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h	(kN/m)	215.22	215.22	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
MM (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m)	406.94	406.94	
MM (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m)	406.94	406.94	
Caratteristiche della Palificata					
					
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.80	(m)	interasse pali (i1) =	3.20 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	2.90	(m)	interasse pali (i2) =	3.23 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		=	1.845 (m)		
Risultante forze verticali (Np = N)					
Risultante forze orizzontali (Tp = T)					
Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)					
Mp = yGp * Np - MM					
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU					
caso	Np		Mp		Tp
	[kN]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm]
statico	Nmin	362.90	0.00	88.05	25.41
	Nmax	362.90	16.88	88.05	13.09
sisma+	Nmin	390.92		334.31	
	Nmax	390.92		334.31	223.20
sisma-	Nmin	307.88		161.13	
	Nmax	307.88		161.13	215.22
Sollecitazioni sui pali SLU					
caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	756.24	408.84		
	Nmax	764.59	454.91		200.38
sisma+	Nmin	1137.82	114.20		
	Nmax	1137.82	114.20		358.79
sisma-	Nmin	740.43	247.07		
	Nmax	740.43	247.07		345.96
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche					
caso	Np		Mp		Tp
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	rara	Permanent 0.00	Acc. Nmin 11.25	Permanent 16.94	Acc. Nmax 12.03
	freq.	349.40	0.00	8.4375	47.10
	quasi perm	0.00	0.00	0.00	0.00
sistema+	Nmin	390.92		334.31	
	Nmax	390.92		334.31	223.20
sistema-	Nmin	307.88		161.13	
	Nmax	307.88		161.13	215.22
Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche					
caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara	Permanent 25.81	Acc. Nmin -26.05		10.89
	freq.	633.41	19.36	489.21	-19.54
	quasi perm	0.00	0.00		0.00
statico	rara	36.42		-0.42	
	freq.	633.41	27.31	489.21	-0.32
	quasi perm	0.00	0.00		0.00
sistema+	Nmin	1137.82		114.20	
	Nmax	1137.82		114.20	358.79
sistema-	Nmin	740.43		247.07	
	Nmax	740.43		247.07	345.96

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

CANTIERE: VERIFICHE FONDAZIONI MURO TIPOLOGIA E OPERA:

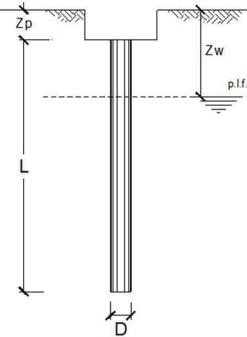
DATI DI INPUT:

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> ):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	3.50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1138	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)

Numero di strati 2 Lpalo = 15.00 (m)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> varz		
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	
WD	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25	
A1+M1+R3	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	
SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
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


PARAMETRI MEDI

Strato	Spess.	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	9.00	GSI	19.00		34.0	
2	6.00	A	19.00	0.0	0.0	150.0

Coefficients of Calculation			
k	μ	a	α
0.44	0.67		
0.00	0.00		0.40

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess.	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' <sub>min</sub> (kPa)	φ' <sub>min</sub> (°)	c <sub>u min</sub> (kPa)
1	9.00	GSI	19.00	0.00	34.00	0.00
2	6.00	A	19.00	0.00	0.00	150.00

Coefficients of Calculation			
k	μ	a	α
0.44	0.67		0.00
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess.	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	9.00	GSI	620.4					620.4				
2	6.00	A	904.8	0.00	9.00	1673.0	840.9	904.8	0.00	9.00	1673.0	840.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$$Nd = Ng \cdot \gamma_g + Nq \cdot \gamma_q$$

$$Nd = 1138.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$$

$$= 1391.8 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 840.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 1525.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 2366.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 840.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 1525.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 2366.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 494.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 897.2 \text{ (kN)}$$

$$=$$

$$= 1391.8 \text{ (kN)}$$

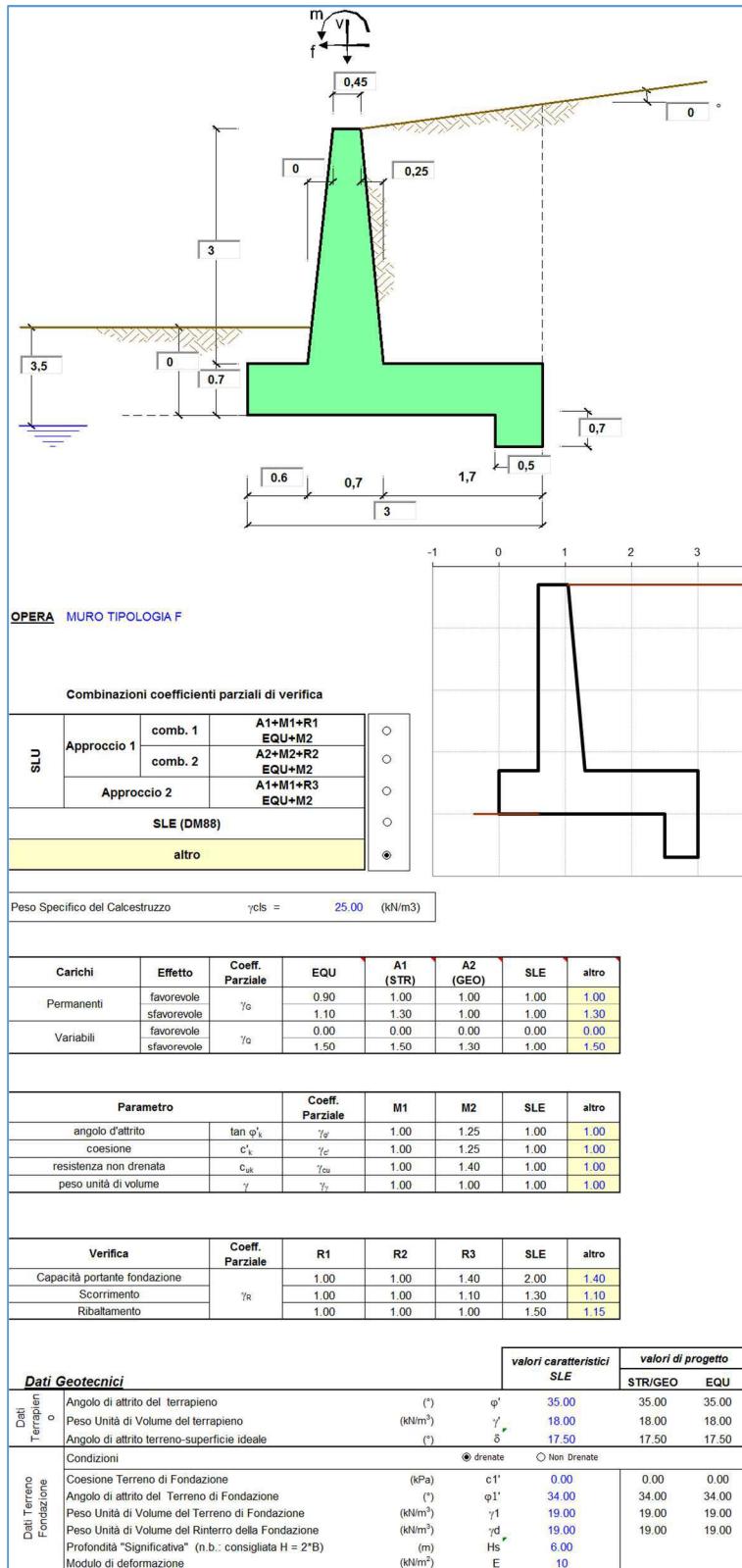
$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1146.6 \text{ (kN)}$$

$$Fs = R_{c,d} / Nd$$

$$Fs = 1.01$$

#### 8.6 TIPOLOGIA MURO TIPO F



Dati Sismici	Accelerazione sismica Coefficiente Amplificazione Stratigrafico Coefficiente Amplificazione Topografico Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima Coefficiente sismico orizzontale Coefficiente sismico verticale Muro libero di traslare o ruotare	a <sub>g</sub> /g <b>0.15</b> (-) S <sub>S</sub> <b>1.486</b> (-) S <sub>T</sub> <b>1</b> (-) β <sub>s</sub> <b>0.38</b> (-) kh <b>0.0847</b> (-) kv <b>0.0424</b> (-)	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		
Coeffienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka    0.246	SLE	STR/GEO	EQU
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+    0.293		0.293	0.293
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-    0.298		0.298	0.298
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp    3.537		3.537	3.537
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+    3.381		3.381	3.381
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-    3.367		3.367	3.367
<b>Carichi Agenti</b>			<b>valori caratteristici SLE - sisma</b>	<b>valori di progetto</b>	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp <b>45.00</b>	STR/GEO	EQU
	Sovraccarico su zattera di monte	○ si <input checked="" type="radio"/> no		58.50	58.50
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp    0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp    0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp    0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q    0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f    0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v    0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m    0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	<b>0.75</b>	condizione quasi permanente Ψ2	<b>0.00</b>
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs    0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs    0.00		
Condizioni Sismiche	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		

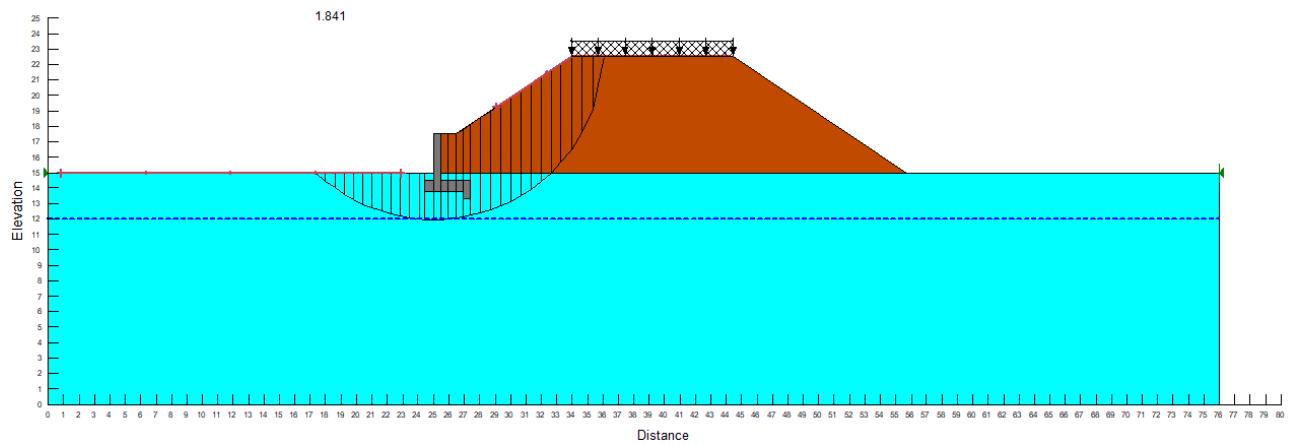
<b>Coefficienti di sicurezza</b>					
Statico	<b>Scorrimento</b>	<b>Ribalzamento</b>	<b>Carico limite</b>		
	<b>1.85</b>	<b>8.04</b>	<b>4.13</b>		
(*) Sismico	<b>1.64</b>	<b>3.53</b>	<b>3.11</b>		
(*) NEL CASO SISMICO A RIBALZAMENTO IL VALORE DEL βm E' STATO INCREMENTATO DEL 50% RISPETTO ALLE ALTRE VERIFICHE (ved par 7.11.6.2.1 NT2018)					

<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
classe cls	C28/35	<input type="button" value="▼"/>	tipo di acciaio	B450C	<input type="button" value="▼"/>
Rck	35	(MPa)	fyk =	450	(MPa)
fck	28	(MPa)			
fcm	36	(MPa)	γs =	<b>1.15</b>	
Ec	32308	(MPa)			
α <sub>cc</sub>	<b>0.85</b>		fyd = fyk /γs / γE =	391.30	(MPa)
γc	<b>1.50</b>				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> *f <sub>ck</sub> '/γ <sub>c</sub>	15.87	(MPa)	Es =	<b>210000</b>	(MPa)
f <sub>ctm</sub> = 0.30*f <sub>ck</sub> ' <sup>2/3</sup>	2.77	(MPa)	ε <sub>ys</sub> =	0.19%	
<b>Tensioni limite (tensioni ammissibili)</b>					
condizioni statiche					
σ <sub>c</sub>	<b>11</b>	Mpa	coefficiente omogeneizzazione acciaio n = <b>15</b>		
σ <sub>f</sub>	<b>260</b>	Mpa			
<b>Copriferro</b> (distanza asse armatura-bordo)					
condizioni sismiche					
σ <sub>c</sub>	<b>11</b>	Mpa	c =	<b>5.00</b>	(cm)

### 8.6.1 VERIFICA DI STABILITA' MURO TIPOGICO F

#### ANALISI DI STABILITA' – CONDIZIONI STATICHE – muro di sottoscarpa tipo F



#### Project Settings

Length(L) Units: meters

Time(t) Units: Seconds

Force(F) Units: kN

Pressure(p) Units: kPa

Strength Units: kPa

Unit Weight of Water: 9,807 kN/m<sup>3</sup>

View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W

Method: Bishop

Settings

PWP Conditions Source: Piezometric Line

Apply Phreatic Correction: No

Use Staged Rapid Drawdown: No

Slip Surface

Direction of movement: Right to Left

Use Passive Mode: No

Slip Surface Option: Entry and Exit

Critical slip surfaces saved: 1

Optimize Critical Slip Surface Location: No

Tension Crack

Tension Crack Option: (none)

F of S Distribution

F of S Calculation Option: Constant

Advanced

Number of Slices: 30

F of S Tolerance: 0,001

Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m

Optimization Maximum Iterations: 2.000

Optimization Convergence Tolerance: 1e-007

Starting Optimization Points: 8

Ending Optimization Points: 16

Complete Passes per Insertion: 1

Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °

Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

Rilevato

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 18 kN/m³

Cohesion': 0 kPa

Phi': 35 °

Phi-B: 0 °

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

Muro

Model: Undrained ( $\Phi_i=0$ )

Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion': 2.000 kPa

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

GSL

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion': 0 kPa

$\Phi'_i$ : 28,35 °

$\Phi_{i-B}$ : 0 °

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range

Left-Zone Left Coordinate: (0.86, 15) m

Left-Zone Right Coordinate: (22.9, 15) m

Left-Zone Increment: 4

Right Projection: Range

Right-Zone Left Coordinate: (29.096923, 19.264615) m

Right-Zone Right Coordinate: (44, 22.5) m

Right-Zone Increment: 4

Radius Increments: 4

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (0, 15) m

Right Coordinate: (76, 15) m

### Piezometric Lines

#### Piezometric Line 1

##### Coordinates

	X (m)	Y (m)
Coordinate 1	0	12
Coordinate 2	76	12

### Surcharge Loads

#### Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 26 kN/m<sup>3</sup>

Direction: Vertical

##### Coordinates

	X (m)	Y (m)
	33,95	23,5
	44,45	23,5

### Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	55,7	15
Point 2	25,45	15
Point 3	25,45	17,5
Point 4	26,45	17,5
Point 5	33,95	22,5
Point 6	44,45	22,5
Point 7	25	14,5
Point 8	25	15
Point 9	0	15

Point 10	0	0
Point 11	76	0
Point 12	76	15
Point 13	25,45	14,5
Point 14	27,4	14,5
Point 15	27,4	13,3
Point 16	26,9	13,3
Point 17	26,9	13,8
Point 18	24,4	13,8
Point 19	24,4	14,5
Point 20	25	17,5

#### Regions

	Material	Points	Area (m <sup>2</sup> )
Region 1	Rilevato	1,2,3,4,5,6	160,94
Region 2	GSL	7,8,9,10,11,12,1,2,13,14,15,16,17,18,19	1.137,4
Region 3	Muro	3,20,8,7,19,18,17,16,15,14,13,2	3,7

Current Slip Surface

Slip Surface: 94

F of S: 1.770

F of S Rank: 1

Exit: (17,39, 15) m

Entry: (40,029332, 22,5) m

Radius: 14,509545 m

Center: (26,110165, 26,596794) m

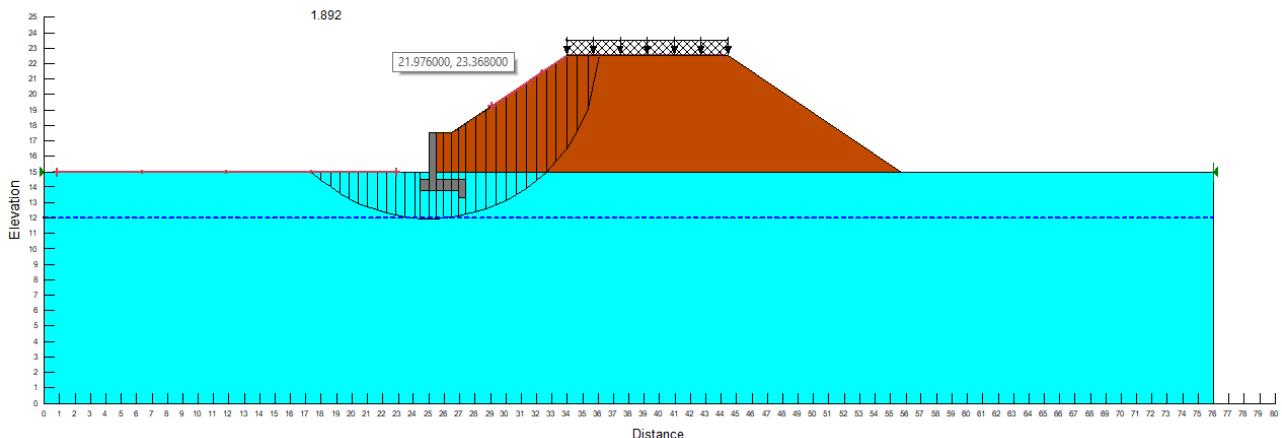
Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base	Normal	Frictional	Cohesive

				Stress (kPa)	Strength (kPa)	Strength (kPa)
Slice 1	17,779444	14,726679	-26,74054	6,6064521	3,5646482	0
Slice 2	18,558333	14,215814	-21,730492	18,30253	9,8755094	0
Slice 3	19,337222	13,772591	-17,383799	27,795612	14,997698	0
Slice 4	20,116111	13,390155	-13,633247	35,498285	19,153835	0
Slice 5	20,895	13,063325	-10,42803	41,69452	22,497142	0
Slice 6	21,673889	12,788136	-7,7292455	46,587827	25,137428	0
Slice 7	22,452778	12,561536	-5,5069831	50,328603	27,15584	0
Slice 8	23,231667	12,381194	-3,7383714	53,030576	28,613746	0
Slice 9	24,010556	12,24536	-2,4062502	54,781181	29,558321	0
Slice 10	24,7	12,159083	-1,5601286	59,962702	32,354119	0
Slice 11	25,225	12,116028	-1,1378855	126,85926	68,449543	0
Slice 12	25,95	12,096751	-0,9488408	104,71431	56,500773	0
Slice 13	26,675	12,099995	-0,98065154	105,74418	57,056464	0
Slice 14	27,15	12,126727	-1,2428111	112,72297	60,822012	0
Slice 15	27,763889	12,186452	-1,8285338	110,36337	59,548842	0
Slice 16	28,491667	12,288779	-2,8320575	115,16982	62,142261	0
Slice 17	29,219444	12,429207	-4,2092368	119,11008	64,268312	0
Slice 18	29,947222	12,608887	-5,9713571	122,18126	65,925432	0
Slice 19	30,675	12,82936	-8,1335359	124,37179	67,107376	0
Slice 20	31,402778	13,092631	-10,715432	125,66074	67,802856	0
Slice 21	32,130556	13,40127	-13,742259	126,01664	67,994892	0
Slice 22	32,858333	13,758564	-17,246237	125,39557	67,659779	0

Slice 23	33,586111	14,168728	-21,268715	123,73823	66,765527	0
Slice 24	34,390165	14,69381	-26,418198	137,63315	74,262817	0
Slice 25	35,201688	15,298833	-32,351654	118,04461	82,655725	0
Slice 26	35,944403	15,940371	-38,643222	105,54374	73,902525	0
Slice 27	36,687117	16,67912	-45,88813	91,974258	64,401068	0
Slice 28	37,429831	17,539268	-54,3236	77,151439	54,022019	0
Slice 29	38,172546	18,560796	-64,341723	60,802415	42,574309	0
Slice 30	38,91526	19,819908	-76,689833	42,485595	29,748734	0
Slice 31	39,657975	21,510798	-93,272397	21,329888	14,935349	0

#### ANALISI DI STABILITÀ - CONDIZIONI SISMICHE - muro di sottoscarpa tipo F



#### Project Settings

Length(L) Units: meters

Time(t) Units: Seconds

Force(F) Units: kN

Pressure(p) Units: kPa

Strength Units: kPa

Unit Weight of Water: 9,807 kN/m<sup>3</sup>

View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W

Method: Bishop

Settings

PWP Conditions Source: Piezometric Line

Apply Phreatic Correction: No

Use Staged Rapid Drawdown: No

Slip Surface

Direction of movement: Right to Left

Use Passive Mode: No

Slip Surface Option: Entry and Exit

Critical slip surfaces saved: 1

Optimize Critical Slip Surface Location: No

Tension Crack

Tension Crack Option: (none)

F of S Distribution

F of S Calculation Option: Constant

Advanced

Number of Slices: 30

F of S Tolerance: 0,001

Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m

Optimization Maximum Iterations: 2.000

Optimization Convergence Tolerance: 1e-007

Starting Optimization Points: 8

Ending Optimization Points: 16

Complete Passes per Insertion: 1

Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °

Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

Rilevato

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion': 0 kPa

Phi': 35 °

Phi-B: 0 °

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

Muro

Model: Undrained (Phi=0)

Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion': 2.000 kPa

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

GSL

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion': 0 kPa

Phi': 34 °

Phi-B: 0 °

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range

Left-Zone Left Coordinate: (0.86, 15) m

Left-Zone Right Coordinate: (22.9, 15) m

Left-Zone Increment: 4

Right Projection: Range

Right-Zone Left Coordinate: (29.096923, 19.264615) m

Right-Zone Right Coordinate: (44, 22.5) m

Right-Zone Increment: 4

Radius Increments: 4

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (0, 15) m

Right Coordinate: (76, 15) m

Piezometric Lines

Piezometric Line 1

Coordinates

	X (m)	Y (m)
Coordinate 1	0	12
Coordinate 2	76	12

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 20 kN/m<sup>3</sup>

Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	33,95	23,5
	44,45	23,5

Seismic Loads

Horz Seismic Load: 0,0847

Ignore seismic load in strength: No

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	55,7	15
Point 2	25,45	15
Point 3	25,45	17,5
Point 4	26,45	17,5
Point 5	33,95	22,5
Point 6	44,45	22,5
Point 7	25	14,5
Point 8	25	15
Point 9	0	15
Point 10	0	0
Point 11	76	0
Point 12	76	15
Point 13	25,45	14,5
Point 14	27,4	14,5
Point 15	27,4	13,3
Point 16	26,9	13,3
Point 17	26,9	13,8
Point 18	24,4	13,8
Point 19	24,4	14,5
Point 20	25	17,5

Regions

	Material	Points	Area (m <sup>2</sup> )
Region 1	Rilevato	1,2,3,4,5,6	160,94
Region 2	GSL	7,8,9,10,11,12,1,2,13,14,15,16,17,18,19	1.137,4

Region 3	Muro	3,20,8,7,19,18,17,16,15,14,13,2	3,7
----------	------	---------------------------------	-----

Current Slip Surface

Slip Surface: 90

F of S: 1.892

F of S Rank: 3

Exit: (17,39, 15) m

Entry: (36,058664, 22,5) m

Radius: 11,062514 m

Center: (25,008431, 23,021142) m

Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
Slice 1	17,692845	14,732702	-26,799605	7,4116427	4,9992161	0
Slice 2	18,298534	14,234146	-21,910269	19,996995	13,488144	0
Slice 3	18,904224	13,80236	-17,675748	29,789802	20,093475	0
Slice 4	19,509913	13,428246	-14,006804	37,536371	25,318602	0
Slice 5	20,115602	13,105226	-10,838949	43,688754	29,468437	0
Slice 6	20,721292	12,828414	-8,1242537	48,541437	32,741613	0
Slice 7	21,326981	12,59411	-5,8264388	52,296862	35,274679	0
Slice 8	21,932671	12,399489	-3,9177918	55,099943	37,165381	0
Slice 9	22,53836	12,242393	-2,3771474	57,057625	38,485854	0
Slice 10	23,144049	12,121193	-1,1885355	58,250626	39,290543	0
Slice 11	23,749739	12,034696	-0,34026608	58,740828	39,621189	0
Slice 12	24,226292	11,987686	0,12076178	58,715283	39,522503	0

Slice 13	24,7	11,967002	0,32361372	62,445118	41,901483	0
Slice 14	25,225	11,963038	0,362489	126,52113	85,095079	0
Slice 15	25,70714	11,983722	0,15963706	104,16134	70,150031	0
Slice 16	26,20714	12,026478	-0,25967142	101,741	68,625173	0
Slice 17	26,675	12,087251	-0,85567403	101,71325	68,60645	0
Slice 18	27,15	12,17089	-1,6759194	106,8331	72,059838	0
Slice 19	27,726679	12,303084	-2,9723463	102,30813	69,007707	0
Slice 20	28,380037	12,490528	-4,8106063	103,96891	70,127919	0
Slice 21	29,033395	12,722799	-7,0884905	104,6772	70,605666	0
Slice 22	29,686753	13,003032	-9,8367306	104,39697	70,416647	0
Slice 23	30,34011	13,335412	-13,096388	103,07371	69,524095	0
Slice 24	30,993468	13,725574	-16,922701	100,62923	67,875272	0
Slice 25	31,646826	14,181231	-21,39133	96,953084	65,395681	0
Slice 26	32,300184	14,713276	-26,609101	91,88791	61,979178	0
Slice 27	32,957647	15,342437	-32,779283	84,530607	59,188968	0
Slice 28	33,619216	16,096186	-40,171295	76,214316	53,365838	0
Slice 29	34,301444	17,054906	-49,573467	74,849504	52,410187	0
Slice 30	35,004332	18,355221	-62,325657	52,760344	36,943191	0
Slice 31	35,70722	20,804064	-86,341452	18,132495	12,696509	0