

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		
L O 6 0 1 A	D	1 6 0 1	C O D I C E E L A B.	A	-
T 0 0 O S 0 0 G E T R E 0 1					
D					
C					
B					
A	EMISSIONE		SETT 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

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

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 γ_F quelli riportati nella colonna "A1 STR" della tabella 5.1.V del decreto e come coefficienti parziali γ_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	132	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	35	A 30m B 5m	H4BP
NS-OM03	SX	MURO DI SOSTEGNO			0+698,7	43	0+755,7	46	57	A 26m B 31m	H4BP
NS-OM04	DX/SX	MURO DI SOSTEGNO			0+789,9	48	0+795,9	48b	2 x 7.60	A 13,60m	H3BL
NS-OM05	DX	MURO DI SOSTEGNO			1+057,4	61b	1+140,8	66	90	A 90m	H4BP
NS-OM06	SX	MURO DI SOSTEGNO			1+057,4	61b	1+066,3	61c	5.5	A 5,50m	H3BL
NS-OM07	SX	MURO DI SOSTEGNO			1+265	74	1+387,7	80	123	B 123m	H4BP
NS-OM08	DX	MURO DI SOSTEGNO			1+265	74	1+415	82	150	B 150m	H4BP + B fonoass h=3m
NS-OM09	SX	MURO DI SOTTOSCARPA			1+446,2	86	1+522,1	90	75	E 19m F 56m	-
NS-OM10	DX	MURO DI SOSTEGNO			1+523	93	1+717,7	102	188	A 126m B 62m	H4BP
NS-OM11	SX	MURO DI SOTTOSCARPA			1+655	98	1+693,1	101	40	F 40m	-
NS-OM12	DX	MURO DI SOSTEGNO rotatoria Ville	2(rotatori a Ville)	3(rotatoria Ville)	1+940	117	1+983,1	119	66	D 119 m	H2BL + B fonoass h=2m
NS-OM13	DX	MURO DI SOSTEGNO			3+105	169	3+265	175	157	A 140m B 17m	H4BP
NS-OM14	SX	MURO DI SOSTEGNO			3+145	171	3+325	179	181	A 127m B 54m	H4BP +B fonoass h=2m
NS-OM15	SX	MURO DI SOSTEGNO			4+265	221	4+301	222b	35	C 35m	H4BL
NS-OM16	DX	MURO DI SOSTEGNO			4+697,3	240	5+130	262	423	B 133m C 290m	H2BL
NS-OM17	SX	MURO DI SOSTEGNO			5+082	260	5+200	268	119	B 103m C 16m	H2BP
NS-OM18	DX	MURO DI SOSTEGNO			5+410	279b	5+500	285	90	C 72m D 18m	H4BP +B fonoass h=2m
EO-OM19	DX/SX	MURO DI SOSTEGNO			3+900	183	3+908.8	SP1	2x8.80	A 17,6m	H3BL
EO-OM20	SX	MURO DI SOSTEGNO			4+430	SP2	4+405,5	201	5.5	B 5,5m	H3BL

Tabella 1.1: Sintesi muri di sostegno e sottoscarpa

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

Relazione di calcolo Muri di sostegno e sottoscarpa

Tipologia	H param [m]	B param [m]	H fond [m]	B fond [m]	Fondazione	n° file	L pali [m]	Interasse pali	
								long [m]	trasv [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 ϕ 1000	2	24	3,00	3,00
C	4,90 - 3,00	0,45 - 0,90	0,80	3,70	su pali ϕ 800	2	20	3,20	2,10
D	2,90 - 1,00	0,45 - 0,65	0,80	3,70	su pali ϕ 800	2	18	3,20	2,10
E	4,00 - 3,00	0,45 - 0,80	1,00	3,70	su pali ϕ 800	2	15	3,20	2,10
F	3,00 - 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 = 0.30fck ^{2/3} = 2.83 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	fcm = 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 = 0.30fck ^{2/3} = 2.83 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	fcm = 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

Relazione di calcolo Muri di sostegno e sottoscarpa

Modulo di elasticità longitudinale	$E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0.3} = 32588 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 16.46 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.98 / 1.5 = 1.32 \text{ MPa}$
Copriferro	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%	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35$
$(f_y/f_{ynom})_k$ con frattile del 10%	≤ 1.25
Allungamento $(A_{gt})_k$ 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 Φ
$12 \leq \Phi \leq 16\text{mm}$	5 Φ
$16 < \Phi \leq 25\text{mm}$	8 Φ
$25 < \Phi \leq 30\text{mm}$	10 Φ

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/m² in condizioni statiche, ridotto a 10 KN/m² in condizioni sismiche. Allo stato limite ultimo SLU, le azioni risultano amplificate opportunamente con i coefficienti γ 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 SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_x	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

Parametri dipendenti

S	1.479
η	1.000
T_b	0.155 x
T_c	0.466 x
T_D	2.215 x

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(3+\xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_b \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per lo verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuta dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ moltiplicando η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 §3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.228
T_b	0.155	0.544
T_c	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
T_D	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

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 $\phi 1000/\phi 800$ 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:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi$$

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 ϕ' , 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 ϕ' , 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:

$$Ql = \pi * D \int \mu * k * \sigma'_v * dz$$

Dove:

- D = diametro del palo;
- μ = coefficiente di attrito palo-terreno (per pali trivellati pari a $\tan \phi'$);
- 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);
- σ'_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:

$$Ql = \pi * D \int \alpha * C_u * dz$$

Dove:

- D = diametro del palo;
- α = 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 " α " viene assunto variabile in funzione di C_u secondo il seguente criterio:

C_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 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,
- γ_G e γ_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):

l'approccio 1

A1+M1+R1

A2+M1+R2

l'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:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

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 γ_b e γ_s riportati nella tabella 8.3 delle Norme:

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
		(R1)	(R2)	(R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1	1.45	1.15
Totale	γ_t	1	1.6	1.30
Laterale in trazione	γ_{st}	1	1.6	1.25

I valori caratteristici devono essere determinati come:

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

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tab 2.

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_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 rigido-perfettamente 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 ininfluyente, 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:

$$p = 9 c_u d$$

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.

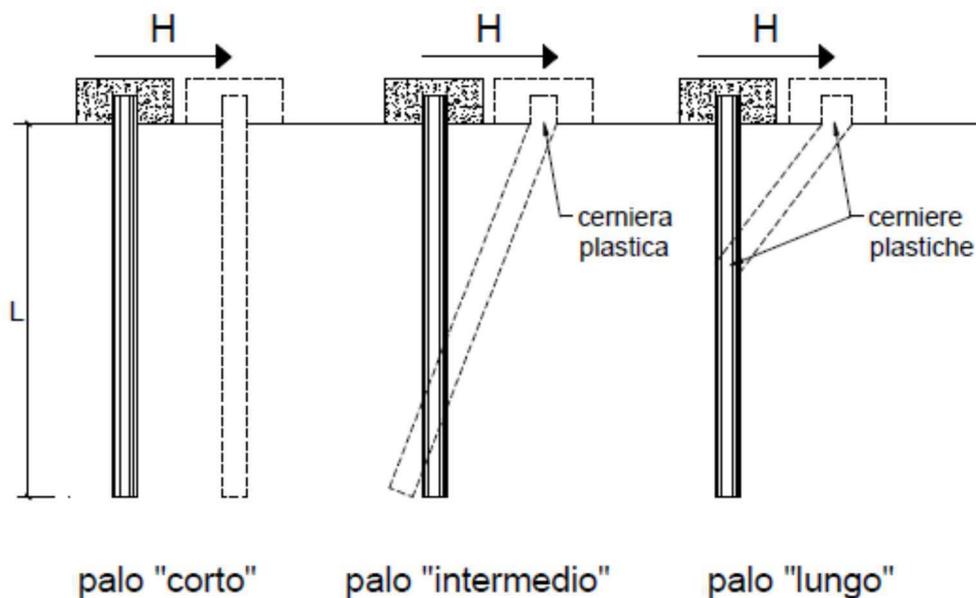
Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, attraverso le espressioni:

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 R_{trd} e l'azione di progetto agente F_{trd} . In tal caso dovendosi verificare:

$$F_{trd} \leq R_{trd},$$

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]	γ [kN/m ³]	C' [kPa]	ϕ [°]	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.

	N_{MAX} [kN]	N_{MIN} [kN]	V [kN]
combinazione statica	1743	572	433
combinazione sismica	2610	-65	725

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

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$E_d,c < R_{d,c}$$

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

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 γ_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_{MAX} [kN]	N_{MIN} [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:

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

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

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali γ_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} .

6.3 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_{MAX} [kN]	N_{MIN} [kN]	V [kN]
combinazione statica	1091	7,44	181
combinazione sismica	1393	-76	595

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

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

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

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali γ_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} .

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_{MAX} [kN]	N_{MIN} [kN]	V [kN]
combinazione statica	1141	-224	137
combinazione sismica	896	-63	149

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

La verifica a compressione è soddisfatta essendo:

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

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

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali γ_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 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 $\phi 800$ 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]	γ [kN/m ³]	C' [kPa]	ϕ [°]	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:

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

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

$$E_{d,c} < R_{d,c}$$

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

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate in precedenza, applicando i coefficienti parziali γ_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:

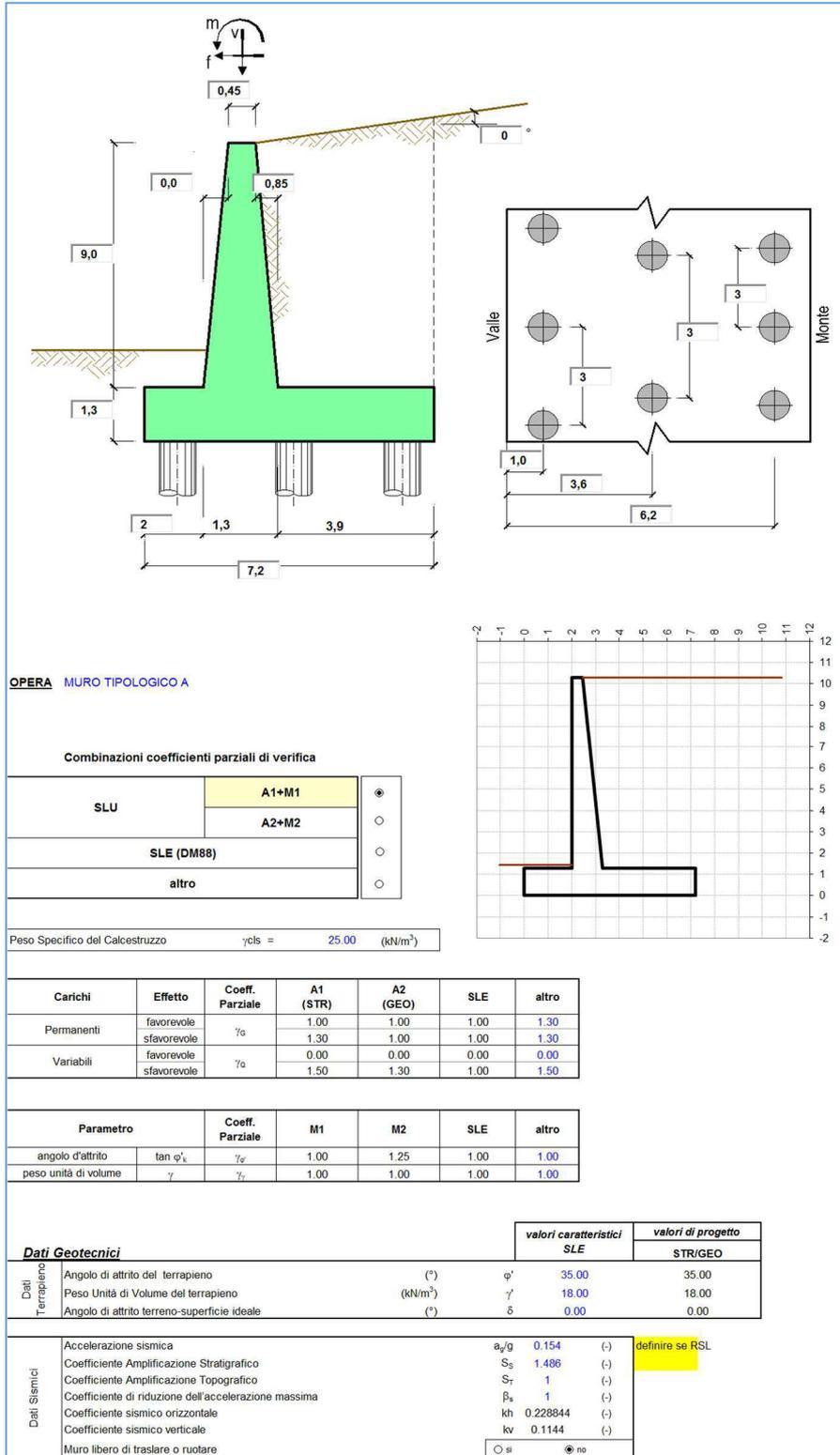
Verifiche in condizioni statiche e sismiche – Fattori di sicurezza					
Altezza paramento		Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite	Stabilità globale
h=4,00m	statico	1,85 > 1,1	8,04 > 1,15	4,13 > 1,4	5,1 > 1,1
	sismico	1,64 > 1,0	3,53 > 1,0	2,57 > 1,2	3,11 > 1,2

Si fa presente che la verifica a ribaltamento in condizioni sismiche è stata svolta considerando il valore di β_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).

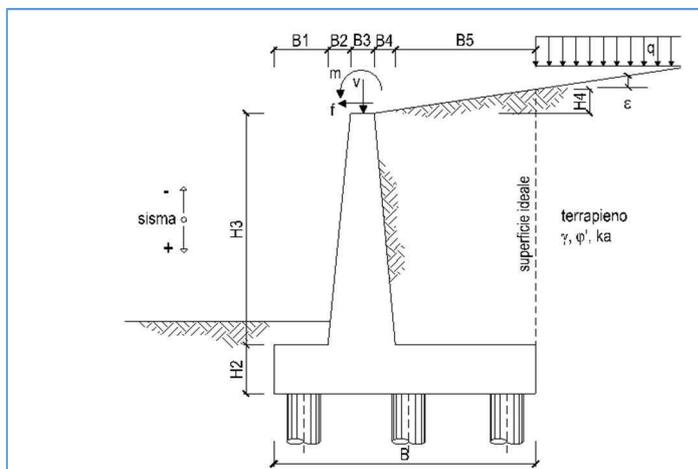
Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai coefficienti di normativa.

8 ALLEGATI

8.1 TIPOLOGIA MURO A



		SLE		STR/GEO	
Coeff. di Spinta	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	
Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto
				SLE - sisma	STR/GEO
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	5.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	20.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	8.40
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	8.40
Coefficienti di combinazione		condizione frequente Ψ1		0.75	condizione quasi permanente Ψ2
					0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	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			Acciaio		
classe cls	C28/35		tipo di acciaio	B450C	
Rck	35	(MPa)	fyk =	450	(MPa)
fck	28	(MPa)	γs	1.15	
fc,m	36		fyd = fyk / γs	391.30	(MPa)
Ec	32308	(MPa)	Es =	210000	(MPa)
α _{cc}	0.85		ε _{ys} =	0.19%	
γ _c	1.50		coefficiente omogeneizzazione acciaio n =		
f _{sd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _c	15.87	(MPa)	Copriferro (distanza asse armatura-bordo)		
f _{ctm} = 0.30 * f _{ck} ^{2/3}	2.77	(MPa)	c =	5.00	(cm)
Tensioni limite (tensioni ammissibili)					
condizioni statiche					
σ _c	9.75	Mpa			
σ _t	260	Mpa			
condizioni sismiche					
σ _c	8.5	Mpa			
σ _t	260	Mpa			



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	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

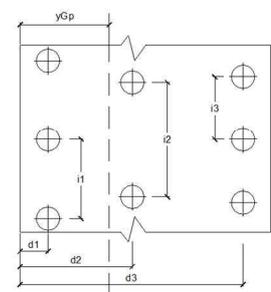
		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	101.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	95.63
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	234.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	430.88
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	631.80
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	68.85
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	700.65
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	95
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	47.5

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

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm)	225.28
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm)	261.38
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm)	842.40
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kNm)	1329.06
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm)	3316.95
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm)	207.70
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm)	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm)	3524.65
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	458.38
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	229.19

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO			
- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	98.60
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	49.30
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	160.34
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	80.17
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)	134.39
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	94.10
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(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 =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kN/m)	25.78
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kN/m)	29.91
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(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 =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	838.59
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3^2/3)$	(kNm/m)	115.02
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	953.60
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	379.53
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3^2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	29.35
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	408.88
CONDIZIONE STATICA			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta totale condizione statica			
St	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	258.74
Sq perm	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00
Sq acc	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot ka$	(kN/m)	55.82
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	258.74
Sqh perm	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00
Sqh acc	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	55.82
- Componente verticale condizione statica			
Stv	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sqv perm	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sqv acc	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
MS1	$Sth \cdot (H2 + H3 + H4) / 3$	(kN/m)	888.35
MS2	$Stv \cdot B$	(kN/m)	0.00
MSq1 perm	$Sqh \text{ perm} \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	(kN/m)	0.00
MSq2 perm	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m)	0.00
MSq1 acc	$Sqh \text{ acc} \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	(kN/m)	287.49
MSq2 acc	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m)	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext perm	$mp \cdot fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	12.25
Mfext acc	$m \cdot f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	94.92
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE			
Risultante forze verticali (N)			
N perm	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	1136.53
N acc min	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	0.00
N acc max	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m)	95.00
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m)	258.74
T acc	$Sqh \text{ acc} + f$	(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
CONDIZIONE SISMICA +			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta condizione sismica +			
Ss1 stat	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	258.74
Ss1 sism	$0.5 \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	166.44
Ssq1 perm	$qp \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc	$qs \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	41.16

- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1\ stat * \cos\delta$	(kN/m)	258.74	258.74
Sst1h sism =	$Sst1\ sism * \cos\delta$	(kN/m)	166.44	166.44
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm * \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc * \cos\delta$	(kN/m)	41.16	41.16
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1\ stat * \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1\ sism * \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm * \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc * \sin\delta$	(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)	888.35	888.35
MSst1 sism=	$Sst1h\ sism * ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	857.17	857.17
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)	211.96	211.96
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)		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) =	$\sum M$	(kNm/m)	2251.40	2251.40
MM (Nmax) =	$\sum M$	(kNm/m)	2480.59	2480.59
CONDIZIONE SISMICA -				
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat =	$0,5 * \gamma * (H2+H3+H4)^2 * ka$	(kN/m)	258.74	258.74
Sst1 sism =	$0,5 * \gamma * (1-kv) * (H2+H3+H4)^2 * kas^- - Sst1\ stat$	(kN/m)	114.71	114.71
Ssq1 perm=	$qp * (H2+H3+H4) * kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs * (H2+H3+H4) * kas^-$	(kN/m)	45.49	45.49
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat =	$Sst1\ stat * \cos\delta$	(kN/m)	258.74	258.74
Sst1h sism =	$Sst1\ sism * \cos\delta$	(kN/m)	114.71	114.71
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm * \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc * \cos\delta$	(kN/m)	41.16	45.49
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat =	$Sst1\ stat * \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1\ sism * \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm * \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc * \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO						
- Condizione sismica -									
MSt1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kNm)	888.35						
MSt1 sism =	Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	590.78						
MSt2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm)	0.00						
MSt2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm)	0.00						
MStq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	211.96						
MStq2 =	Ssq1v * B	(kNm)	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)	11.13						
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE									
Risultante forze verticali (N)									
Nmin =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kNm)	1007.05						
Nmax =	Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Psv+q acc	(kNm)	1054.55						
Risultante forze orizzontali (T)									
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs h + Pts h	(kNm)	673.56						
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)									
MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	2517.79						
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	2724.65						
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)	3.60 (m)	interasse pali (i2) = 3.00 (m)						
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	6.20 (m)	interasse pali (i3) = 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/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm]	[kNm]		
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		2248.00					
sisma-	Nmin	1007.05		1129.93					
	Nmax	1054.55		1071.74		677.89			
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	1701.05		1136.53		572.00		432.70	
	Nmax	1742.84		1279.03		815.21			
sisma+	Nmin	2596.49		1266.00		-64.50		725.28	
	Nmax	2810.42		1313.50		18.57			
sisma-	Nmin	1658.94		1007.05		355.17		677.89	
	Nmax	1672.87		1054.55		436.24			
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche									
caso		Np		Mp		Tp			
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]		
statico	rara		0.00	95.00		382.41	75.99		
	freq.	1136.53	0.00	71.25	138.39	288.81	56.97		
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		
sisma+	Nmin		1266.00		2306.19		725.28		
	Nmax		1266.00		2077.00				
sisma-	Nmin		1007.05		1107.61		673.56		
	Nmax		1054.55		1049.42				
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		220.62		0.00		-220.62		64.22
	freq.	1216.37	165.47	1136.53	0.00	1056.68	-165.47	258.74	48.17
	quasi perm		0.00		0.00		0.00		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
sisma+	Nmin		2596.49		1266.00		-64.50		725.28
	Nmax		2464.26		1266.00		67.73		
sisma-	Nmin		1646.06		1007.05		368.05		673.56
	Nmax		1659.99		1054.55		449.12		

8.1.1 VERIFICHE FONDAZIONI TIPOLOGIA MURO A

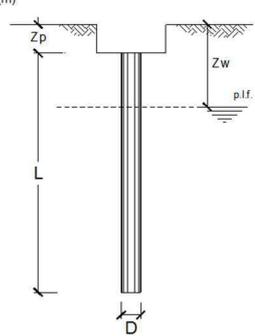
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: Muro tipologico A **OPERA:**

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.80 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 1.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 2650 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati: 2 L_{palo} = 28.00 (m)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
	γ _G	γ _Q	γ _G	γ _Q	γ _b	γ _s	γ _s traz
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.45	1.60	
A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25		
SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25		
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
definiti dal progettista	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25		



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A	prog.
γ _{s3}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ _{s4}	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 ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u,med} (kPa)
1	9.20	GSI	19.00		34.0	
2	18.80	A	19.00			150.0

Coefficienti di Calcolo

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 intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	c _{u,min} (kPa)
1	9.20	GSI	19.00	0.00	34.00	0.00
2	18.80	A	19.00			150.00

Coefficienti di Calcolo

k	μ	a	α
0.44	0.67	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	9.20	GSI	580.9					580.9				
2	18.80	A	3543.7	0.00	9.00	1916.2	1505.0	3543.7	0.00	9.00	1916.2	1505.0

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_g · γ_G + N_q · γ_Q

N_d = 2650.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = 1505.0 (kN)

laterale R_{s,cal med} = 4124.6 (kN)

totale R_{c,cal med} = 5629.6 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = 1505.0 (kN)

laterale R_{s,cal min} = 4124.6 (kN)

totale R_{c,cal min} = 5629.6 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

R_{b,k} = Min(R_{b,cal med}/E_{s3}; R_{b,cal min}/E_{s4}) = 885.3 (kN)

R_{s,k} = Min(R_{s,cal med}/E_{s3}; R_{s,cal min}/E_{s4}) = 2426.3 (kN)

R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3311.5 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

R_{c,d} = R_{b,k}/γ_b + R_{s,k}/γ_s

R_{c,d} = 2765.6 (kN)

Fs = R_{c,d} / N_d

Fs = 1.04

8.1.2 VERIFICHE FONDAZIONI TIPOLOGIA MURO A – OM19 E OM20

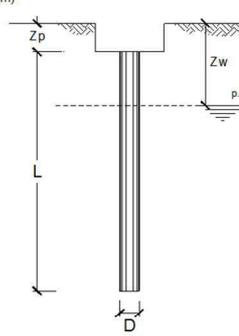
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: muro tipologia A OM19 - OM20 **OPERA:**

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.80 (m) Quota falda dal p.c. (z_a): 1.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 2650 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati: 3 Lpalo = 28.00 (m)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
	γ _G	γ _Q	permanenti	variabili	γ _s	γ _s	γ _s traz
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.45	1.60	
A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25		
SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25		
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
definiti dal progettista	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25		



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

Strato		Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
(-)	(m)			γ	c _{med}	φ _{med}	c _{u,med}
1	3.50		LSA	19.00	0.0	0.0	
2	6.00		GSL	19.00	0.0	34.0	
3	18.50		A	19.00		0.0	150.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		
0.44	0.67		
0.00	0.00	0.40	

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

Strato		Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
(-)	(m)			γ	c _{min}	φ _{min}	c _{u,min}
1	3.50		LSA	19.00	0.00	0.00	0.00
2	23.00		GSL	19.00	0.00	34.00	0.00
3	0.50		A	19.00	0.00	0.00	150.00

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.00
0.44	0.67		0.00
0.00	0.00	0.40	

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)						
			Qs _i	Nq	Nc	qb	Qbm	Qs _i	Nq	Nc	qb	Qbm		
1	3.50	LSA	0.0					0.0						
2	23.00	GSL	474.7					5289.3						
3	0.50	A	3487.2	0.00	9.00	1916.2	1505.0	94.2	0.00	9.00	1897.2	1490.1		

CARICO ASSIALE AGENTE	
Nd = Ng · γ _G + Nq · γ _Q	
Nd = 2650.0 (kN)	

CAPACITA' PORTANTE MEDIA	
base R _{ccal med} =	1505.0 (kN)
laterale R _{ccal med} =	3961.9 (kN)
totale R _{ccal med} =	5466.8 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA	
base R _{ccal min} =	1490.1 (kN)
laterale R _{ccal min} =	5383.6 (kN)
totale R _{ccal min} =	6873.6 (kN)

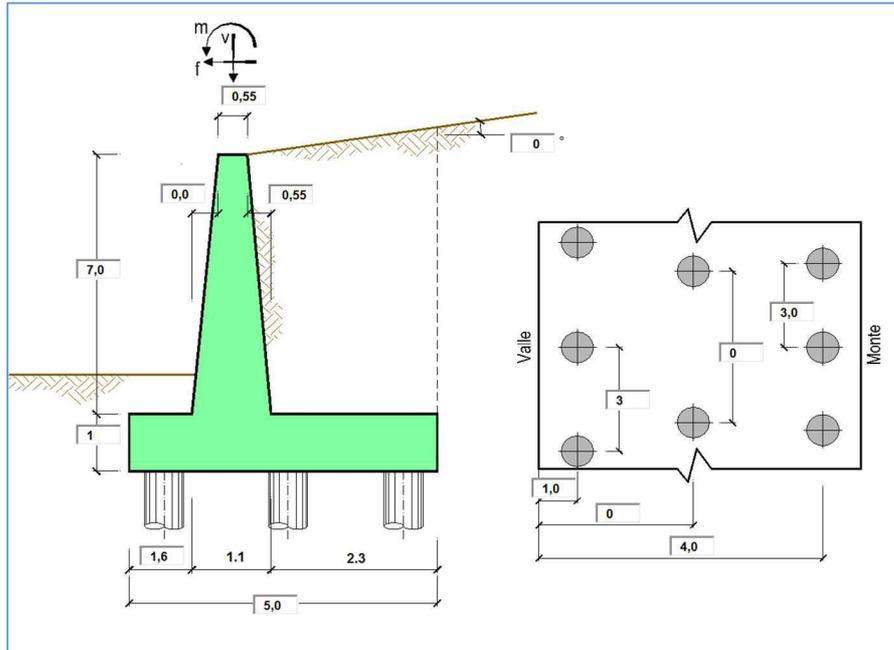
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA	
R _{b,k} = Min(R _{b,cal med} /ε ₃ ; R _{b,cal min} /ε ₄) =	876.5 (kN)
R _{s,k} = Min(R _{s,cal med} /ε ₃ ; R _{s,cal min} /ε ₄) =	2330.5 (kN)
R _{c,k} = R _{b,k} + R _{s,k}	= 3207.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	
R _{c,d} = R _{b,k} /γ _b + R _{s,k} /γ _s	
R _{c,d} =	2675.8 (kN)

F_s = R_{c,d} / Nd

F_s = 1.01

8.2 TIPOLOGIA MURO B



OPERA MURO TIPOLOGIA B

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	<input checked="" type="radio"/>
	A2+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)		<input type="radio"/>
altro		<input type="radio"/>

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

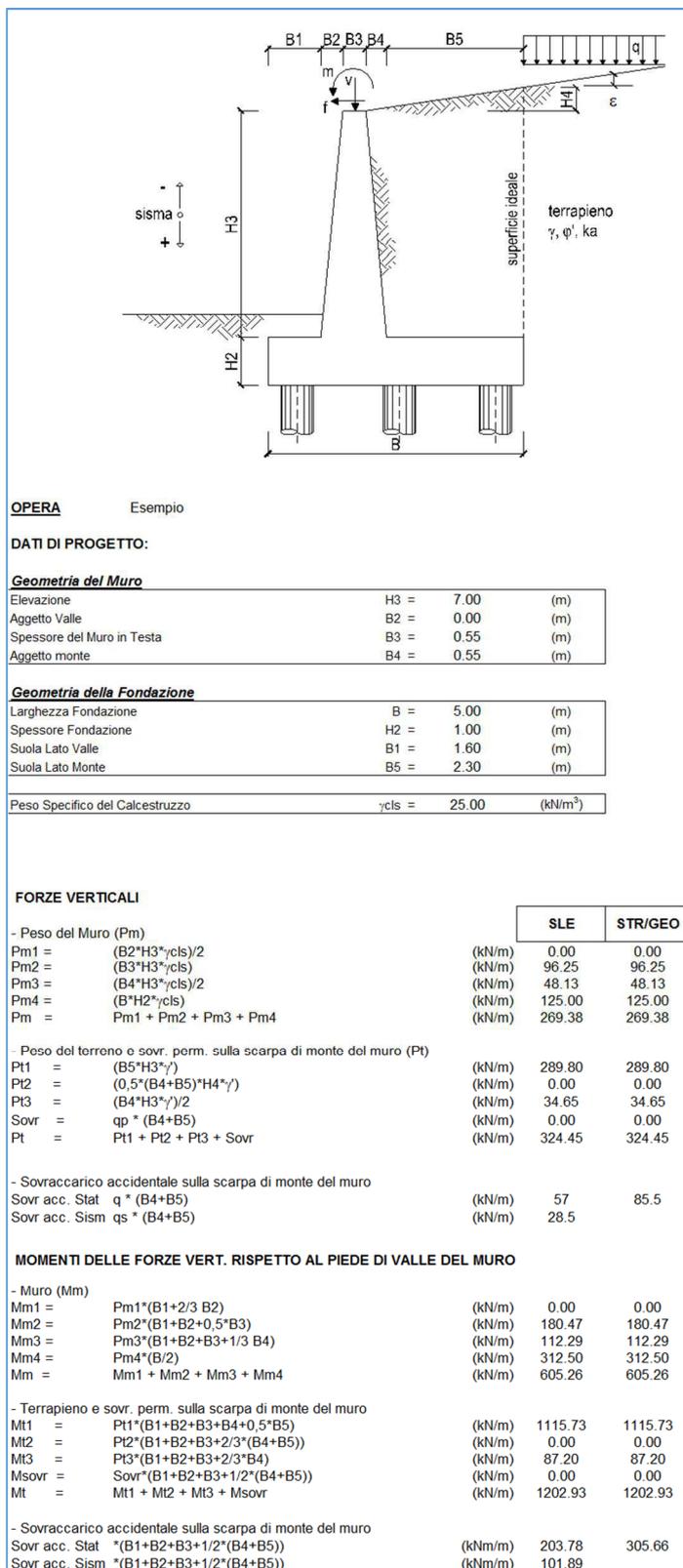
Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici	Parametro	Unità	Simbolo	valori caratteristici SLE		valori di progetto STR/GEO	
				valore	unità	valore	unità
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00		35.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00		18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	

Dati Sismici	Parametro	Unità	Simbolo	Valore	Unità	Definire	Note
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_d/g	0.154	(-)	definire	$v_n = 50$ anni $C_u = 1.5$
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_s	1.486	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	1	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.228844	(-)		
	Coefficiente sismico verticale		k_v	0.1144	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare						

		SLE		STR/GEO	
Coeff. di Spinta	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	
Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto
				SLE - sisma	STR/GEO
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	● si ○ no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	5.00	5.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	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/m ²)	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			Acciaio		
classe cls	C28/35		tipo di acciaio	B450C	
Rck	35	(MPa)	f _{yk} =	450	(MPa)
f _{ck}	28	(MPa)	γ _s	1.15	
f _{cm}	36		f _{yd} = f _{yk} / γ _s	391.30	(MPa)
E _c	32308	(MPa)			
α _{cc}	0.85				
γ _c	1.50				
f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _c	15.87	(MPa)			
f _{ctm} = 0.30 * f _{ck} ^{2/3}	2.77	(MPa)			
Tensioni limite (tensioni ammissibili)			Es =	210000	(MPa)
condizioni statiche			ε _{ys} =	0.19%	
σ _c	9.75	Mpa	coefficiente omogeneizzazione acciaio n =		
σ _f	260	Mpa	Copriferro (distanza asse armatura-bordo)		
condizioni sismiche			c =	5.00	(cm)
σ _c	8.5	Mpa			
σ _f	260	Mpa			

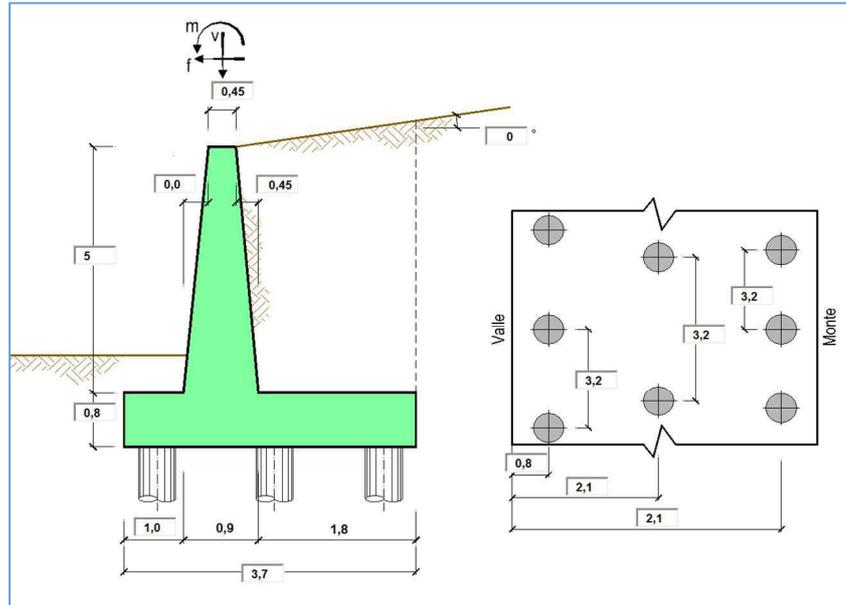


INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO			
- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	61.64
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	30.82
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	74.25
Ptsh v =	Pt*kv	(kN/m)	37.12
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del 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
CONDIZIONE STATICA			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta totale condizione statica			
St	=	0.5*γ*(H2+H3+H4) ² *ka	(kN/m)
Sq perm	=	q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)
Sq acc	=	q*(H2+H3+H4)*ka	(kN/m)
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth	=	St*cosδ	(kN/m)
Sqh perm	=	Sq perm*cosδ	(kN/m)
Sqh acc	=	Sq acc*cosδ	(kN/m)
- Componente verticale condizione statica			
Stv	=	St*senδ	(kN/m)
Sqv perm	=	Sq perm*senδ	(kN/m)
Sqv acc	=	Sq acc*senδ	(kN/m)
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
MS1	=	Sth*(H2+H3+H4)/3	(kNm)
MS2	=	Sth*B	(kNm)
MSq1 perm	=	Sqh perm*(H2+H3+H4)/2	(kNm)
MSq2 perm	=	Sqv perm*B	(kNm)
MSq1 acc	=	Sqh acc*(H2+H3+H4)/2	(kNm)
MSq2 acc	=	Sqv acc*B	(kNm)
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext perm	=	mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)
Mfext acc	=	m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE			
Risultante forze verticali (N)			
N perm	=	Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)
N acc min	=	v + Sqv acc	(kN/m)
N acc max	=	v + Sqv acc + q acc	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm	=	Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)
T acc	=	Sqh acc + f	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm	=	ΣM	(kNm/m)
MM acc (Nmin)	=	ΣM	(kNm/m)
MM acc (Nmax)	=	ΣM	(kNm/m)
CONDIZIONE SISMICA +			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat	=	0.5*γ*(H2+H3+H4) ² *ka	(kN/m)
Sst1 sism	=	0.5*γ*(1+kv)*(H2+H3+H4) ² *kas - Sst1 stat	(kN/m)
Ssq1 perm	=	qp*(H2+H3+H4)*kas	(kN/m)
Ssq1 acc	=	qs*(H2+H3+H4)*kas	(kN/m)

- 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
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO				
- Condizione sismica +		SLE	STR/GEO	
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
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)		9.38
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE				
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 + Ptsh	(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
CONDIZIONE SISMICA -				
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO				
- Spinta condizione sismica -		SLE	STR/GEO	
Sst1 stat =	0,5*γ*(H2+H3+H4) ² *ka	(kN/m)	156.09	156.09
Sst1 sism =	0,5*γ*(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/GEO
- Condizione sismica -			
MSs1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kNm)	416.24
MSs11 sism =	Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	276.81
MSs2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm)	0.00
MSs2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm)	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	127.87
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm)	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfeat1 =	mp+ms	(kNm/m)	0.00
Mfeat2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00
Mfeat3 =	(vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	9.38
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE			
Risultante forze verticali (N)			
Nmin =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kNm)	530.88
Nmax =	Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kNm)	559.38
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h	(kNm)	393.15
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	711.86
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	813.75
Caratteristiche della Palificata			

8.3 TIPOLOGIA MURO C



OPERA MURO TIPOLOGICO C

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	<input checked="" type="radio"/>
	A2+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)		<input type="radio"/>
altro		<input type="radio"/>

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

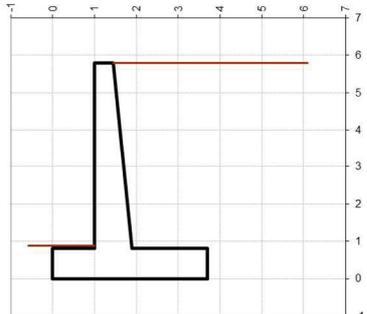
Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro	
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_s$	γ_F	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_G	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici			valori caratteristici SLE		valori di progetto	
					STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00		35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00		18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00

Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0.154	(-)	definito $v_n = 50$ anni $C_u = 1.5$
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_s	1.486	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	1	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.228844	(-)	
	Coefficiente sismico verticale		k_v	0.1144	(-)	
	Muro libero di traslare o ruotare			<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

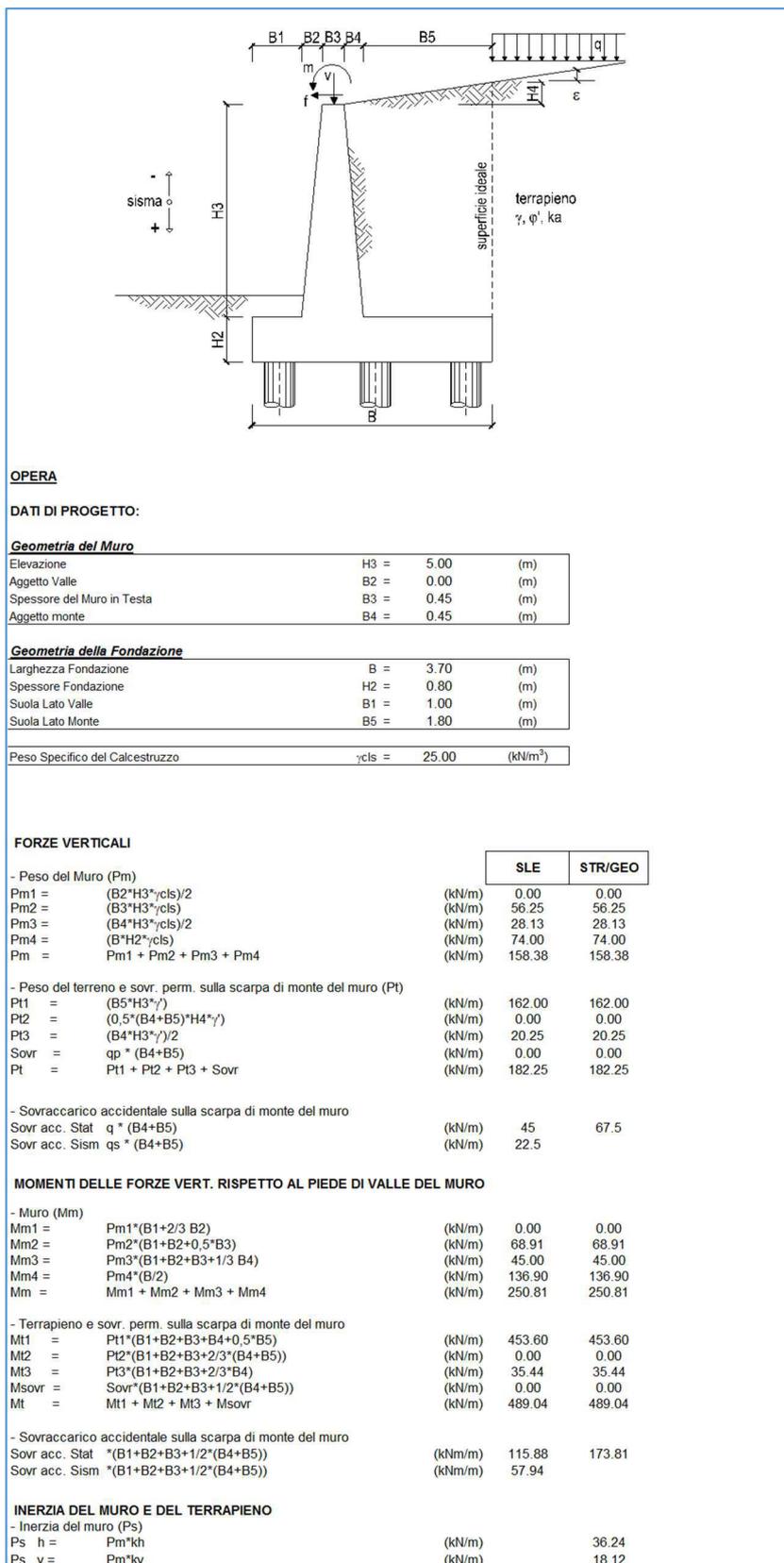
Coefficienti di Spinta	SLE		STR/GEO	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.271	0.271
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.400	0.400
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.442	0.442



Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto
				SLE - sisma	STR/GEO
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	5.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	20.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	10.50
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	10.50
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	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

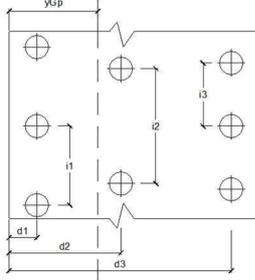
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

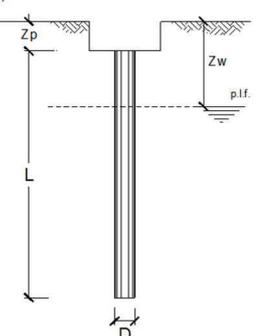
Calcestruzzo			Acciaio		
classe cls	C28/35		tipo di acciaio	B450C	
Rck	35	(MPa)	fyk =	450	(MPa)
fck	28	(MPa)	γs	1.15	
fcm	36		fyd = fyk / γs	391.30	(MPa)
Ec	32308	(MPa)	Es =	210000	(MPa)
αcc	0.85		εys =	0.19%	
γc	1.50				
fcd = αcc * fck / γc	15.87	(MPa)			
fctm = 0.30 * fck ^{2/3}	2.77	(MPa)			
Tensioni limite (tensioni ammissibili)					
condizioni statiche					
σc	9.75	Mpa			
σf	260	Mpa			
condizioni sismiche					
σc	8.5	Mpa			
σf	260	Mpa			
			coefficiente omogeneizzazione acciaio n =	15	
			Copri ferro (distanza asse armatura-bordo)		
			c =	5.00	(cm)



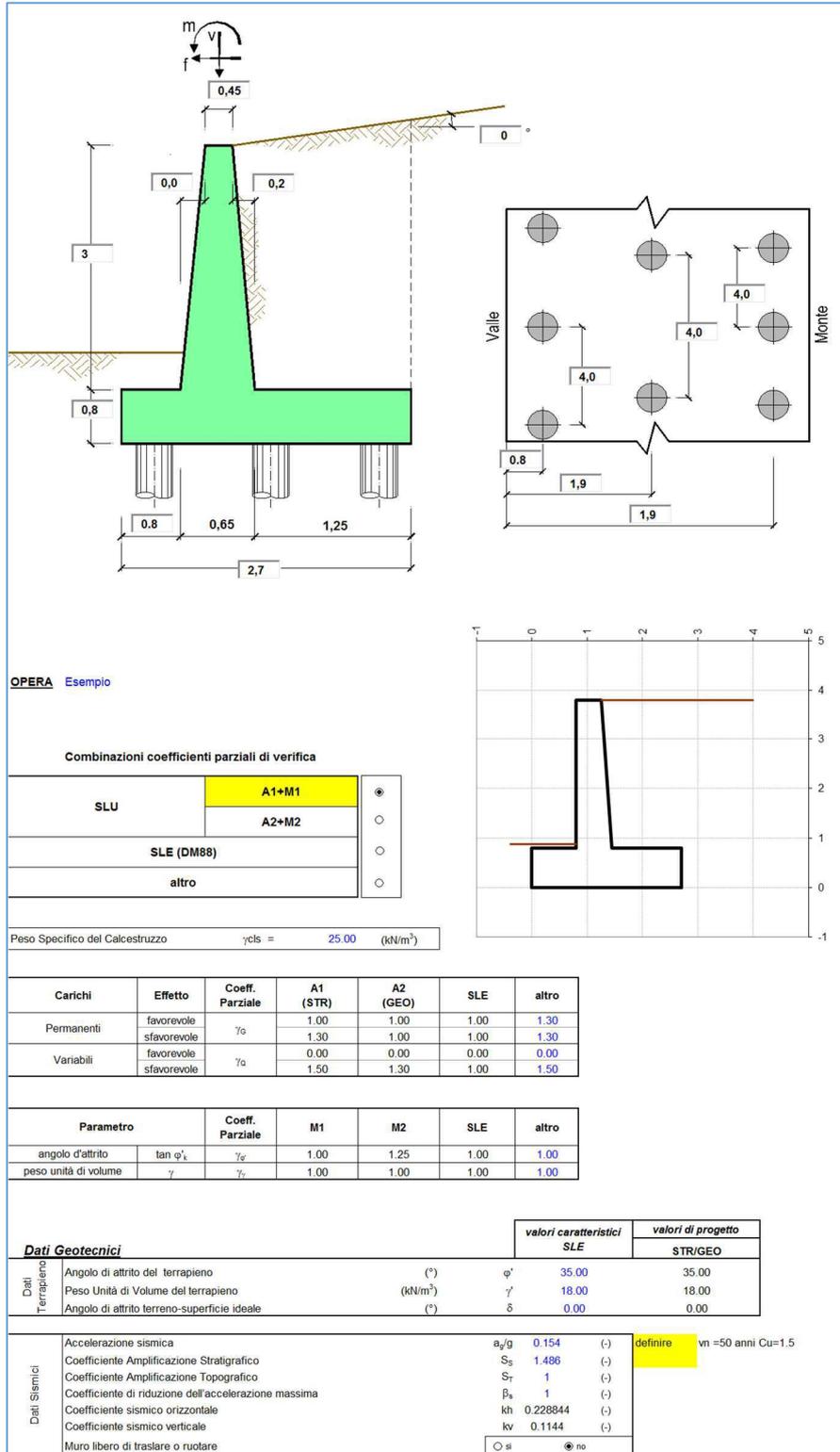
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	41.71
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	20.85
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kN/m)	42.48
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kN/m)	15.88
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kN/m)	6.77
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	65.13
- 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)	7.88
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kN/m)	5.15
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kN/m)	15.66
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	28.70
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
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
- 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)	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
CONDIZIONE STATICA			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta totale condizione statica			
St	$0,5 \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	82.04
Sq perm	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00
Sq acc	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	31.43
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	82.04
Sqh perm	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00
Sqh acc	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	31.43
- Componente verticale condizione statica			
Stv	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sqv perm	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sqv acc	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
MS1	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm)	158.62
MS2	$Stv \cdot B$	(kNm)	0.00
MSq1 perm	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm)	0.00
MSq2 perm	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm)	0.00
MSq1 acc	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm)	91.16
MSq2 acc	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm)	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext perm	$mp \cdot fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	7.25
Mfext acc	$m \cdot f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	71.40
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE			
Risultante forze verticali (N)			
N perm	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	345.63
N acc min	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	0.00
N acc max	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m)	45.00
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m)	82.04
T acc	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m)	41.93
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm	ΣM	(kNm/m)	573.97
MM acc (Nmin)	ΣM	(kNm/m)	-162.56
MM acc (Nmax)	ΣM	(kNm/m)	-46.69
CONDIZIONE SISMICA +			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat	$0,5 \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	82.04
Sst1 sism	$0,5 \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	52.78
Ssq1 perm	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	23.18

- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1\ stat \cdot \cos\delta$	(kN/m)	82.04	82.04
Sst1h sism =	$Sst1\ sism \cdot \cos\delta$	(kN/m)	52.78	52.78
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm \cdot \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc \cdot \cos\delta$	(kN/m)	23.18	23.18
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1\ stat \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1\ sism \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO				
- Condizione sismica +			SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	158.62	158.62
MSst1 sism=	$Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	153.05	153.05
MSst2 stat =	$Sst1v\ stat \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v\ sism \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	67.21	67.21
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE				
Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		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 -			SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	82.04	82.04
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^- - Sst1\ stat$	(kN/m)	36.37	36.37
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^-$	(kN/m)	25.62	25.62
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat =	$Sst1\ stat \cdot \cos\delta$	(kN/m)	82.04	82.04
Sst1h sism =	$Sst1\ sism \cdot \cos\delta$	(kN/m)	36.37	36.37
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm \cdot \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc \cdot \cos\delta$	(kN/m)	23.18	25.62
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat =	$Sst1\ stat \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1\ sism \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00

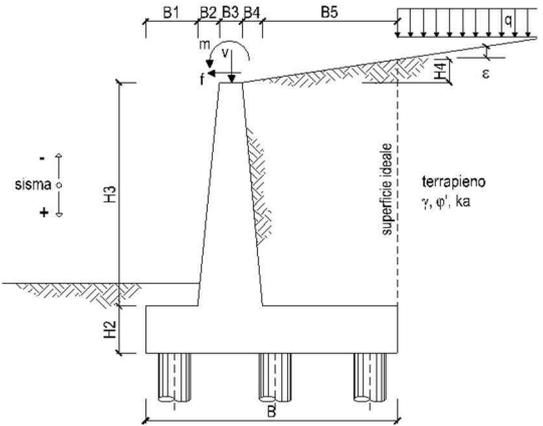
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STRIGEO			
- Condizione sismica -						
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	158.62			
MSst1 sism =	Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	105.49			
MSst2 stat =	Sst2v stat * B	(kN/m)	0.00			
MSst2 sism =	Sst2v sism * B	(kN/m)	0.00			
MSsq1 =	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+Psv	(kN/m)	306.65			
Nmax =	Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps+v+Psv+q acc	(kN/m)	329.15			
Risultante forze orizzontali (T)						
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Psh	(kN/m)	219.55			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)						
MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	293.55			
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	344.41			
Caratteristiche della Palificata						
						
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.80 (m)	interasse pali (i1) =			
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	2.10 (m)	interasse pali (i2) =			
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	2.10 (m)	interasse pali (i3) =			
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)			= 1.667 (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/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	345.63	0.00	49.65	243.84	106.66
	Nmax	345.63	67.50	49.65	182.53	62.90
sisma+	Nmin	384.60		395.01		
	Nmax	407.10		374.58		235.95
sisma-	Nmin	306.65		224.61		
	Nmax	329.15		204.17		221.99
Sollecitazioni sui pali SLU						
caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	1091.12		7.44		7.44
	Nmax	1012.19		154.90		154.90
sisma+	Nmin	1382.58		-75.93		-75.93
	Nmax	1356.27		-26.78		-26.78
sisma-	Nmin	879.98		50.65		50.65
	Nmax	853.67		99.80		99.80
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche						
caso	Np			Mp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	Permanenti					
	Acc. Nmin		45.00		162.56	-46.69
	Acc. Nmax		37.75	2.07	121.92	-35.01
	quasi perm	345.63	0.00	0.00	0.00	0.00
sisma+	Nmin	384.60			395.01	
	Nmax	384.60			337.08	
sisma-	Nmin	306.65			217.53	
	Nmax	329.15			197.09	
Sollecitazioni sui pali SLE / caratteristiche						
caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Permanenti					
	Acc. Nmin		400.15		-200.08	
	Acc. Nmax		300.11	366.12	-150.06	366.12
	quasi perm	373.76	0.00	0.00	0.00	0.00
sisma+	Nmin	1382.58		-75.93		-75.93
	Nmax	1239.96		-4.62		-4.62
sisma-	Nmin	862.56		59.36		59.36
	Nmax	836.25		108.52		108.52

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO																																								
CANTIERE: Verifiche fondazioni Muro tipologico C					OPERA:																																			
DATI DI INPUT:																																								
Diametro del Palo (D):		0.80 (m)		Area del Palo (Ap):		0.503 (m ²)																																		
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):		1.30 (m)		Quota falda dal p.c. (z _w):		1.00 (m)																																		
Carico Assiale Permanente (G):		1400 (kN)		Carico Assiale variabile (Q):																																				
Numero di strati		3		Lpalo =		20.00 (m)																																		
coefficienti parziali		azioni			resistenza laterale e di base																																			
Metodo di calcolo		permanenti		variabili		γ _b		γ _s		γ _{s, trax}																														
SLU	A1+M1+R1	1.30		1.50		1.00		1.00		1.00																														
	A2+M1+R2	1.00		1.30		1.70		1.45		1.60																														
	A1+M1+R3	1.30		1.50		1.35		1.15		1.25																														
	SISMA	1.00		1.00		1.35		1.15		1.25																														
	DM88	1.00		1.00		1.00		1.00		1.00																														
definiti dal progettista		1.00		1.00		1.35		1.15		1.25																														
																																								
<table border="1"> <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>ε_{s3}</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>ε_{s4}</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.	ε _{s3}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00	ε _{s4}	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.																															
ε _{s3}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00																															
ε _{s4}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00																															
PARAMETRI MEDI																																								
Parametri del terreno																																								
Strato	Spess	Tipo di terreno		γ	c _{med}	φ _{med}	c _{u, med}																																	
(-)	(m)			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)																																	
1	0.70	LSA		19.00		0.0																																		
2	9.00	GLS		19.00	0.0	34.0																																		
3	10.30	A		19.00			150.0																																	
Coefficienti di Calcolo																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>k</th> <th>μ</th> <th>a</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> </tr> <tr> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0.44</td> <td>0.67</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td></td> <td>0.40</td> </tr> </tbody> </table>											k	μ	a	α	(-)	(-)	(-)	(-)	0.00	0.00			0.44	0.67			0.00	0.00		0.40										
k	μ	a	α																																					
(-)	(-)	(-)	(-)																																					
0.00	0.00																																							
0.44	0.67																																							
0.00	0.00		0.40																																					
(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)																																								
PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)																																								
Parametri del terreno																																								
Strato	Spess	Tipo di terreno		γ	c _{min}	φ _{min}	c _{u, min}																																	
(-)	(m)			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)																																	
1	0.70	LSA		19.00	0.00	0.00	0.00																																	
2	9.00	GLS		19.00	0.00	34.00	0.00																																	
3	10.30	A		19.00			150.00																																	
Coefficienti di Calcolo																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>k</th> <th>μ</th> <th>a</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> <td>(-)</td> </tr> <tr> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td></td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>0.44</td> <td>0.67</td> <td></td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td></td> <td>0.40</td> </tr> </tbody> </table>											k	μ	a	α	(-)	(-)	(-)	(-)	0.00	0.00		0.00	0.44	0.67		0.00	0.00	0.00		0.40										
k	μ	a	α																																					
(-)	(-)	(-)	(-)																																					
0.00	0.00		0.00																																					
0.44	0.67		0.00																																					
0.00	0.00		0.40																																					
RISULTATI																																								
media																																								
Strato	Spess	Tipo di terreno		Q _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}																																
(-)	(m)			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)																																
1	0.70	LSA		0.0																																				
2	9.00	GLS		460.7																																				
3	10.30	A		1553.2	0.00	9.00	1754.7	882.0																																
minima (solo SLU)																																								
Strato	Spess	Tipo di terreno		Q _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}																																
(-)	(m)			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)																																
1	0.70	LSA		0.0																																				
2	9.00	GLS		460.7																																				
3	10.30	A		1553.2	0.00	9.00	1754.7	882.0																																
CARICO ASSIALE AGENTE				CAPACITA' PORTANTE MEDIA				CAPACITA' PORTANTE MINIMA																																
Nd = Ng · γ _g + Nq · γ _q				base R _{b,cal med} = 882.0 (kN)				base R _{b,cal min} = 882.0 (kN)																																
Nd = 1400.0 (kN)				laterale R _{s,cal med} = 2013.9 (kN)				laterale R _{s,cal min} = 2013.9 (kN)																																
				totale R _{c,cal med} = 2895.9 (kN)				totale R _{c,cal min} = 2895.9 (kN)																																
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA				CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO																																				
R _{b,k} = Min(R _{b,cal med} /ε _{s3} ; R _{b,cal min} /ε _{s4}) = 518.8 (kN)				R _{c,d} = R _{b,k} /γ _b + R _{s,k} /γ _s				Fs = R _{c,d} / Nd																																
R _{s,k} = Min(R _{s,cal med} /ε _{s3} ; R _{s,cal min} /ε _{s4}) = 1184.6 (kN)				R _{c,d} = 1414.4 (kN)				Fs = 1.01																																
R _{c,k} = R _{b,k} + R _{s,k} = 1703.5 (kN)																																								

8.4 TIPOLOGIA MURO D



		SLE		STR/GEO	
Coefficiente di Spinta	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	
Carichi Agenti					
		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	5.00	5.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	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)	m	17.60	26.40
Coefficienti di combinazione		condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	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			Acciaio		
classe cls	C28/35		tipo di acciaio	B450C	
Rck	35	(MPa)	fyk =	450	(MPa)
fck	28	(MPa)	γs	1.15	
fcm	36		fyd = fyk / γs	391.30	(MPa)
E _c	32308	(MPa)	Es =	210000	(MPa)
α _{cc}	0.85		ε _{ys} =	0.19%	
γ _c	1.50		coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15		
f _{sd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _c	15.87	(MPa)	Copritferro (distanza asse armatura-bordo)		
f _{tdm} = 0.30 * f _{ck} ^{2/3}	2.77	(MPa)	c = 5.00 (cm)		
Tensioni limite (tensioni ammissibili)					
condizioni statiche					
σ _c	9.75	Mpa			
σ _t	260	Mpa			
condizioni sismiche					
σ _c	8.5	Mpa			
σ _t	260	Mpa			



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)

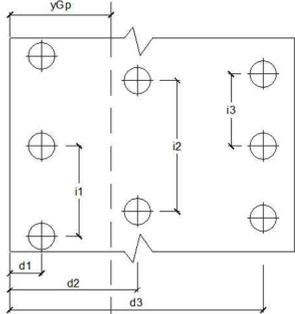
Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

FORZE VERTICALI

	SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)		
Pm1 = $(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00
Pm2 = $(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	33.75
Pm3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	7.50
Pm4 = $(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	54.00
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	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
Pt2 = $(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	5.40
Sovr = $q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	72.90
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro		
Sovr acc. Stat $q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	29
Sovr acc. Sism $q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	14.5
MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO		
- Muro (Mm)		
Mm1 = $Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm)	0.00
Mm2 = $Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$	(kNm)	34.59
Mm3 = $Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm)	9.88
Mm4 = $Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm)	72.90
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kNm)	117.37
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro		
Mt1 = $Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$	(kNm)	140.06
Mt2 = $Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm)	0.00
Mt3 = $Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm)	7.47
Msovr = $Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm)	0.00
Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm)	147.53
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro		
Sovr acc. Stat $q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	57.28
Sovr acc. Sism $q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	28.64
INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO		
- Inerzia del muro (Ps)		
Ps h = $Pm \cdot kh$	(kNm)	21.80
Ps v = $Pm \cdot kv$	(kNm)	10.90

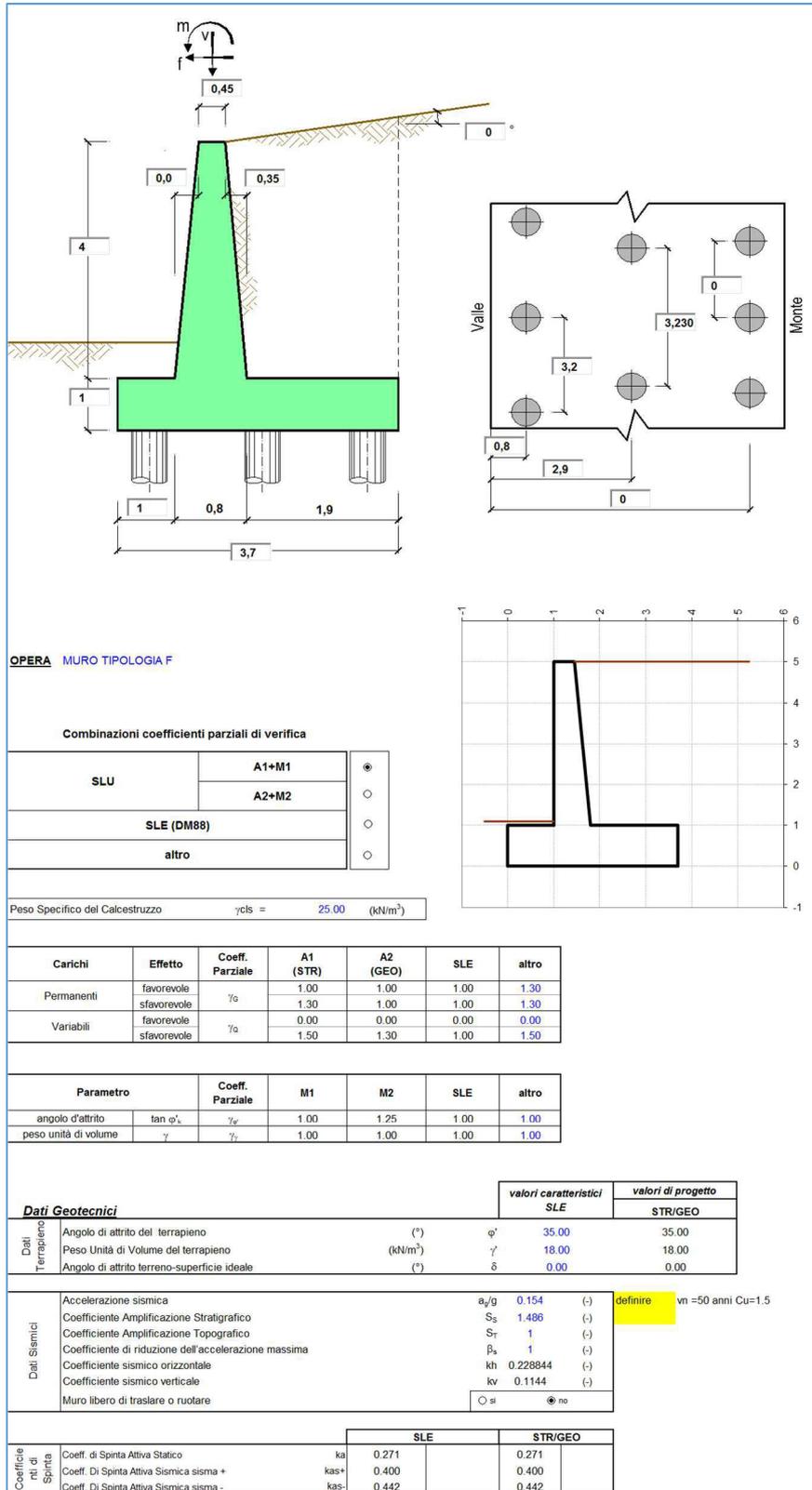
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	16.68
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	8.34
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kN/m)	17.76
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kN/m)	3.09
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kN/m)	4.94
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	25.80
- 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)	3.96
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kN/m)	1.13
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kN/m)	8.34
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	13.43
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	35.53
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	kh*Pt3*(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*Pt1*(H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	16.03
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)	0.96
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	16.98
CONDIZIONE STATICA			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta totale condizione statica			
St	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)
Sq perm	=	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)
Sq acc	=	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth	=	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)
Sqh perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)
Sqh acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)
- Componente verticale condizione statica			
Stv	=	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)
Sqv perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)
Sqv acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
MS1	=	$Sth \cdot (H2+H3+H4)/3$	(kNm)
MS2	=	$Stv \cdot B$	(kNm)
MSq1 perm	=	$Sqh \text{ perm} \cdot (H2+H3+H4)/2$	(kNm)
MSq2 perm	=	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm)
MSq1 acc	=	$Sqh \text{ acc} \cdot (H2+H3+H4)/2$	(kNm)
MSq2 acc	=	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm)
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext perm	=	$mp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)
Mfext acc	=	$m \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE			
Risultante forze verticali (N)			
N perm	=	$Pm + Pt + vp + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)
N acc min	=	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)
N acc max	=	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm	=	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m)
T acc	=	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm	=	$\sum M$	(kNm/m)
MM acc (Nmin)	=	$\sum M$	(kNm/m)
MM acc (Nmax)	=	$\sum M$	(kNm/m)
CONDIZIONE SISMICA +			
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)
Sst1 sism	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)
Ssq1 perm	=	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)
Ssq1 acc	=	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat	=	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)
Sst1h sism	=	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)
Ssq1h perm	=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)
Ssq1h acc	=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)

- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	Sst1 stat*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*sen δ	(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 + Ptsh	(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) ² *ka	(kN/m)	35.22	35.22
Sst1 sism =	0,5* γ *(1-kv)*(H2+H3+H4) ² *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*cos δ	(kN/m)	35.22	35.22
Sst1h sism =	Sst1 sism*cos δ	(kN/m)	15.61	15.61
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cos δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cos δ	(kN/m)	15.18	16.78
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat =	Sst1 stat*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*sen δ	(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)									
Nmin	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	(kN/m)	153.91	153.91				
Nmax	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + q_{acc}$	(kN/m)	168.41	168.41				
Risultante forze orizzontali (T)									
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	(kN/m)	104.50	106.10				
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)									
MM (Nmin)	=	ΣM	(kNm/m)	132.53	129.49				
MM (Nmax)	=	ΣM	(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)									
$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$									
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU									
caso		Np		Mp		Tp			
		Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali		
statico	Nmin	173.15	0.00	64.84	185.42	45.78	57.29		
	Nmax	173.15	43.50	64.84	168.20				
sisma+	Nmin		192.39		175.85		111.54		
	Nmax		206.89		169.44				
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	
		Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara		0.00	29.00		123.61	-66.34		38.20
	freq.	173.15	0.00	21.75	51.45	92.71	-49.75	35.22	28.85
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin		192.39			175.85			111.54
	Nmax		192.39			147.21			
sisma-	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	
		Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara		449.49		-224.75		-224.75		50.93
	freq.	417.97	337.12	137.31	-168.56	137.31	-168.56	46.96	38.20
	quasi perm		0.00		0.00		0.00		0.00
statico	rara		-202.56		159.28		159.28		50.93
	freq.	417.97	-151.92	137.31	-119.46	137.31	-119.46	46.96	38.20
	quasi perm		0.00		0.00		0.00		0.00
sisma+	Nmin		895.96		-63.20		-63.20		148.72
	Nmax		791.82		-11.13		-11.13		
sisma-	Nmin		581.45		17.09		17.09		139.33
	Nmax		577.50		48.07		48.07		

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO																	
CANTIERE: VERIFICHE FONDAZIONI MURO TIPOGICO D					OPERA:												
DATI DI INPUT:																	
Diametro del Palo (D):		0.80 (m)		Area del Palo (Ap):		0.503 (m ²)											
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):		1.30 (m)		Quota falda dal p.c. (z _w):		1.00 (m)											
Carico Assiale Permanente (G):		1150 (kN)		Carico Assiale variabile (Q):		(kN)											
Numero di strati		3		Lpalo =		18.00 (m)											
coefficienti parziali		azioni			resistenza laterale e di base												
Metodo di calcolo		permanenti		variabili		γ _b		γ _s		γ _{s, stral}							
SLU	A1+M1+R1	1.30		1.50		1.00		1.00		1.00							
	A2+M1+R2	1.00		1.30		1.70		1.45		1.60							
	A1+M1+R3	1.30		1.50		1.35		1.15		1.25							
	SISMA	1.00		1.00		1.35		1.15		1.25							
DM88	1.00		1.00		1.00		1.00		1.00								
definiti dal progettista		1.00		1.00		1.35		1.15		1.25							
		1.70		1.65		1.60		1.55		1.50							
		1.70		1.55		1.48		1.42		1.34							
		1.70		1.65		1.60		1.55		1.50							
		1.70		1.55		1.48		1.42		1.34							
		1.70		1.65		1.60		1.55		1.50							
		1.70		1.55		1.48		1.42		1.34							
PARAMETRI MEDI																	
Strato		Spess		Tipo di terreno		Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo							
						γ (kN/m ³)		c' med (kPa)		φ' med (°)		c _u med (kPa)		k (-)		μ (-)	
1		0.70		LSA		19.00		0.0		34.0		0.00		0.00		0.00	
2		9.00		GLS		19.00		0.0		34.0		0.44		0.67		0.00	
3		8.30		A		19.00						0.00		0.00		0.40	
PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)																	
Strato		Spess		Tipo di terreno		Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo							
						γ (kN/m ³)		c' min (kPa)		φ' min (°)		c _u min (kPa)		k (-)		μ (-)	
1		0.70		LSA		19.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	
2		9.00		GLS		19.00		0.00		34.00		0.44		0.67		0.00	
3		8.30		A		19.00						0.00		0.00		0.40	
RISULTATI																	
Strato		Spess		Tipo di terreno		media				minima (solo SLU)							
						Q _{si} (kN)		N _q (-)		q _b (kPa)		Q _{bm} (kN)		Q _{si} (kN)		N _q (-)	
1		0.70		LSA		0.0		9.00		0.0		0.0		0.0			
2		9.00		GLS		460.7		1716.7		460.7		0.00		1716.7			
3		8.30		A		1251.6		862.9		1251.6		9.00		862.9			
CARICO ASSIALE AGENTE					CAPACITA' PORTANTE MEDIA					CAPACITA' PORTANTE MINIMA							
N _d = N _g · γ _g + N _q · γ _q					base R _{b,cal med} = 862.9 (kN)					base R _{b,cal min} = 862.9 (kN)							
N _d = 1150.0 (kN)					laterale R _{s,cal med} = 1712.3 (kN)					laterale R _{s,cal min} = 1712.3 (kN)							
					totale R _{c,cal med} = 2575.2 (kN)					totale R _{c,cal min} = 2575.2 (kN)							
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA					CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO												
R _{b,k} = Min(R _{b,cal med} /ε ₃₃ ; R _{b,cal min} /ε ₃₄) = 507.6 (kN)					R _{c,d} = R _{b,k} /γ _b + R _{s,k} /γ _s					Fs = R _{c,d} / N _d							
R _{s,k} = Min(R _{s,cal med} /ε ₃₃ ; R _{s,cal min} /ε ₃₄) = 1007.2 (kN)					R _{c,d} = 1251.9 (kN)					Fs = 1.09							
R _{c,k} = R _{b,k} + R _{s,k} = 1514.8 (kN)																	

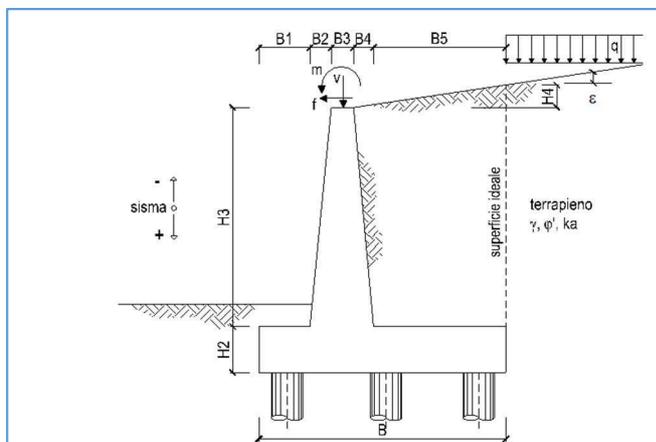
8.5 TIPOLOGIA MURO TIPO E



Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	20.00	26.00	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	5.00	7.50	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	
Coefficienti di combinazione				condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0.00		
	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				Acciaio			
classe cls	C28/35			tipo di acciaio	B450C		
Rck	35	(MPa)		fyk =	450	(MPa)	
fck	28	(MPa)		γs	1.15		
fcm	36			fyd = fyk / γs	391.30	(MPa)	
Ec	32308	(MPa)		Es =	210000	(MPa)	
αcc	0.85			εys =	0.19%		
γc	1.50			coefficiente omogeneizzazione acciaio n =			
fcd = αcc * fck / γc	15.87	(MPa)		Copri ferro (distanza asse armatura-bordo)			
fctm = 0.30 * fck ^{2/3}	2.77	(MPa)		c =	5.00	(cm)	
Tensioni limite (tensioni ammissibili)							
condizioni statiche							
σc	9.75	Mpa					
σt	260	Mpa					
condizioni sismiche							
σc	8.5	Mpa					
σt	260	Mpa					



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	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/ GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	45.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	17.50
Pm4 =	$(B1 \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	92.50
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	155.00

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	136.80
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	12.60
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	45.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	194.40

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	11.25
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0

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

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$	(kNm)	55.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm)	27.42
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm)	171.13
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kNm)	253.67

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$	(kNm)	376.20
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm)	21.21
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm)	115.88
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm)	513.29

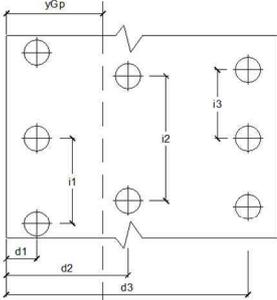
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	28.97
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	35.47
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	17.74

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pis)				
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	47.58	
Ptshv =	Pt*kv	(kN/m)	23.79	
- 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)	30.89	
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kN/m)	9.34	
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kN/m)	10.58	
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	50.82	
- 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)	6.31	
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kN/m)	3.14	
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kN/m)	19.58	
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	29.03	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	93.92	
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00	
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	10.57	
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	104.49	
- 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)	43.05	
MPts2 v=	kv*Pt2*(H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5	(kNm/m)	0.00	
MPts3 v=	kv*Pt3*(H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5	(kNm/m)	2.85	
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	45.89	
CONDIZIONE STATICA				
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO				
- Spinta totale condizione statica				
St	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	60.97	79.26
Sq perm	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	27.10	35.23
Sq acc	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	6.77	10.16
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	60.97	79.26
Sqh perm	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.10	35.23
Sqh acc	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.77	10.16
- Componente verticale condizione statica				
Stv	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv perm	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO				
MSt1	$Sth \cdot (H2+H3+H4)/3$	(kN/m)	101.62	132.11
MSt2	$Stv \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 perm	$Sqh \text{ perm} \cdot (H2+H3+H4)/2$	(kN/m)	67.75	88.07
MSq2 perm	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 acc	$Sqh \text{ acc} \cdot (H2+H3+H4)/2$	(kN/m)	16.94	25.41
MSq2 acc	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE				
Mfext perm	$mp \cdot fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc	$m \cdot f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE				
Risultante forze verticali (N)				
N perm	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	349.40	362.90
N acc min	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	0.00	0.00
N acc max	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m)	11.25	16.88
Risultante forze orizzontali (T)				
T perm	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m)	88.07	114.49
T acc	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m)	6.77	10.16
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM perm	$\sum M$	(kNm/m)	597.58	581.53
MM acc (Nmin)	$\sum M$	(kNm/m)	-16.94	-25.41
MM acc (Nmax)	$\sum M$	(kNm/m)	12.03	18.05
CONDIZIONE SISMICA +				
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO				
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	60.97	60.97
Sst1 sism	$0.5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	39.22	39.22
Ssq1 perm	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	39.96	39.96
Ssq1 acc	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	60.97	60.97
Sst1h sism	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	39.22	39.22
Ssq1h perm	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	39.96	39.96
Ssq1h acc	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- 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 +				
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
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)	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
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)	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
- Componente orizzontale condizione sismica -				
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
- 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 -				
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+mss	(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) =	ΣM	(kNm/m)	406.94 406.94					
MM (Nmax) =	ΣM	(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								
Solicitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU								
caso	Np		Mp		Tp			
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]		
statico	Nmin	362.90	0.00	88.05	25.41	114.49	10.16	
	Nmax	362.90	16.88	88.05	13.09	114.49	10.16	
sisma+	Nmin	390.92		334.31		223.20		
	Nmax	390.92		334.31				
sisma-	Nmin	307.88		161.13		215.22		
	Nmax	307.88		161.13				
Solicitazioni 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	756.24		408.84				200.38
	Nmax	764.59		454.91				
sisma+	Nmin	1137.82		114.20				358.79
	Nmax	1137.82		114.20				
sisma-	Nmin	740.43		247.07				345.96
	Nmax	740.43		247.07				
Solicitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche								
caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	rara	0.00	11.25		16.94	12.03		6.77
	freq.	349.40	8.4375	47.10	12.70	9.02	88.07	5.08
	quasi perm	0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	390.92		334.31			223.20	
	Nmax	390.92		334.31				
sisma-	Nmin	307.88		161.13			215.22	
	Nmax	307.88		161.13				
Solicitazioni 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		25.81		-26.05			10.89
	freq.	633.41	19.36	489.21	-19.54		141.57	8.17
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
statico	rara		36.42		-0.42			10.89
	freq.	633.41	27.31	489.21	-0.32		141.57	8.17
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
sisma+	Nmin	1137.82		114.20			358.79	
	Nmax	1137.82		114.20				
sisma-	Nmin	740.43		247.07			345.96	
	Nmax	740.43		247.07				

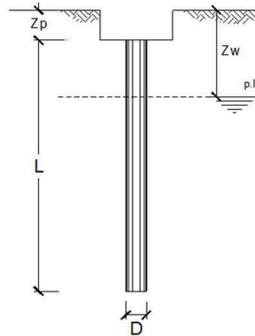
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: VERIFICHE FONDAZIONI MURO TIPOLOGIA E OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	3.50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1138	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	15.00	(m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{s, base}
Metodo di calcolo					
A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45
A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15
SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista	●	1.00	1.00	1.35	1.15



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

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (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

Coefficienti di Calcolo			
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 intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' min (kPa)	φ' min (°)	c _u min (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

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.44	0.67		
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (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

N_d = N_g · γ₀ + N_q · γ_q
 N_d = 1138.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = 840.9 (kN)
 laterale R_{s,cal med} = 1525.2 (kN)
 totale R_{c,cal med} = 2366.1 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = 840.9 (kN)
 laterale R_{s,cal min} = 1525.2 (kN)
 totale R_{c,cal min} = 2366.1 (kN)

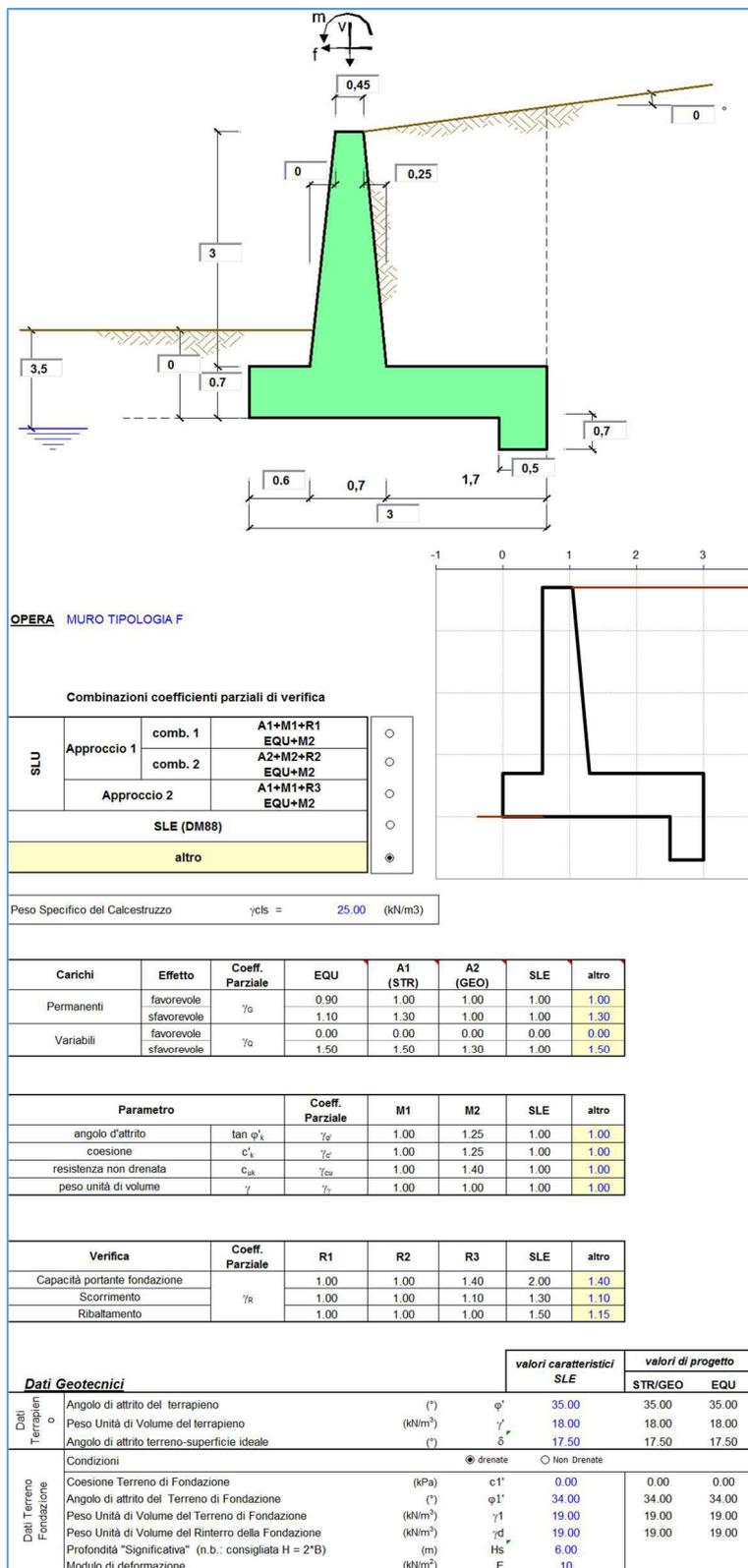
CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

R_{b,k} = Min(R_{b,cal med}/ξ₃; R_{b,cal min}/ξ₄) = 494.7 (kN)
 R_{s,k} = Min(R_{s,cal med}/ξ₃; R_{s,cal min}/ξ₄) = 897.2 (kN)
 R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1391.8 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

R_{c,d} = R_{b,k}/γ_b + R_{s,k}/γ_s
 R_{c,d} = 1146.6 (kN)
 F_s = R_{c,d} / N_d
 F_s = 1.01

8.6 TIPOLOGIA MURO TIPO F



Dati Sismici	Accelerazione sismica			a _g /g		
				0.15	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico			S _s	1.486	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico			S _T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima			β _s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale			kh	0.0847	(-)
	Coefficiente sismico verticale			kv	0.0424	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> sì <input type="radio"/> no		

Coefficients di Spinta		ka	SLE		STR/GEO		EQU	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	0.246			0.246			0.246
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	0.293			0.293			0.293
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	0.298			0.298			0.298
	Coeff. Di Spinta Passiva	3.537			3.537			3.537
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	3.381			3.381			3.381
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	3.367			3.367			3.367

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto	
			STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	qp	45.00	58.50
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> sì <input checked="" type="radio"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	vs	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	ms	0.00	

Coefficienti di sicurezza

	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	1.85	8.04	4.13
(*) Sismico	1.64	3.53	3.11

(*) NEL CASO SISMICO A RIBALTAMENTO IL VALORE DEL β_m E' STATO INCREMENTATO DEL 50% RISPETTO ALLE ALTRE VERIFICHE (ved par 7.11.6.2.1 NT2018)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo		Acciaio	
classe cls	C28/35	tipo di acciaio	B450C
Rck	35 (MPa)	fyk =	450 (MPa)
fck	28 (MPa)	γ _s =	1.15
fcm	36 (MPa)	fyd = fyk / γ _s / γ _E =	391.30 (MPa)
Ec	32308 (MPa)	Es =	210000 (MPa)
α _{cc}	0.85	ε _{ys} =	0.19%
γ _C	1.50		
f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _C	15.87 (MPa)		
f _{ctm} = 0.30 * f _{ck} ^{2/3}	2.77 (MPa)		

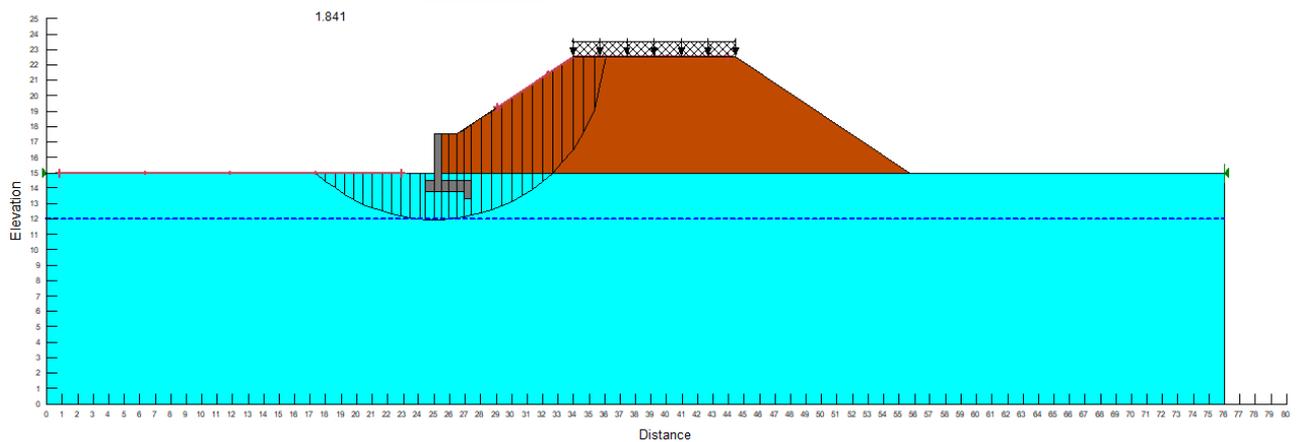
Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		Copriferro (distanza asse armatura-bordo)	
σ _c	11 Mpa	c =	5.00 (cm)
σ _t	260 Mpa		
condizioni sismiche			
σ _c	11 Mpa		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

8.6.1 VERIFICA DI STABILITA' MURO TIPOGICO F

ANALISI DI STABILITA' - CONDIZIONI STATICHE - muro di sottscarpa 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/m³

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=0)

Unit Weight: 25 kN/m³

Cohesion': 2.000 kPa

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

GSL

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion': 0 kPa

Phi': 28,35 °

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): 26 kN/m³

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 ²)
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

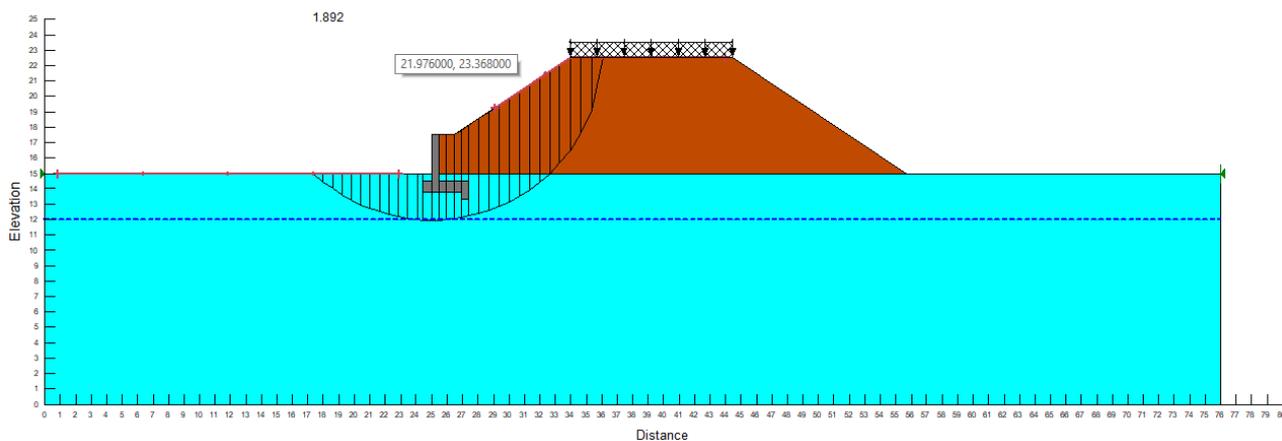
Slip Slices

	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 STABILITA' - 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/m³

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=0)

Unit Weight: 25 kN/m³

Cohesion': 2.000 kPa

Pore Water Pressure

Piezometric Line: 1

GSL

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

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/m³

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 ²)
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