



COMUNE DI:

ASCOLI PICENO

PROVINCIA DI:

ASCOLI PICENO

PROGETTO PER IL RECUPERO, LA RISTRUTTURAZIONE  
ED IL RISANAMENTO CONSERVATIVO DI ALCUNI  
TRATTI DELLA CINTA MURARIA DEL  
CENTRO STORICO DEL COMUNE DI ASCOLI PICENO

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

ELABORATO

11

RELAZIONE DI CALCOLO

**Committente:**

Comune di  
Ascoli Piceno



medaglia d'oro al valor militare  
per attività partigiana

PIAZZA ARRINGO, 1  
63100 Ascoli Piceno  
Responsabile del Procedimento  
Dott. Ing. Cristoforo Everard Weldon

**I PROGETTISTI**

dott. Arch. Ugo Galanti

dott. Ing. Fernando Mistichelli

dott. geol. Andrea Cavucci

**DATA:**

LUGLIO 2014

**Comune di Ascoli Piceno**  
**Provincia di Ascoli Piceno**

**RELAZIONE TECNICA GENERALE**  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

**OGGETTO:** PROGETTO PER IL RECUPERO, LA RISTRUTTURAZIONE ED IL RISANAMENTO CONSERVATIVO DI ALCUNI TRATTI DELLA CINTA MURARIA DEL CENTRO STORICO DEL COMUNE DI ASCOLI PICENO II° STRALCIO – INTERVENTI A-B-C-D-E

**COMMITTENTE:** Comune di Ascoli Piceno

Ascoli Piceno, DICEMBRE 2014

Il Progettista

---

Ing. Mistichelli Fernando

Studio d'Ingegneria Mistichelli Fernando

# **1 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

”Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

”Norme tecniche per le Costruzioni”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;

**Eurocodice 7** – “Progettazione geotecnica” - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

## 2 - INTERVENTO "C": Via Ariosto

### Tiranti di ancoraggio

Le strutture possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.

I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

### Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano  $N$  lo sforzo nel tirante,  $\delta$  l'angolo d'attrito tirante-terreno,  $c_a$  l'adesione tirante-terreno,  $\gamma$  il peso di volume del terreno,  $D$  ed  $L_f$  il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed  $H$  la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D L_f c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio  $L_f$

$$L_f = \frac{N}{\pi D \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D c_a}$$

$K_s$  rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{c0} \omega}$$

dove  $d$  è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante,  $\tau_{c0}$  è la resistenza tangenziale limite della malta ed  $\omega$  è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli ( $\omega = 1 - 0.075 [n \text{ trefoli} - 1]$ ).

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare il valore  $\tau_c$  ottenuto come media fra la  $\tau_{c0}$  e la  $\tau_{c1}$  della malta.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di  $L_f$  si deve aggiungere la lunghezza di franco  $L$  che rappresenta la lunghezza del tratto compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.

La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione,  $\beta$ , che rappresenta il rapporto fra lo sforzo  $N_0$  al momento del tiro e lo sforzo  $N$  in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

### Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se  $m$  è l'interasse fra le molle (in cm) e  $b$  è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ( $b=100$  cm) occorre ricavare l'area equivalente,  $A_m$ , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con  $E_m$  il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in  $Kg/cm^2$ ), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

### Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma *PAC*). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie

soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore  $X_{max}$ ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione  $p_{max}$ . Tale pressione  $p_{max}$  può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale  $p_0$ , fino a raggiungere il carico totale  $p$ . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassembleggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

## Geometria muro

Tipo muro: **Setto in muratura a pietre a spacco in buona tessitura**

Altezza fuori terra	7,00	[m]
Lunghezza paratia	11,00	[m]
Spessore del setto	0,50	[m]

## Geometria cordolo di fondazione

### Simbologia adottata

n°	numero d'ordine del cordolo
Y	posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

### Cordoli in calcestruzzo

B	Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H	Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

### Cordoli in acciaio

A	Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cmq]
W	Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm <sup>3</sup> ]

n°	Y	Tipo	B	H	A	W
1	6,50	Calcestruzzo	80,00	80,00	--	--

## Geometria profilo terreno

### Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

### Profilo di monte

N	X	Y	A
2	15,00	0,00	0,00

### Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-7,00	0,00
2	0,00	-7,00	0,00

## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione	Descrizione del terreno
$\gamma$	peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
$\phi$	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
$\delta$	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

n°	Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	c
1	Formazione arenaceo-marnosa alterata	2100,00	2100,00	36,00	24,00	0,000

## Parametri per il calcolo dei tiranti

### Simbologia adottata

$\phi_{\min}$	angolo d'attrito minimo interno del terreno espresso in [°]
$\delta_{\min}$	angolo d'attrito minimo terreno/paratia espresso in [°]
$c_{\min}$	coesione minima del terreno espressa in [kg/cmq]
$\phi_{\text{med}}$	angolo d'attrito medio interno del terreno espresso in [°]
$\delta_{\text{med}}$	angolo d'attrito medio terreno/paratia espresso in [°]
$c_{\text{med}}$	coesione media del terreno espressa in [kg/cmq]

N°	Descrizione	$\phi_{\min}$	$\phi_{\text{med}}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\text{med}}$	$c_{\min}$	$c_{\text{med}}$
1	Formazione arenaceo-marnosa alterata	24,00	36,00	16,00	24,00	0,000	0,000

## Caratteristiche materiali utilizzati

### Calcestruzzo

Peso specifico	2500	[kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	306	[kg/cmq]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	99	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	6,1	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	18,5	[kg/cmq]

### Acciaio

Tipo	B450C	
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	4589	[kg/cmq]
Tensione di snervamento $f_{yk}$	4589	[kg/cmq]

### Caratteristiche acciaio cordoli in c.a.

Tipo	B450C	
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	4589	[kg/cmq]
Tensione di snervamento $f_{yk}$	4589	[kg/cmq]

### Malta utilizzata per i tiranti

Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	306	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	6,1	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	18,5	[kg/cmq]

### Acciaio utilizzato per i tiranti

Tipo	B450C	
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	4588,6	[kg/cmq]
Tensione di snervamento $f_{yk}$	4588,6	kg/cmq

## Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni adottate

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

$F_x$	Forza orizzontale espressa in [kg], positiva da monte verso valle
$F_y$	Forza verticale espressa in [kg], positiva verso il basso
$M$	Momento espresso in [kgm], positivo ribaltante
$Q_i, Q_f$	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kg/mq]
$V_i, V_s$	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kg/mq], positivi da monte verso valle
$R$	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kg]

### Condizione n° 1

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 0,00$	$X_f = 6,00$	$Q_i = 200$	$Q_f = 200$
Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0$	$F_y=2000$	$M=0$

## Descrizione tiranti di ancoraggio

### Simbologia adottata - Caratteristiche geometriche

$N$	numero d'ordine della fila
$Y$	ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
$I$	interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
alfa	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
$D$	diametro della perforazione espresso in [cm]
Cesp	coeff. di espansione laterale
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr	numero di tiranti della fila
$L_t$	lunghezza totale del tirante espresso in [m]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]

### Simbologia adottata - Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

$N$	numero d'ordine della fila
nf	numero tondini
df	diametro dei tondini espresso in [mm]

### Caratteristiche geometriche

$N$	$Y$	$I$	Alfa	$D$	Cesp	ALL	nr	$L_t$	$L_f$
1	7,00	2,00	30,00	12,00	1,00	Centrati	5	12,00	11,46
2	7,00	2,00	30,00	12,00	1,00	Sfalsati	4	12,00	11,46

### Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

$N$	nf	df
1	4	24,00
2	4	24,00

## **Combinazioni di carico**

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

### Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1) x 1.00

### Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1) x 1.00

### Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1 / sisma V-) x 1.00

### Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1 / sisma V+) x 1.00

### Combinazione n° 5

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1) x 1.00

### Combinazione n° 6

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1) x 1.00

### Combinazione n° 7

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1) x 1.00

### Combinazione n° 8

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1 / sisma V+) x 1.00

### Combinazione n° 9

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1 / sisma V+) x 1.00

### Combinazione n° 10

Spinta terreno

Condizione 1 (Condizione 1 / sisma V+) x 1.00

## **Impostazioni di progetto**

Spinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

## Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

## Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

## Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza  $\delta$  (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

## Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s <sup>2</sup> ]	1.761	0.714
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F <sub>0</sub>	2.470	2.453
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc*	0.347	0.294
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.200	1.200
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.000	1.000
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo ( $\alpha$ )	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U <sub>s</sub> [m]	0.055	0.055
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo ( $\beta$ )	0.467	0.467
Coefficiente di intensità sismica (percento)	10.070	4.085
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.00	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.

## Risultati tiranti

### Caratteristiche dei tiranti utilizzati

#### Simbologia adottata

Y	ordinata della fila rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
nt	numero di tiranti della fila
N	sforzo su ogni tirante della fila espresso in [kg]
L	lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
L <sub>f</sub>	lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
L <sub>d</sub>	lunghezza totale definita del tirante espressa in [m]
L <sub>d<sub>f</sub></sub>	lunghezza di fondazione definita del tirante espressa in [m]
FS	Fattore di sicurezza. Rapporto tra lunghezza di fondazione di progetto e lunghezza di fondazione definita.
A <sub>f</sub>	area di armatura in ogni tirante espressa in [cm <sup>2</sup> ]
Rt/ml	reazione a metro lineare del tirante della fila espresso in [kg]
$\sigma_f$	tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
u	spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]

2 file di tiranti passivi armati con tondini

n°	Y	nt	A <sub>f</sub>	L	L <sub>f</sub>	L <sub>d</sub>	L <sub>d<sub>f</sub></sub>	FS
1	7,00	5	18,10	11,80	11,30	12,00	11,46	1.01
2	7,00	4	18,10	11,80	11,30	12,00	11,46	1.01

#### Combinazione n° 1

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	1127	563,66	62,30	0,00750
2	1127	450,93	62,30	0,00750

#### Combinazione n° 2

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	1719	859,30	94,97	0,00836
2	1719	687,44	94,97	0,00836

**Combinazione n° 3**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	1269	634,42	70,12	0,00756
2	1269	507,53	70,12	0,00756

**Combinazione n° 4**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	2795	1397,28	154,43	0,01027
2	2795	1117,82	154,43	0,01027

**Combinazione n° 5**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	563	281,34	31,10	0,00631
2	563	225,07	31,10	0,00631

**Combinazione n° 6**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	563	281,34	31,10	0,00631
2	563	225,07	31,10	0,00631

**Combinazione n° 7**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	563	281,34	31,10	0,00631
2	563	225,07	31,10	0,00631

**Combinazione n° 8**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	814	406,90	44,97	0,00675
2	814	325,52	44,97	0,00675

**Combinazione n° 9**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	814	406,90	44,97	0,00675
2	814	325,52	44,97	0,00675

**Combinazione n° 10**

N°	N	Rt/ml	$\sigma_f$	u
1	814	406,90	44,97	0,00675
2	814	325,52	44,97	0,00675

## Stabilità globale

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 100

### Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X <sub>C</sub> ; Y <sub>C</sub> )	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X <sub>V</sub> ; Y <sub>V</sub> )	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X <sub>M</sub> ; Y <sub>M</sub> )	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X <sub>C</sub> , Y <sub>C</sub> )	R	(X <sub>V</sub> , Y <sub>V</sub> )	(X <sub>M</sub> , Y <sub>M</sub> )	FS
2	[A2-M2]	(-1,60; 0,00)	16,08	(-16,08; -6,98)	(14,48; 0,00)	2,76
4	[A2-M2] S	(-3,20; 3,20)	19,46	(-19,79; -6,98)	(16,01; 0,00)	2,13

### Combinazione n° 4

Numero di strisce 50

### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al setto (spigolo contro terra)

Le strisce sono numerate da monte verso valle

N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] ( $L=b/\cos\alpha$ )
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kg]

### Caratteristiche delle strisce

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	L	$\phi$	c	u	(Ctn; Ctt)
1	766,80	-56,57	-639,97	1,28	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
2	2256,47	-52,96	-1801,10	1,17	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
3	3568,31	-49,62	-2718,42	1,09	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
4	4738,03	-46,51	-3437,26	1,03	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
5	5789,69	-43,56	-3989,77	0,98	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
6	6740,45	-40,75	-4400,01	0,93	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
7	7603,06	-38,06	-4686,85	0,90	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
8	8387,25	-35,46	-4865,55	0,87	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
9	9100,68	-32,94	-4948,81	0,84	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
10	9749,44	-30,49	-4947,45	0,82	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
11	10338,50	-28,11	-4870,84	0,80	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
12	10871,92	-25,77	-4727,27	0,78	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
13	11353,07	-23,48	-4524,12	0,77	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
14	11784,77	-21,23	-4268,13	0,76	30,17	0,000	0,000	(0; 0)

15	12169,35	-19,02	-3965,43	0,75	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
16	12508,80	-16,83	-3621,74	0,74	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
17	12804,75	-14,67	-3242,39	0,73	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
18	13058,58	-12,53	-2832,40	0,72	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
19	13271,42	-10,40	-2396,59	0,72	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
20	13444,19	-8,29	-1939,53	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
21	13577,62	-6,20	-1465,68	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
22	13672,24	-4,11	-979,37	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
23	13728,44	-2,02	-484,82	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
24	13746,45	0,06	13,77	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
25	13726,34	2,14	512,24	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
26	13668,02	4,22	1006,44	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
27	13571,27	6,31	1492,18	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
28	13435,70	8,41	1965,22	0,71	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
29	24493,36	10,55	4485,35	0,74	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
30	24264,06	12,74	5350,69	0,75	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
31	23989,91	14,95	6187,32	0,75	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
32	23669,60	17,18	6989,82	0,76	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
33	23301,55	19,43	7752,50	0,77	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
34	22883,85	21,72	8469,29	0,78	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
35	22414,20	24,05	9133,69	0,80	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
36	21889,84	26,42	9738,66	0,81	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
37	21197,58	28,84	10223,45	0,83	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
38	20517,55	31,31	10662,85	0,85	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
39	19806,28	33,86	11034,02	0,88	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
40	19022,14	36,48	11308,72	0,91	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
41	18157,66	39,19	11474,05	0,94	30,17	0,000	0,000	(370; 141)
42	17203,35	42,02	11514,67	0,98	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
43	16146,91	44,97	11411,80	1,03	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
44	14971,94	48,09	11141,81	1,09	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
45	13655,65	51,41	10673,60	1,17	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
46	12164,89	54,99	9964,21	1,27	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
47	10447,76	58,94	8949,65	1,41	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
48	8413,81	63,41	7523,74	1,63	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
49	5872,50	68,76	5473,53	2,01	30,17	0,000	0,000	(0; 0)
50	2220,99	75,94	2154,50	3,00	30,17	0,000	0,000	(0; 0)

Resistenza a taglio setto= 0,00 [kg]

$\Sigma W_i = 676137,01$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 120854,23$  [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 342814,55$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,00$  [kg]

## Verifica sezione cordoli

### *Simbologia adottata*

$M_h$	momento flettente espresso in [kgm] nel piano orizzontale
$T_h$	taglio espresso in [kg] nel piano orizzontale
$M_v$	momento flettente espresso in [kgm] nel piano verticale
$T_v$	taglio espresso in [kg] nel piano verticale

### **Cordolo N° 1 (X=6,50 m) (Cordolo in c.a.)**

$B=80,00$ [cm]	$H=80,00$ [cm]	$A_{fv}=10,05$ [cmq]	$A_{fh}=10,05$ [cmq]	Staffe $\phi 10/25,00$
$M_h=1688$ [kgm]	$T_h=3377$ [kg]	$M_v=200$ [kgm]	$T_v=800$ [kg]	
$\sigma_c = 3,43$ [kg/cmq]		$\sigma_f = 231$ [kg/cmq]		$\tau_c = 0,62$ [kg/cmq]

## 3 - INTERVENTO "E": Colle dell'Annunziata

### Calcolo della spinta sul muro

#### Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

#### Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

#### Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

## Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

## Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere

aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- $c$  coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- $B$  larghezza della fondazione;
- $D$  profondità del piano di posa;
- $q$  pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

### Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

### Fattori di inclinazione

Indicando con  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

### **Verifica alla stabilità globale**

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

## N.T.C. 2008 - Approccio 2

### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan \phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_{\gamma}$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30	1,50	1,50

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan \phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00	1,00	1,00

## Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,50

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00	1,00	1,00

## FONDAZIONE SUPERFICIALE

### **Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

## **Geometria muro e fondazione**

### Descrizione **Muro a gravità in pietrame con fondazione in cemento armato**

Altezza del paramento	3,50 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]

### Fondazione in cemento armato

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

### Contrafforti in muratura

Altezza contrafforti	2,00 [m]
Spessore contrafforti	0,30 [m]
Larghezza in sommità	0,15 [m]
Larghezza alla base	1,00 [m]
Interasse contrafforti	2,00 [m]
Posizione :	Monte

### Materiali utilizzati per la struttura

#### *Pietrame*

Peso specifico	2100,0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	32,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Angolo di attrito interno $\phi_p$	45,00 [°]
Resistenza a taglio $\tau_p$	0,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

#### *Calcestruzzo*

Peso specifico	2500	[kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	306	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	99	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	6,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	18,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

#### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5,00	-2,00	-21,80

### Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,65	[m]

### Descrizione terreni

### Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
$c$	Coesione espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$c_a$	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

<b>Descrizione</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\gamma_s</math></b>	<b><math>\phi</math></b>	<b><math>\delta</math></b>	<b><math>c</math></b>	<b><math>c_a</math></b>
Sabbia limosa	1900	1900	28.00	18.67	0,050	0,000
Sabbia limosa	1900	1900	28.00	18.67	0,050	0,000

### Stratigrafia

Terreno spingente:	Sabbia limosa
Terreno di fondazione:	Sabbia limosa

### Condizioni di carico

#### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$  Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

$F_x$  Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]

$F_y$  Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

$M$  Momento espresso in [kgm]

$X_i$  Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

$X_f$  Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

$Q_i$  Intensità del carico per  $x=X_i$  espressa in [kg/m]

$Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kg/m]

$D/C$  Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

#### Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=5,00$	$Q_i=500,00$	$Q_f=500,00$
---	---------	------------	------------	--------------	--------------

### Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

### Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

### Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

### Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

#### Simbologia adottata

*C* Identificativo della combinazione

*Tipo* Tipo combinazione

*Sisma* Combinazione sismica

*CS<sub>SCO</sub>* Coeff. di sicurezza allo scorrimento

*CS<sub>RIB</sub>* Coeff. di sicurezza al ribaltamento

*CS<sub>QLIM</sub>* Coeff. di sicurezza a carico limite

*CS<sub>STAB</sub>* Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>sco</sub>	CS <sub>rib</sub>	CS <sub>qlim</sub>	CS <sub>stab</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	2,12	--	5,28	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,69	--	4,60	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,46	--	5,07	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,36	--	4,75	--
5	EQU - [1]	--	--	5,08	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2,11
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,79	--	4,68	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,80	--	4,43	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,23	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,51	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,83
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,84
13	SLEQ - [1]	--	3,08	--	6,36	--
14	SLEF - [1]	--	3,08	--	6,36	--
15	SLER - [1]	--	3,08	--	6,36	--
16	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,56	--	5,75	--
17	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,58	--	5,86	--



Peso muro	5775,00 [kg]
Baricentro del muro	X=0,02 Y=-2,48

### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = -4,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50	Y = -0,60
Altezza della superficie di spinta	3,40 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

### COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	1886,24 [kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	1787,02 [kg]	
Componente verticale della spinta statica	603,71 [kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50 [m]	Y = -3,07 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	18,67 [°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,28 [°]	

Incremento sismico della spinta	235,33 [kg]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50 [m]	Y = -3,07 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	57,10 [°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	9542,25 [kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,73 [m]	Y = -1,90 [m]
Numero contrafforti	5	
Peso del singolo contrafforte	724,50 [kg]	
Peso del contrafforte riferito ad un metro di muro	362,25 [kg]	
Baricentro contrafforte	X = 0,34 [m]	Y = -2,75 [m]
Inerzia del muro	360,75 [kg]	
Inerzia verticale del muro	-180,38 [kg]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	596,09 [kg]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-298,04 [kg]	
Inerzia del singolo contrafforte	45,26 [kg]	
Inerzia del contrafforte riferita ad un metro di muro	22,63 [kg]	
Inerzia verticale del singolo contrafforte	-22,63 [kg]	
Inerzia verticale del contrafforte riferita ad un metro di muro	-11,31 [kg]	

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	2989,45 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15868,80 [kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15868,80 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	2989,45 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,23 [m]
Lunghezza fondazione reagente	2,00 [m]
Risultante in fondazione	16147,93 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,67 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3654,82 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	74272,88 [kg]

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,3417	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,2452	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 25.80$	$N_q = 14.72$	$N_\gamma = 11.19$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,78$	$i_q = 0,78$	$i_\gamma = 0,38$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,19$	$d_q = 1,10$	$d_\gamma = 1,10$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.88$	$N'_q = 13.05$	$N'_\gamma = 5.62$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.79
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.68

**Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

Combinazione n° 7

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	50,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,17	50,00	184	1	11	0,55	0,04	46	1	16,01	45,74
3	0,35	50,00	368	4	23	1,09	0,08	92	4	16,01	22,87
4	0,52	50,00	551	9	35	1,64	0,13	138	9	15,93	15,24
5	0,70	50,00	735	16	50	2,22	0,19	184	16	14,79	11,31
6	0,88	50,00	919	27	77	2,96	0,25	233	27	11,94	8,58
7	1,05	50,00	1102	44	120	4,01	0,33	284	44	9,19	6,44
8	1,22	50,00	1286	70	179	5,45	0,43	338	70	7,19	4,83
9	1,40	50,00	1470	108	254	7,33	0,55	395	108	5,80	3,67
10	1,57	50,00	1654	160	344	9,66	0,72	454	160	4,81	2,84
11	1,75	50,00	1838	229	450	12,46	0,98	516	229	4,08	2,25

12	1,92	50,00	2021	318	572	15,75	1,46	581	318	3,53	1,82
13	2,10	50,00	2205	430	710	19,52	2,68	648	430	3,10	1,51
14	2,27	50,00	2389	568	864	23,77	12,98	718	568	2,76	1,26
15	2,45	50,00	2572	734	1034	28,52	--	791	734	2,49	1,08
16	2,63	50,00	2756	931	1219	33,76	--	866	931	2,26	0,93
17	2,80	50,00	2940	1161	1420	39,50	--	944	1161	2,07	0,81
18	2,97	50,00	3124	1429	1637	45,73	--	1025	1429	1,91	0,72
19	3,15	50,00	3308	1735	1870	52,46	--	1108	1735	1,77	0,64
20	3,32	50,00	3491	2084	2119	59,69	--	1194	2084	1,65	0,57
21	3,50	50,00	3675	2478	2383	67,42	--	1283	2478	1,54	0,52

### COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	1886,24	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	1787,02	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	603,71	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	18,67	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,28	[°]		

Incremento sismico della spinta	428,08	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	57,23	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	9542,25	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,73	[m]	Y = -1,90	[m]
Numero contrafforti	5			
Peso del singolo contrafforte	724,50	[kg]		
Peso del contrafforte riferito ad un metro di muro	362,25	[kg]		
Baricentro contrafforte	X = 0,34	[m]	Y = -2,75	[m]
Inerzia del muro	360,75	[kg]		
Inerzia verticale del muro	180,38	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	596,09	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	298,04	[kg]		
Inerzia del singolo contrafforte	45,26	[kg]		
Inerzia del contrafforte riferita ad un metro di muro	22,63	[kg]		
Inerzia verticale del singolo contrafforte	22,63	[kg]		
Inerzia verticale del contrafforte riferita ad un metro di muro	11,31	[kg]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3172,06	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	16909,96	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	16909,96	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3172,06	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,22	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,00	[m]		
Risultante in fondazione	17204,91	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,62	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3803,74	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	74930,36	[kg]		

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,4161	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,2749	[kg/cmq]

### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 25.80$	$N_q = 14.72$	$N_\gamma = 11.19$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,78$	$i_q = 0,78$	$i_\gamma = 0,39$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,19$	$d_q = 1,10$	$d_\gamma = 1,10$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.88$	$N'_q = 13.05$	$N'_\gamma = 5.62$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.80
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.43

### **Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni**

#### Combinazione n° 8

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	50,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,17	50,00	184	1	11	0,55	0,04	46	1	16,01	45,74
3	0,35	50,00	368	4	23	1,09	0,08	92	4	16,01	22,87
4	0,52	50,00	551	9	35	1,64	0,13	138	9	15,92	15,24
5	0,70	50,00	735	16	50	2,22	0,19	184	16	14,69	11,30
6	0,88	50,00	919	27	79	2,98	0,25	233	27	11,68	8,53
7	1,05	50,00	1102	45	125	4,07	0,33	285	45	8,85	6,35
8	1,22	50,00	1286	72	188	5,59	0,43	340	72	6,85	4,72
9	1,40	50,00	1470	112	268	7,59	0,56	397	112	5,48	3,56
10	1,57	50,00	1654	167	366	10,08	0,74	458	167	4,52	2,74
11	1,75	50,00	1838	241	480	13,09	1,03	521	241	3,82	2,17

12	1,92	50,00	2021	336	612	16,62	1,61	587	336	3,30	1,75
13	2,10	50,00	2205	456	762	20,68	3,40	657	456	2,89	1,44
14	2,27	50,00	2389	604	928	25,27	--	729	604	2,57	1,21
15	2,45	50,00	2572	782	1112	30,39	--	804	782	2,31	1,03
16	2,63	50,00	2756	994	1313	36,05	--	882	994	2,10	0,89
17	2,80	50,00	2940	1242	1531	42,25	--	963	1242	1,92	0,77
18	2,97	50,00	3124	1531	1766	49,00	--	1046	1531	1,77	0,68
19	3,15	50,00	3308	1862	2019	56,28	--	1133	1862	1,64	0,61
20	3,32	50,00	3491	2238	2289	64,11	--	1223	2238	1,53	0,55
21	3,50	50,00	3675	2664	2576	72,48	--	1315	2664	1,43	0,49

### COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	2649,94	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2558,16	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	691,38	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,99	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	15,12	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	57,47	[°]		

Incremento sismico della spinta	239,41	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,99	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55,18	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	9542,25	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,73	[m]	Y = -1,90	[m]
Numero contrafforti	5			
Peso del singolo contrafforte	724,50	[kg]		
Peso del contrafforte riferito ad un metro di muro	362,25	[kg]		
Baricentro contrafforte	X = 0,34	[m]	Y = -2,75	[m]
Inerzia del muro	360,75	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-180,38	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	596,09	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-298,04	[kg]		
Inerzia del singolo contrafforte	45,26	[kg]		
Inerzia del contrafforte riferita ad un metro di muro	22,63	[kg]		
Inerzia verticale del singolo contrafforte	-22,63	[kg]		
Inerzia verticale del contrafforte riferita ad un metro di muro	-11,31	[kg]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3768,75	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15943,61	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	5119,93	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	16534,85	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15943,61	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3768,75	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,00	[m]		
Risultante in fondazione	16382,99	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,30	[°]		

Momento rispetto al baricentro della fondazione 4528,69 [kgm]

### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.23

### **Stabilità globale muro + terreno**

#### Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,34 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 4,91

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,34

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,38

Larghezza della striscia dx[m]= 0,35

Coefficiente di sicurezza C= 1.83

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

<b>Striscia</b>	<b>W</b>	<b><math>\alpha(^{\circ})</math></b>	<b>Wsin<math>\alpha</math></b>	<b>b/cos<math>\alpha</math></b>	<b><math>\phi</math></b>	<b>c</b>	<b>u</b>
1	510.41	68.23	474.02	0.94	23.04	0.040	0.000
2	1085.55	59.06	931.05	0.68	23.04	0.040	0.000
3	1517.97	51.80	1192.84	0.56	23.04	0.040	0.000
4	1875.52	45.59	1339.72	0.50	23.04	0.040	0.000
5	2183.21	40.01	1403.75	0.46	23.04	0.040	0.000
6	2474.80	34.87	1414.86	0.43	23.04	0.040	0.000
7	2728.33	30.03	1365.47	0.40	23.04	0.040	0.000
8	2942.70	25.42	1263.22	0.39	23.04	0.040	0.000
9	3134.56	20.98	1122.44	0.37	23.04	0.040	0.000
10	3323.42	16.67	953.52	0.36	23.04	0.040	0.000
11	3453.36	12.46	745.03	0.36	23.04	0.040	0.000
12	1586.71	8.31	229.40	0.35	23.04	0.040	0.000
13	1352.63	4.21	99.31	0.35	23.04	0.040	0.000
14	1361.40	0.13	3.07	0.35	23.04	0.040	0.000
15	1353.68	-3.95	-93.27	0.35	23.04	0.040	0.000

16	1329.33	-8.05	-186.19	0.35	23.04	0.040	0.000
17	1287.97	-12.19	-272.05	0.36	23.04	0.040	0.000
18	1228.93	-16.40	-347.04	0.36	23.04	0.040	0.000
19	1151.16	-20.71	-407.01	0.37	23.04	0.040	0.000
20	1053.17	-25.14	-447.34	0.39	23.04	0.040	0.000
21	932.84	-29.73	-462.65	0.40	23.04	0.040	0.000
22	787.12	-34.55	-446.45	0.42	23.04	0.040	0.000
23	611.52	-39.68	-390.43	0.45	23.04	0.040	0.000
24	399.03	-45.22	-283.23	0.50	23.04	0.040	0.000
25	137.71	-51.38	-107.59	0.56	23.04	0.040	0.000

$\Sigma W_i = 39803,04$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 9094,45$  [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 14851,62$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 4405,55$  [kg]

### Inviluppo sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H altezza della sezione espressa in [cm]

N sforzo normale [kg]

M momento flettente [kgm]

T taglio [kg]

e eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]

$\sigma_p$  tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]

Ms momento stabilizzante [kgm]

Mr momento ribaltante [kgm]

Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento

Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

### Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	H	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	50,00	0	0	0	0	0	0
2	0,17	50,00	184	239	0	1	0	11
3	0,35	50,00	368	478	0	4	0	23
4	0,52	50,00	551	717	0	9	7	35
5	0,70	50,00	735	956	3	16	28	50
6	0,88	50,00	919	1194	11	27	67	79
7	1,05	50,00	1102	1433	28	45	120	125
8	1,22	50,00	1286	1672	56	72	179	201
9	1,40	50,00	1470	1911	99	112	254	295
10	1,57	50,00	1654	2150	160	167	344	408
11	1,75	50,00	1838	2389	229	243	450	539
12	1,92	50,00	2021	2628	318	350	572	688
13	2,10	50,00	2205	2866	430	485	710	856

14	2,27	50,00	2389	3105	568	651	864	1042
15	2,45	50,00	2572	3344	734	851	1034	1246
16	2,63	50,00	2756	3583	931	1088	1219	1468
17	2,80	50,00	2940	3822	1161	1366	1420	1709
18	2,97	50,00	3124	4061	1429	1687	1637	1968
19	3,15	50,00	3308	4300	1735	2056	1870	2246
20	3,32	50,00	3491	4539	2084	2474	2119	2541
21	3,50	50,00	3675	4778	2478	2946	2383	2855

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	H	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
22	0,00	50,00	0	0	0	0	0	0
23	0,17	50,00	184	184	0	0	0	3
24	0,35	50,00	368	368	0	1	0	6
25	0,52	50,00	551	551	0	3	0	10
26	0,70	50,00	735	735	0	5	3	16
27	0,88	50,00	919	919	2	9	17	35
28	1,05	50,00	1102	1102	7	18	46	68
29	1,22	50,00	1286	1286	19	33	88	116
30	1,40	50,00	1470	1470	39	59	144	179
31	1,57	50,00	1654	1654	70	97	214	256
32	1,75	50,00	1838	1838	115	150	299	349
33	1,92	50,00	2021	2021	175	220	397	457
34	2,10	50,00	2205	2205	254	310	510	580
35	2,27	50,00	2389	2389	355	424	637	717
36	2,45	50,00	2572	2572	478	562	778	870
37	2,63	50,00	2756	2756	628	729	932	1038
38	2,80	50,00	2940	2940	805	926	1101	1220
39	2,97	50,00	3124	3124	1014	1157	1284	1418
40	3,15	50,00	3308	3308	1256	1423	1482	1630
41	3,32	50,00	3491	3491	1533	1728	1693	1857
42	3,50	50,00	3675	3675	1849	2074	1918	2099

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	H	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	50,00	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,17	50,00	0,15	0,04	60	1	57,22	163,48
3	0,35	50,00	0,31	0,08	120	4	57,22	81,74
4	0,52	50,00	0,46	0,12	180	10	56,28	54,38
5	0,70	50,00	0,64	0,16	244	21	45,05	39,13
6	0,88	50,00	0,97	0,21	310	40	26,99	26,13
7	1,05	50,00	1,58	0,26	379	72	16,63	16,23
8	1,22	50,00	2,56	0,34	452	119	11,37	10,22
9	1,40	50,00	3,94	0,43	528	185	8,42	6,78
10	1,57	50,00	5,74	0,56	606	274	6,60	4,75
11	1,75	50,00	7,97	0,72	688	389	5,39	3,49
12	1,92	50,00	10,64	0,94	773	534	4,53	2,67

13	2,10	50,00	13,75	1,31	861	712	3,90	2,11
14	2,27	50,00	17,32	2,07	952	927	3,42	1,71
15	2,45	50,00	21,34	4,68	1047	1183	3,03	1,42
16	2,63	50,00	25,81	--	1144	1482	2,73	1,20
17	2,80	50,00	30,74	--	1244	1828	2,47	1,03
18	2,97	50,00	36,12	--	1348	2225	2,26	0,89
19	3,15	50,00	41,97	--	1454	2677	2,08	0,78
20	3,32	50,00	48,27	--	1564	3186	1,93	0,69
21	3,50	50,00	55,02	--	1677	3757	1,80	0,62

#### Inviluppo combinazioni SLE

<b>Nr.</b>	<b>Y</b>	<b>H</b>	<b>e</b>	<b><math>\sigma_p</math></b>	<b>Ms</b>	<b>Mr</b>	<b>Cs</b>	<b>Cr</b>
1	0,00	50,00	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,17	50,00	0,15	0,04	60	1	57,22	163,48
3	0,35	50,00	0,31	0,08	120	4	57,22	81,74
4	0,52	50,00	0,46	0,12	180	10	56,28	54,38
5	0,70	50,00	0,64	0,16	244	21	45,05	39,13
6	0,88	50,00	0,97	0,21	310	40	26,99	26,13
7	1,05	50,00	1,58	0,26	379	72	16,63	16,23
8	1,22	50,00	2,56	0,34	452	119	11,37	10,22
9	1,40	50,00	3,94	0,43	528	185	8,42	6,78
10	1,57	50,00	5,74	0,56	606	274	6,60	4,75
11	1,75	50,00	7,97	0,72	688	389	5,39	3,49
12	1,92	50,00	10,64	0,94	773	534	4,53	2,67
13	2,10	50,00	13,75	1,31	861	712	3,90	2,11
14	2,27	50,00	17,32	2,07	952	927	3,42	1,71
15	2,45	50,00	21,34	4,68	1047	1183	3,03	1,42
16	2,63	50,00	25,81	--	1144	1482	2,73	1,20
17	2,80	50,00	30,74	--	1244	1828	2,47	1,03
18	2,97	50,00	36,12	--	1348	2225	2,26	0,89
19	3,15	50,00	41,97	--	1454	2677	2,08	0,78
20	3,32	50,00	48,27	--	1564	3186	1,93	0,69
21	3,50	50,00	55,02	--	1677	3757	1,80	0,62

Ascoli Piceno, DICEMBRE 2014

Il Progettista

---

Ing. Mistichelli Fernando