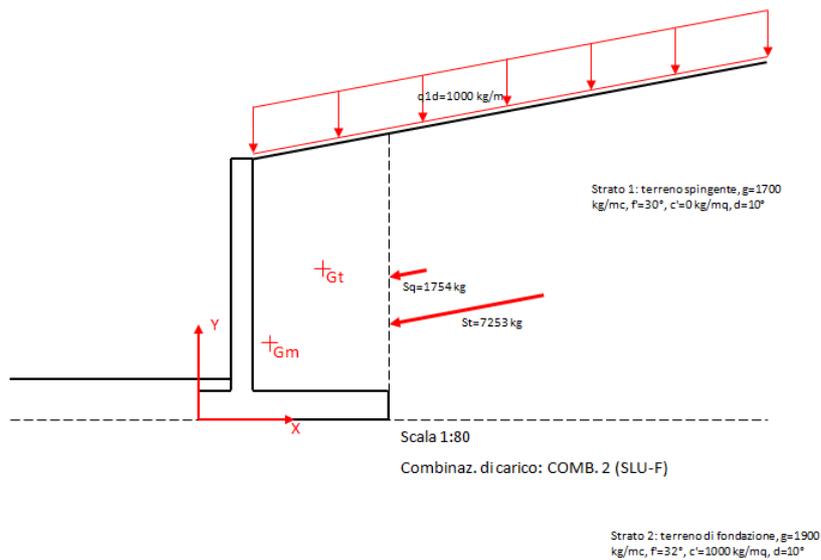


# Muri.Az

Software per il calcolo geotecnico e strutturale dei muri di sostegno

(versione 11.0)

## Manuale d'uso



### Autore

Ing. *Ciro Azzara*

Via E. Majorana, 8 – 90035 Marineo (PA)

Cell. 348 1514947

e-mail: [ing.azzara@libero.it](mailto:ing.azzara@libero.it) [azzara.ciro@gmail.com](mailto:azzara.ciro@gmail.com)

## Sommario

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>4</b>
<b>2. AVVIO DEL SOFTWARE.....</b>	<b>5</b>
<b>3. INPUT.....</b>	<b>7</b>
3.1 Sistemi di riferimento .....	8
<b>4. DATI GENERALI .....</b>	<b>8</b>
4.1 Unità di misura.....	8
4.2 Normativa di riferimento.....	10
4.3 Condizioni di rottura e falda .....	12
4.4 Numero strati e opzioni .....	13
4.5 Dati sulla costruzione.....	13
<b>5. TIPOLOGIA.....</b>	<b>14</b>
<b>6. MENÙ GEOMETRIA.....</b>	<b>15</b>
6.1 Muro e terreni .....	15
6.2 Contrafforti .....	19
6.3 Stratigrafia .....	20
6.4 Pali/micropali di fondazione .....	20
6.5 Sezione metallica micropali .....	21
6.6 Tiranti .....	21
6.7 Cordoli tiranti .....	23
<b>7. MENÙ MATERIALI.....</b>	<b>24</b>
7.1 Terreni.....	24
7.2 Muro e contatti opera-terreno .....	25
7.3 Pali-terreni .....	26
7.4 Tiranti-terreni.....	27
7.5 Coefficienti di Winkler .....	30
7.6 Verifiche strutturali muro e pali .....	32
7.7 Verifiche strutturali micropali.....	34
7.8 Verifiche strutturali tiranti .....	35
7.9 Verifiche strutturali cordoli tiranti.....	35
<b>8. FORME DI CARICO .....</b>	<b>36</b>
<b>9. MENÙ CARICHI ESTERNI.....</b>	<b>38</b>
9.1 Sovraccarichi sul terreno e carichi sul muro.....	38
9.2 Azione sismica.....	39
9.3 Tiro iniziale (tiranti attivi).....	40
9.4 Combinazioni di carico S.L.U.....	40
9.5 Combinazioni di carico S.L.E. ....	42
<b>10. MENÙ ARMATURE .....</b>	<b>42</b>
10.1 Muro e pali in c.a. ....	42
10.2 Cordoli testa tiranti .....	45
<b>11. MENÙ S.L.E. ....</b>	<b>45</b>
11.1 Verifiche agli spostamenti .....	45
11.2 Verifiche fessurazione e tensioni di esercizio.....	45
<b>12. IMPOSTAZIONI.....</b>	<b>46</b>
<b>13. CALCOLO .....</b>	<b>47</b>

<b>Muri.Az 11.0</b> <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 3 di 117
--	----------------------	---------------

<b>14. OUTPUT (MENÙ VISUALIZZA) .....</b>	<b>48</b>
<b>15. LICENZA D'USO E RESTRIZIONI DEL SOFTWARE.....</b>	<b>52</b>
APPENDICE 1 – VALORI INDICATIVI PROPRIETA' FISICO-MECCANICHE TERRENI.....	54
APPENDICE 2 – PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE.....	55
APPENDICE 3 – NOVITA' ULTIME VERSIONI DEL SOFTWARE .....	58
APPENDICE 4 – GESTIONE ERRORI E REQUISITI DI SISTEMA .....	60
APPENDICE 5 – ESEMPI SVOLTI.....	62
1) Muro a mensola in C.A.....	62
2) Muro a gravità in gabbioni metallici .....	77
3) Muro a mensola in C.A. con pali di fondazione in c.a. ....	101
Bigliografia .....	117

## 1. INTRODUZIONE

Il presente applicativo, sviluppato in ambiente Microsoft Excel<sup>®1</sup>, effettua il calcolo geotecnico e strutturale dei **muri di sostegno** di varie tipologie costruttive:

- 1) **muri a gravità in muratura** (es. pietrame a secco, muratura di mattoni o di pietrame, ecc.)
- 2) **muri a gravità in calcestruzzo semplice** o debolmente armato
- 3) **muri a gravità con sezione a gradoni** (ad es. **muri in pietrame a secco sistemati in gabbioni metallici**)
- 4) **muri a mensola in cemento armato**, anche con tiranti
- 5) **muri in c.a. "di cantina"**
- 6) **muri in c.a. con contrafforti interni o esterni.**

Per le tipologie 4, 5 e 6 la fondazione può anche essere su **pali in cemento armato** o su **micropali** (con profilati di acciaio). Nei muri a mensola in cemento armato possono essere inseriti **tiranti attivi** o **passivi**, utili nel caso di grandi altezze.

Il software effettua il **progetto delle armature** e restituisce i **disegni degli esecutivi**, anche in **file dxf**.

È possibile prevedere e calcolare anche gli **elementi secondari** quali i **cordoli** (in c.a. o in acciaio) **in corrispondenza della testa dei tiranti**.

Il software consente di effettuare i calcoli sia in base alla normativa di cui al **D.M. 11/03/1988** (approccio alle **Tensioni Ammissibili**), che in base alle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al **D.M. 14/01/2008** e al recente **D.M. 17/01/2018** (nel seguito NTC o NTC 2018) con l'approccio agli **Stati Limite**. Esso:

- gestisce il **terreno stratigrafico**;
- ammette i **profili topografici** dei terreni di monte e di valle anche inclinati sull'orizzontale;
- considera le **azioni sismiche**, effettuando quindi l'analisi sia in condizioni statiche che sismiche;
- considera la presenza di **sovraccarico** uniformemente ripartito **sul terrapieno di monte e/o di valle** (di tipo permanente e/o saltuario);
- consente di tenere conto dei **carichi concentrati applicati sul muro**;
- genera in automatico le **combinazioni di carico** allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLE);
- consente di tenere conto dell'eventuale **presenza di falda in quiete o in moto di filtrazione** in terreni a grana media e/o grossa<sup>2</sup>, in cui si verificano le **condizioni**

<sup>1</sup> Per l'utilizzo di *Muri.Az* è necessario che l'utente disponga del software Microsoft Excel<sup>®</sup> con regolare licenza d'uso.

<sup>2</sup> Realizzando, come è buona norma fare, opportuni sistemi di drenaggio dell'acqua a tergo del muro in terreni a grana media o grossa, quali quelli che in genere costituiscono i terrapieni spingenti nei muri di sostegno, si può eseguire il calcolo in assenza di pressioni neutre (condizioni drenate).

**di rottura drenate**, e permette anche il calcolo su terreni a grana fina a breve termine, in cui si verificano le **condizioni di rottura non drenate**, e a lungo termine, in cui si verificano le condizioni di rottura drenate;

- effettua tutte le **verifiche allo SLU e allo SLE** previste dalle NTC.

Come per ogni software tecnico, l'utente di *Muri.Az* deve essere un tecnico dotato di buona padronanza della materia (Geotecnica, Scienza e Tecnica delle Costruzioni) e deve conoscere i metodi e i principi a base delle tecniche risolutive adottate dal software; è sempre necessario che l'utente verifichi l'attendibilità dei risultati ottenuti con il software.

L'applicativo, abbastanza semplice ed intuitivo, è molto indicato ai fini didattici oltre che per scopi professionali.

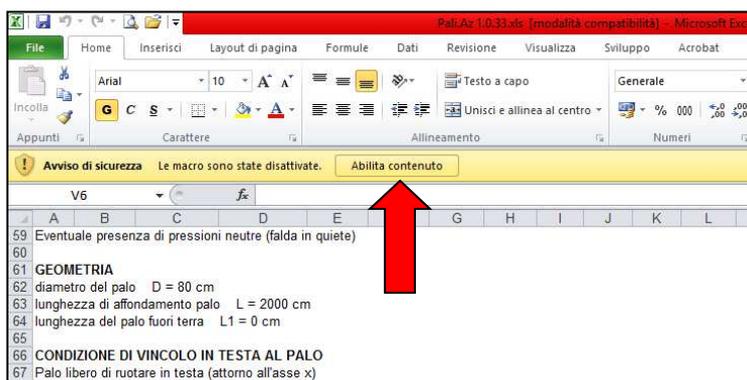
Il Tabulato di calcolo restituito dal software è molto chiaro ed esplicativo e, pertanto, consente di effettuare calcoli di verifica sui risultati forniti.

## 2. AVVIO DEL SOFTWARE

Il file contenente l'applicativo si **installa** come uno comune file e può essere allocato in qualsiasi cartella.

Per il funzionamento del software occorre che alla sua apertura le **macro** ivi inserite vengano attivate. Se compare l'*Avviso di sicurezza* di cui all'immagine seguente occorre premere sul pulsante "*Abilita contenuto*".

Se non compare la schermata di presentazione del programma di cui alla successiva Fig. 1 (il che vuol dire che le macro non si sono attivate), occorre impostare il livello di protezione delle macro a "medio" o "basso". Per fare ciò occorre:



- ✓ se si utilizza Microsoft Excel 1997, 2000, 2003: scegliere il menù *Strumenti*, quindi *Macro*, *Protezione* e scegliere il livello di protezione: se si sceglie

"media" occorre premere il bottone "attiva macro" quando si aprirà l'applicativo *Muri.Az*;

- ✓ se si utilizza Microsoft Excel 2007/2010/2013 o successivo: occorre mantenere il file come *Cartella di lavoro di Excel 97-2003* e visualizzare il menù **Sviluppo** con la seguente procedura:

- con Excel 2007: fare clic sul pulsante in alto a sinistra **Microsoft Office** e quindi su **Opzioni di Excel**, scegliere **Impostazioni generali** e quindi

selezionare la casella di controllo **Mostra scheda Sviluppo sulla barra multifunzione**;

- con Excel 2010/2013 o successivo: fare clic sul pulsante in alto a sinistra **Microsoft Office** e quindi su **Opzioni di Excel**, scegliere **Personalizza barra multifunzione** e spuntare, nell'elenco *Schede principali*, la voce *Sviluppo*.

Successivamente dal menù Sviluppo scegliere **Protezione macro => Impostazioni macro => scegliere Attiva tutte le macro o Disattiva tutte le macro con notifica**, quindi chiudere e riaprire *Muri.Az*. Nella barra dei menù in alto a destra si formerà il menù **"Componenti aggiuntivi"** che comprenderà i menù personalizzati di *Muri.Az*.

Il software funziona perfettamente ma ha una durata limitata nel tempo. Per eliminare la limitazione temporale occorre **attivarlo** dal menù INFORMAZIONI SU inserendo il codice di attivazione fornito dall'autore. A tale scopo l'utente deve preventivamente comunicare all'autore il **codice HD** che viene visualizzato nel menù INFORMAZIONI SU, tenendo conto che alle volte detto codice è preceduto da un segno meno "-". Il codice di attivazione è riferito al solo PC su cui è stato installato il software e sui cui quindi si è letto il codice HD. Ad attivazione avvenuta è possibile inserire il titolare della licenza d'uso.

Il software non attivato è comunque funzionante per un certo periodo di tempo e per un determinato numero di volte ma **non può essere utilizzato per scopi professionali** (il tabulato di calcolo e ogni altro riferimento al software non possono essere allegati a progetti sia pubblici che privati).

Avviato il software (anche se non attivato) appare la seguente schermata di presentazione in cui è indicato, tra l'altro, il titolare della licenza d'uso.

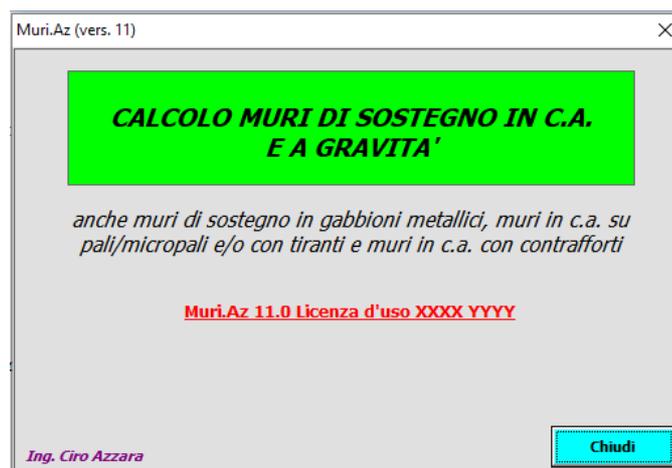
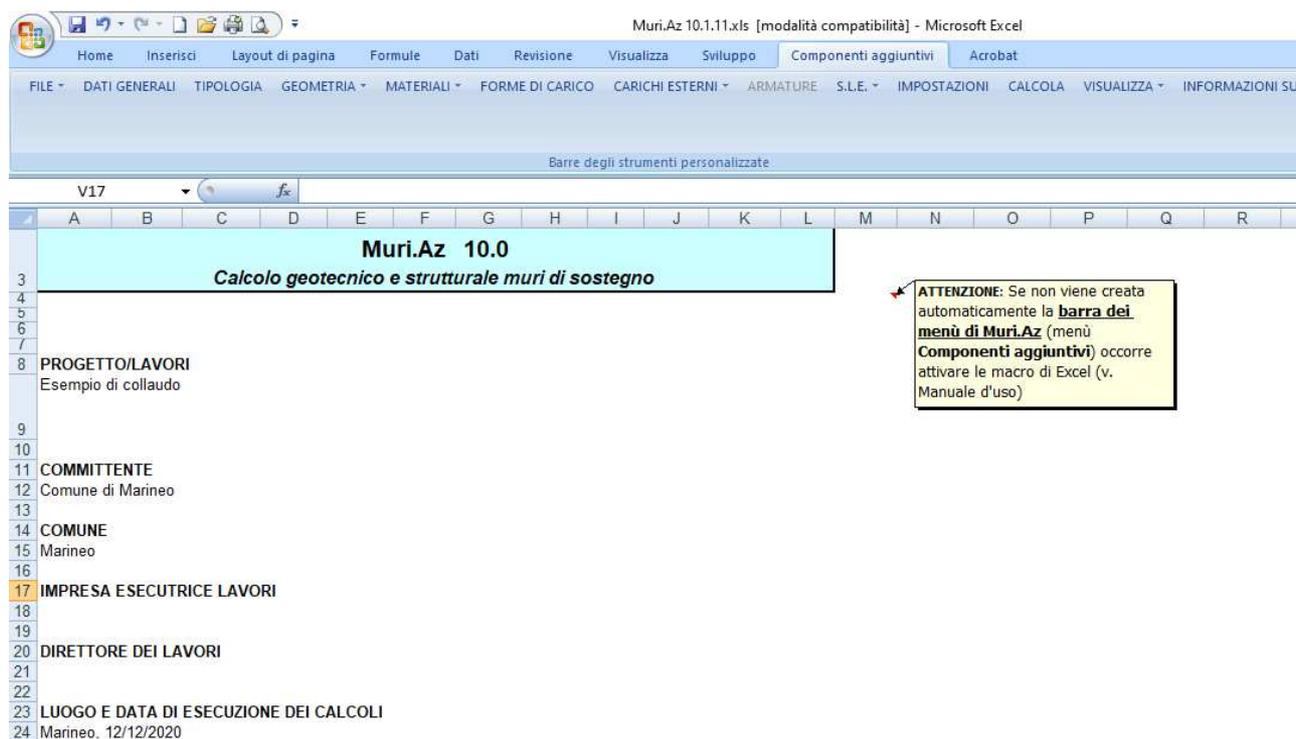


Fig. 1 Schermata di presentazione del software

Chiusa la schermata di presentazione, l'area di lavoro di *Muri.Az* si presenta come segue (notare la barra menù personalizzata, che in Excel 2007/2010/2013 e successivi è sotto il menù **Componenti aggiuntivi**):



Il **menù FILE** (il primo da sinistra) contiene i comandi per:

- effettuare un nuovo calcolo: vengono cancellati tutti i dati riferiti al precedente calcolo, previo avviso di conferma;
- salvare il calcolo con le modifiche apportate;
- salvare le modifiche in un altro file (Salva con nome...), da allocare ovunque si vuole;
- effettuare l'anteprima di stampa;
- stampare il tabulato di calcolo e i disegni;
- impostare l'area di stampa;
- cancellare l'area di stampa precedentemente impostata.

### 3. INPUT

Il calcolo del muro viene eseguito con riferimento ad una striscia di lunghezza pari ad un metro di muro e quindi tutte le grandezze (momento ribaltante, stabilizzante, spinte, armature a flessione ...) sono riferite all'unità di lunghezza.

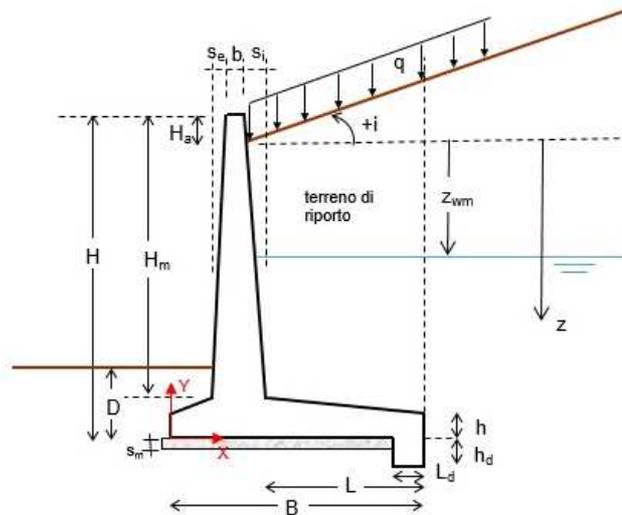
La fase di input è molto semplice. L'utente è agevolato nell'inserimento di molti parametri da appositi bottoni di calcolo inseriti nei vari pannelli di input.

Per i dati di input rappresentati da numeri decimali usare il carattere virgola “,”.

Durante la fase di inserimento dei dati di input è opportuno effettuare ogni tanto il "salvataggio" degli stessi per mezzo del menù FILE o premendo il relativo pulsante



### 3.1 Sistemi di riferimento



Il **Sistema di Riferimento Assoluto XYZ** assunto dal software ha l'origine coincidente con il vertice inferiore della fondazione di valle (punto di rotazione del muro nella verifica a ribaltamento), l'asse X diretto orizzontalmente verso monte, l'asse Y diretto verticalmente verso l'alto, l'asse Z ortogonale al piano del disegno ed uscente.

Oltre al sistema di riferimento assoluto, sono presenti: - il **sistema di riferimento locale z per i terreni:**

asse z verticale verso il basso con origine nella retta orizzontale passante per il punto di intersezione del profilo terreno di monte con il muro;

- il **sistema di riferimento locale xyz per il calcolo strutturale** del muro in c.a.: 1) mensola in elevazione: origine nella sezione di attacco alla fondazione, asse x verticale verso l'alto (coincidente con l'asse della mensola) asse z orizzontale verso monte, asse y ortogonale al piano del disegno e uscente; 2) mensola fondazione di monte: origine nella sezione di incastro, asse x orizzontale verso monte (coincidente con l'asse della mensola) asse z verticale verso il basso, asse y ortogonale al piano del disegno e uscente; 3) mensola fondazione di valle: origine nella sezione di incastro, asse x orizzontale verso valle (coincidente con l'asse della mensola) asse z verticale verso il basso, asse y ortogonale al piano del disegno ed entrante.

## 4. DATI GENERALI

Il pannello permette di inserire i dati generali sul calcolo da effettuare. Il nominativo indicato nel campo "Progettista/Tecnico" viene riportato in calce al tabulato di calcolo.

### 4.1 Unità di misura

Per le unità di misura si può adottare sia il Sistema Tecnico che il Sistema Internazionale.

Con il Sistema Tecnico le dimensioni geometriche sono misurate in **m** e suoi multipli e sottomultipli, gli angoli in gradi sessagesimali ( $^{\circ}$ ), i pesi dell'unità di volume dei materiali (o pesi specifici) in **kg/mc**, la coesione in **kg/mq**, il carico ripartito in **kg/mq**, le tensioni indotte, le resistenze unitarie e le tensioni ammissibili dei materiali in **kg/cm<sup>q</sup>**.

**DATI GENERALI** ✕

Progetto/Lavori

Committente

Comune

Progettista/Tecnico

Impresa esecutrice

Direttore Lavori

Luodo e data esecuzione calcoli

Annotazioni

---

**Sistema per le unità di misura**

Sistema Tecnico (kg, m)

Sistema Internazionale (N, m)

**Normativa di riferimento**

D.M. 11/03/1988 + D.M. 16/01/1996 (Tensioni Ammiss.)

D.M. 14/01/2008 (Stati Limite)

D.M. 17/01/2018 (Stati Limite)

---

**Conzioni di rottura**

Condizioni DRENATE (terreni a grana grossa o media; terreni a grana fina con verifica a lungo termine o con applicazione lenta dei carichi)

Condizioni NON DRENATE (terreni a grana fina saturi con verifiche a breve e lungo termine)

**Falda**

assente

in quiete

in moto di filtrazione permanente

---

**n° strati e opzioni**

n° di strati (1 per terreno omogeneo)

considera l'azione sismica

**Dati costruzione**

Vita nominale di progetto (anni)

Classe d'uso della costruzione

Coefficiente d'uso (valore da NTC: 1,0)

**Annulla** **Salva e chiudi**

Con il Sistema Internazionale le dimensioni geometriche sono misurate in **m** e suoi multipli e sottomultipli, gli angoli in gradi sessagesimali ( $^{\circ}$ ), il peso dell'unità di volume dei materiali (o pesi specifici) in **kN/mc**, la coesione in **kN/mq (= kPa)**, il carico ripartito in **kN/mq**, le tensioni indotte, le resistenze unitarie e le tensioni ammissibili nei materiali in **N/mm<sup>q</sup>**.

grandezza	u.m.	
	Sistema Tecnico	Sistema Internazionale
<b>Calcoli generali e geotecnici</b>		
dimensioni geometriche, lunghezze, coordinate [L]	m	m
aree sezioni	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
volumi	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
momenti di inerzia sezioni	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>
forze concentrate, resistenza alla punta e laterali, sforzi normali e di taglio [F]	kg	kN
momenti stabilizzanti e instabilizzanti, momenti flettenti e torcenti, coppie, rigidzze rotazionali vincoli	Kg m	KN m
carichi distribuiti per unità di lunghezza, spinte delle terre per metro lineare di paratia, rigidzze traslazionali vincoli	kg/m	kN/m
carichi distribuiti per unità di superficie, coesione terreno	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup> =kPa
pesi specifici materiali e terreni	kg/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
costante di sottofondo o di Winkler	kg/cm <sup>3</sup>	N/cm <sup>3</sup>
tempi [T]	sec	sec
velocità e accelerazioni	m/s m/s <sup>2</sup>	m/s m/s <sup>2</sup>
<b>Calcoli strutturali</b>		
dimensioni, copriferro, interferro	cm	cm
diametri tondini metallici, trefoli, staffe e spirali	mm	mm
aree sezioni	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
volumi	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
momenti statici e moduli di resistenza sezioni	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
momenti di inerzia sezioni	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>

tensioni/pressioni, resistenze caratteristiche, tensioni ammissibili, moduli elastici dei materiali	kg/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
---	--------------------	-------------------

**Attenzione:** quando si varia il sistema di riferimento (ad esempio da S.T. a S.I.) con i dati di input già inseriti, ricordarsi di cambiare i valori dei vari parametri di input per adeguarli alle nuove unità di misura; ad esempio il valore di Rck del calcestruzzo di 250 kg/cm<sup>2</sup> nel S.T. passa a 25 N/mm<sup>2</sup> nel S.I.

## 4.2 Normativa di riferimento

Il calcolo può essere fatto secondo la normativa vigente o secondo le normative previgenti, anche quella che prevedeva il calcolo “alle tensioni ammissibili”.

Le principali differenze, con specifico riferimento alle opere di sostegno, tra le tre normative di riferimento vertono su:

- calcolo dell'azione sismica (v. paragr. 9.2);
- metodo per le verifiche di sicurezza geotecniche e strutturali (Stati Limite Ultimi o Tensioni Ammissibili) e per le verifiche sotto le condizioni di esercizio (Stati Limite di Esercizio).

Con le NTC del 2018 e con quelle del 2008 si adotta, per le verifiche di sicurezza, il **metodo agli Stati Limite Ultimi (SLU)**. Vengono introdotti i cosiddetti coefficienti parziali da applicare alle azioni (A), ai parametri di resistenza dei terreni (M) e alle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R). La scelta appropriata di tali coefficienti parziali, i cui valori sono fissati dalla norma, individua i cosiddetti **Approccio 1** e **Approccio 2**, utilizzati per la progettazione geotecnica. L'approccio progettuale 1 comprende due combinazioni di coefficienti (combinazione 1: A1+M1+R1; combinazione 2: A2+M2+R2). L'approccio 2 invece è costituito dall'unica combinazione A1+M1+R3 ed è l'unico approccio previsto dalle NTC 2018.

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni (A), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  relativi ai parametri geotecnici (M), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. Ciro Azzara)	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 11 di 117
---	----------------------	----------------

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Da osservare che i coefficienti parziali sulle azioni (A) e sui parametri geotecnici (M) previsti dalla NTC 2018 sono gli stessi di quelli previsti dalle NTC 2008. I coefficienti R sono coefficiente parziali di sicurezza  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze globali del sistema geotecnico.

Nella seguente tabella vengono indicati i coefficienti parziali (A, M, R) utilizzati per le singole verifiche che interessano i muri di sostegno:

Verifica	NTC 2008		NTC 2018	
	combinaz. statiche	combinaz. sismiche	combinaz. statiche	combinaz. sismiche
Ribaltamento	EQU+M2+R1(1,00)	A0+M2+R1(1,00)	A1+M1+R3(1,15)	A0+M1+R3(1,00)
Scorrimento	<u>Approccio 1:</u> A1+M1+R1(1,00) A2+M2+R2(1,00) <u>Approccio 2:</u> A1+M1+R3(1,10)	<u>Approccio 1:</u> A0+M1+R1(1,00) A0+M2+R2(1,00) <u>Approccio 2:</u> A0+M1+R3(1,10)	A1+M1+R3(1,10)	A0+M1+R3(1,00)
Carico limite	<u>Approccio 1:</u> A1+M1+R1(1,00) A2+M2+R2(1,00) <u>Approccio 2:</u> A1+M1+R3(1,40)	<u>Approccio 1:</u> A0+M1+R1(1,00) A0+M2+R2(1,00) <u>Approccio 2:</u> A0+M1+R3(1,40)	A1+M1+R3(1,40)	A0+M1+R3(1,20)
Resistenza del terreno di valle	R1(1,00) R2(1,00) R3(1,40)	R1(1,00) R2(1,00) R3(1,40)	R3(1,40)	R3(1,20)
Stabilità globale	A2+M2+R2(1,10)	A0+M2+R2(1,10)	A2+M2+R2(1,10)	A0+M1+R2(1,20)
Strutturali muro	A1+M1	A0+M1	A1+M1	A0+M1
Carico limite pali per carichi assiali di compressione	<u>Approccio1:</u> A1+M1+R1( $\gamma_{base}=1,00$ $\gamma_{lat}=1,00$ ) A2+M1+R2( $\gamma_{base}=1,45$ per pali battuti, 1,7 per pali trivellati e 1,6 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,45$ ) <u>Approccio2:</u> A1+M1+R3( $\gamma_{base}=1,15$ per pali battuti, 1,35 per pali trivellati e 1,3 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,15$ )	<u>Approccio1:</u> A0+M1+R1( $\gamma_{base}=1,00$ $\gamma_{lat}=1,00$ ) A0+M1+R2( $\gamma_{base}=1,45$ per pali battuti, 1,7 per pali trivellati e 1,6 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,45$ ) <u>Approccio2:</u> A0+M1+R3( $\gamma_{base}=1,15$ per pali battuti, 1,35 per pali trivellati e 1,3 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,15$ )	A1+M1+R3( $\gamma_{base}=1,$ 15 per pali battuti, 1,35 per pali trivellati e 1,3 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,15$ )	A0+M1+R3( $\gamma_{base}=1,$ 15 per pali battuti, 1,35 per pali trivellati e 1,3 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,15$ )

Verifica	NTC 2008		NTC 2018	
	combinaz. statiche	combinaz. sismiche	combinaz. statiche	combinaz. sismiche
Carico limite pali per carichi assiali di trazione	<u>Approccio1:</u> A1+M1+R1( $\gamma_{lat,t}=1,00$ ) A2+M1+R2( $\gamma_{lat,t}=1,60$ ) <u>Approccio2:</u> A1+M1+R3( $\gamma_{lat,t}=1,25$ )	<u>Approccio1:</u> A0+M1+R1( $\gamma_{lat,t}=1,00$ ) A0+M1+R2( $\gamma_{lat,t}=1,60$ ) <u>Approccio2:</u> A0+M1+R3( $\gamma_{lat,t}=1,25$ )	A1+M1+R3( $\gamma_{lat,t}=1,25$ )	A0+M1+R3( $\gamma_{lat,t}=1,25$ )
Carico limite pali per carichi trasversali	<u>Approccio1:</u> A1+M1+R1( $\gamma_{TR}=1,00$ ) A2+M1+R2 ( $\gamma_{TR}=1,60$ ) <u>Approccio2:</u> A1+M1+R3( $\gamma_{TR}= 1,30$ )	<u>Approccio1:</u> A0+M1+R1( $\gamma_{TR}=1,00$ ) A0+M1+R2 ( $\gamma_{TR}=1,60$ ) <u>Approccio2:</u> A0+M1+R3( $\gamma_{TR}= 1,30$ )	A1+M1+R3 ( $\gamma_{TR}=1,30$ )	A0+M1+R3 ( $\gamma_{TR}=1,30$ )
Strutturali pali di fondazione	A1+M1	A0+M1	A1+M1	A0+M1
Sfilamento tiranti	A1+M1+R3(1,1 tiranti provvisori; 1,2 tiranti permanenti)	A0+M1+R3(1,1 tiranti provvisori; 1,2 tiranti permanenti)	A1+M1+R3(1,1 tiranti provvisori; 1,2 tiranti permanenti)	A0+M1+R3(1,1 tiranti provvisori; 1,2 tiranti permanenti)
Strutturali tiranti	A1+M1	A0+M1	A1+M1	A0+M1

A0 = azioni permanenti e accidentali non amplificate

Tra parentesi il coefficiente parziale di sicurezza R sulla singola verifica.

Con la normativa di cui ai DD.MM. 11/03/1988 e 16/01/1996 si adotta, invece, per le verifiche di sicurezza il **metodo alle Tensioni Ammissibili**. Le azioni non vengono amplificate (A0), i parametri di resistenza dei terreni non vengono ridotti (si utilizzano i valori caratteristici M1) e si assumono come coefficienti di sicurezza (R) nei riguardi delle verifiche geotecniche i seguenti valori:

- verifica la ribaltamento: 1,5;
- verifica allo scorrimento: 1,3;
- verifica al carico limite del complesso fondazione – terreno: 2;
- verifica di stabilità globale: 1,3
- verifica al carico limite del complesso palo di fondazione-terreno (sia per carico limite assiale di compressione o trazione, sia per carico limite trasversale): 2,5
- verifica allo sfilamento tiranti: 2

### 4.3 Condizioni di rottura e falda

Come già detto, realizzando opportuni sistemi di drenaggio dell'acqua a tergo del muro in terreni a grana media o grossa, quali quelli che in genere costituiscono i terrapieni spingenti nei muri di sostegno, si può eseguire il calcolo in assenza di pressioni neutre (condizioni drenate). Se si è in condizioni drenate (terreni a grana media o grossa, ...) ed è presente falda a tergo del muro, in quiete o in moto di filtrazione permanente, occorre spuntare la relativa casella.

È possibile eseguire anche il calcolo in presenza di terreni a grana fina saturi in cui si verificano a breve termine le condizioni di rottura non drenate (in questo caso il software effettua, oltre che le verifiche a breve termine in condizioni non drenate, anche le verifiche a lungo termine in condizioni drenate).

#### 4.4 Numero strati e opzioni

Occorre precisare il numero di strati di terreni presenti (possono essere inseriti fino a un sei strati). Nel caso di terreno omogeneo occorre inserire il valore uno.

#### 4.5 Dati sulla costruzione

Con il calcolo secondo le NTC occorre indicare la **Vita nominale di progetto** (non minore di 5 anni) dell'opera di sostegno, la **Classe d'uso** e il **Coefficiente d'uso**; per quest'ultimo il software evidenzia il valore indicato dalla norma.

La **vita nominale di progetto  $V_N$**  dell'opera strutturale si individua in base alle

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

indicazioni della tabella 2.4.I delle NTC.

La Classe d'uso si fissa, tra le quattro previste dalla

norma di cui al paragrafo 2.4.2. delle NTC, avuto riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Alla classe d'uso fissata corrisponde il coefficiente d'uso di cui alla tabella 2.4.II.

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di  $C_U$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

I parametri in oggetto hanno influenze nel calcolo delle azioni sismiche di progetto.

## 5. TIPOLOGIA

Permette di scegliere la tipologia di muro di sostegno, il tipo di fondazione<sup>3</sup> e la forma della sezione del muro da calcolare. Per i muri in C.A., di cantina e con contrafforti la sezione tipo è quella classica.

Nel muro di sostegno **a gravità** (le prime due tipologie) la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro (c.d. opere di sostegno rigide in quanto offrono movimenti di tipo rigido). Essi possono avere sezione classica o a gradoni (es. muri in pietrame sistemato in gabbioni metallici) e presentano dimensioni abbastanza elevate.

I muri in gabbioni metallici sono estremamente elastici e flessibili, nel senso che sono in grado di sopportare deformazioni e cedimenti differenziali notevoli senza che ne venga compromessa la stabilità e la funzionalità. Sono facili da realizzare e presentano ottime qualità drenanti.

La tipologia **a mensola o sbalzo in c.a.** è adatta a terrapieni di una certa altezza (fino a 6 metri). Per muri molto alti, la sezione alla base per i muri a mensola risulterebbe molto grande e potrebbero verificarsi fenomeni di instabilità della parete verticale; in questi casi si può ricorrere ai **muri con contrafforti** in cui è sufficiente uno spessore molto minore del paramento, che funziona a piastra, il quale è ancorato a dei contrafforti molto rigidi aventi un certo passo. Il contrafforte si comporta come una mensola incastrata alla base e libera in testa, mentre la parete verticale che collega due contrafforti consecutivi si comporta a piastra incastrata (o appoggiata) su tre lati e libera sul lato orizzontale superiore. La parete verticale, soggetta alla spinta del terrapieno, trasmette le azioni (spinte) ai contrafforti.

I muri di sostegno in c.a. con contrafforti si usano, quindi, per altezze superiori a 6 metri. Fino a 10 metri si usano i muri con contrafforti interni, molto efficaci nei confronti della resistenza a flessione essendo collaborante una parte delle solette verticali adiacenti (sezione a T con nervatura ad altezza variabile); la parte compresa della sezione infatti ricade dove è presente la parete verticale. La soluzione a contrafforti interni è invece scarsamente efficace nei riguardi del ribaltamento per

<sup>3</sup> Per le fondazioni su pali o micropali occorre precisare il numero delle file di pali, da 1 a 3, presenti lungo X.

cui, per altezze superiori ai 10 metri e fino a 12 metri, è più opportuno ricorrere alla soluzione con contrafforti esterni.

Nel caso di muri particolarmente alti può essere molto utile, e in certi risolutivo - in alternativa ai muri con contrafforti - dotare il muro a mensola in c.a. di uno o più **ordini di tiranti** di tipo **attivo** (pre-tesi) o **passivo**, provvisori o permanenti. In questo caso buona parte della spinta è assorbita dai tiranti e questo porta ad una riduzione delle sollecitazioni nel muro. Il paramento può quindi avere spessore molto minore a quello necessario in assenza di tiranti, soprattutto se si usano i tiranti attivi.

Nel caso di tiranti è possibile prevedere la presenza di cordoli o travi di contrasto in corrispondenza della testa dei tiranti, al fine di distribuire il carico trasmesso dai tiranti lungo tutto lo sviluppo longitudinale del muro. Tali travi possono essere in c.a. o più frequentemente in acciaio.

Il muro in **c.a. di cantina** ha lo spostamento orizzontale in testa impedito, per la presenza, ad esempio, di un solaio o di altro genere di vincolo. La mensola in elevazione è quindi del tipo incastrata alla base e appoggiata in sommità.

La fondazione per i muri in c.a., di cantina e con contrafforti può anche essere su pali in c.a. trivellati o su micropali (la fondazione profonda si utilizza nel caso di terreni superficiali scadenti). È sconsigliato adottare una sola fila di pali in quanto in questo caso l'unica fila deve assorbire tutto il momento ribaltante, mentre con almeno due file, tale momento si trasforma in sforzi assiali aggiuntivi nei pali.

L'utente da questo pannello può decidere di escludere dal calcolo qualche verifica, in funzione di specifiche esigenze (ad esempio per ridurre il tempo di calcolo quando si è interessati a verificare la risposta della struttura a determinate verifiche al variare dei parametri di input, oppure nei muri di cantina si possono omettere le verifiche al ribaltamento, allo scorrimento sul piano di posa e alla stabilità globale).

## **6. Menù GEOMETRIA**

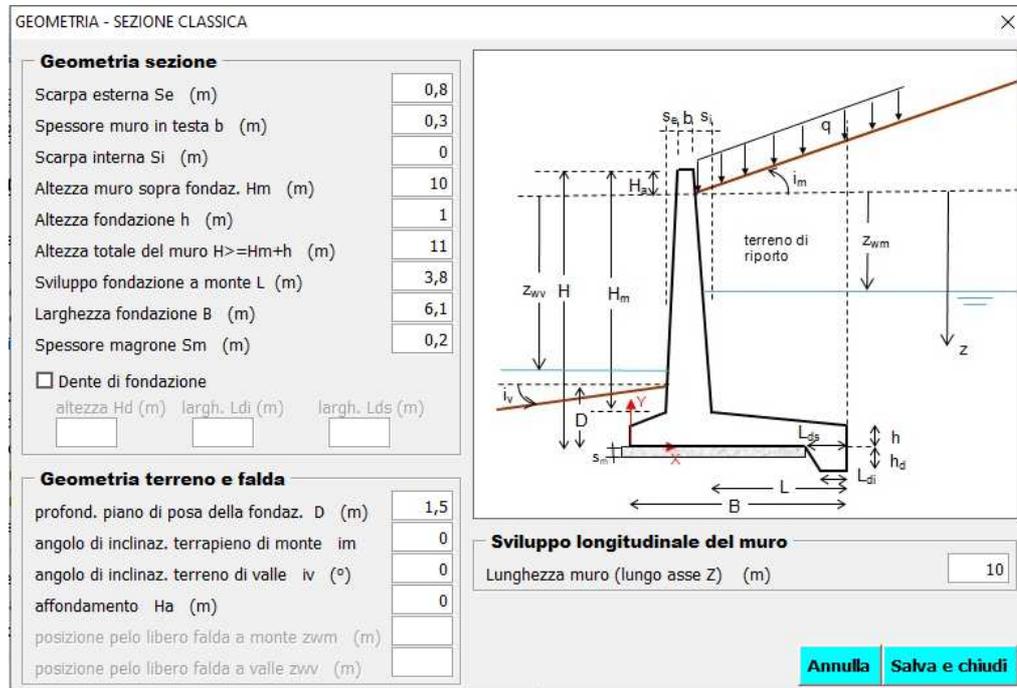
Con il menù GEOMETRIA si inseriscono tutti i dati geometrici riguardanti la sezione del muro, i profili dei terreni circostanti, la stratigrafia (nel caso di numero di strati maggiore di uno), i pali/micropali di fondazione (quando presenti), i tiranti e le travi di contrasto.

I dati geometrici da inserire costituiscono il **predimensionamento** dell'opera che può essere effettuato in base a criteri empirici rintracciabili in manuali tecnici e in letteratura tecnica (vedi anche di seguito) o in base alla propria esperienza. Ove le dimensioni geometriche impostate non diano luogo a verifiche tutte soddisfatte, l'utente le potrà modificare, in uno ad altri parametri che incidono il calcolo (caratteristiche dei materiali, criteri sulle armature ecc.).

### **6.1 Muro e terreni**

#### **Sezione classica**

La sezione classica gestita dal software è la seguente:



Nell'inserire i dati occorre rispettare le condizioni di congruenza geometrica:

- ✓ scarpa esterna  $S_e \geq 0$
- ✓ spessore muro in testa  $b > 0$
- ✓ scarpa interna  $S_i$  (maggiore, uguale o minore di zero)
- ✓ altezza muro sopra la fondaz.  $H_m > 0$
- ✓ altezza fondazione  $h \geq 0$
- ✓ altezza totale muro  $H \geq H_m + h$
- ✓ sviluppo fondazione a monte  $L \geq 0$
- ✓ larghezza fondazione  $B \geq L + S_e + b + S_i$

La scelta adeguata di tali 8 parametri geometrici permette, nell'ambito della sezione tipo, di calcolare diverse sezioni; ad es. i muri a sezione trapezia si ottengono imponendo  $h=0$ ,  $H = H_m$ ,  $L=0$ ,  $B = S_e + b + S_i$ .

Come noto, la scarpa interna e quella esterna, che si prevedono soprattutto nei muri a gravità, riducono la componente orizzontale della spinta (scarpa interna), migliorano la stabilità al ribaltamento e diminuiscono l'eccentricità e l'inclinazione del carico sul piano di posa della fondazione; di contro richiedono maggiori oneri di esecuzione.

Il dente di fondazione (disattivato per i muri su pali/micropali), qualora previsto, ubicato all'estremo di monte della fondazione, non potrà avere altezza  $h_d$  superiore a 0,8 m e larghezza inferiore  $L_{di}$  superiore a 0,5 m. Impostando  $h_d > 0$ ,  $L_{di} = 0$  e  $L_{ds} = B$  si ottiene il muro con il **piano di posa della fondazione inclinato**.

Per i **muri a gravità** possono essere adottati i seguenti **criteri di predimensionamento**:

- spessore in testa  $b \geq 0,3$  m

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 17 di 117
---	----------------------	----------------

- pendenza scarpa esterna e interna  $\geq 5\%$
- larghezza complessiva fondazione  $B = (0,3-0,4) H$
- spessore fondazione  $h = (1/8-1/6) H$

Per i **muri a sbalzo in c.a.** e per la parete verticale dei muri con contrafforti possono essere adottati i seguenti criteri di predimensionamento:

- spessore in testa  $b \geq 0,3 \text{ m}$
- spessore alla base  $b_0 = S_e + b + S_i = (1/10-1/12) H$
- larghezza complessiva fondazione  $B = (0,4-0,7) H$
- sviluppo mensola fondazione monte  $L = H/3$  (nel caso di muri con contrafforti interni  $L = B - b_0 - H/12$ , nel caso di muri con contrafforti esterni  $L = H/12$ )
- spessore fondazione  $h \geq b_0$

Per altezze di muro non superiore a 3 m si può adottare lo sbalzo della fondazione principalmente a valle, mentre per altezze maggiori è opportuno prolungare la fondazione principalmente verso monte per ottenere il contributo stabilizzante del peso del terreno gravante sulla fondazione.

Altri parametri geometrici da inserire sono:

- spessore magrone sotto la fondazione  $S_m \geq 0$
- profondità piano di posa fondazione a valle<sup>4</sup>  $D \geq 0$  ( $D < H$ )
- inclinazione (°) terrapieno di monte  $i_m$
- inclinazione (°) terreno di valle  $i_v$
- affondamento  $H_a \geq 0$ , ovvero distanza, misurata lungo la verticale, tra la testa del muro e il punto di intersezione del profilo del terreno di monte con il paramento interno del muro (in genere tale distanza è nulla)
- affondamento del pelo libero della falda a monte  $z_{wm}$  e a valle  $z_{wv}$ , quando in DATI GENERALI si è spuntata la casella che ne indica la presenza (valori di  $z_{wm}$  tra zero e  $H - H_a$  comportano, come rappresentato in figura, che la falda produce spinte sul muro; valori maggiori indicano che la falda ha effetto solo sul terreno di fondazione).

L'angolo di inclinazione del piano di campagna di monte  $i_m$  ha valore positivo se antiorario (aumento del volume di terra spingente), mentre l'angolo di inclinazione del piano di campagna di valle ha valore positivo se orario (aumento del volume di terra resistente) (in figura l'angolo  $i_v$  quindi è negativo).

L'effetto dell'inclinazione del terrapieno ( $i_m$  positivo) è quello di incrementare il modulo della spinta attiva in modo significativo, con un conseguente aggravio delle condizioni di carico a sfavore della stabilità.

Nel caso di profili topografici non rettilinei può procedersi approssimando l'andamento della superficie con la linea mediana equivalente.

La lunghezza del muro lungo l'asse Z è necessaria nel caso di calcolo di muri in c.a. su pali/micropali ed è utile per il computo metrico dei materiali necessari per la costruzione del muro.

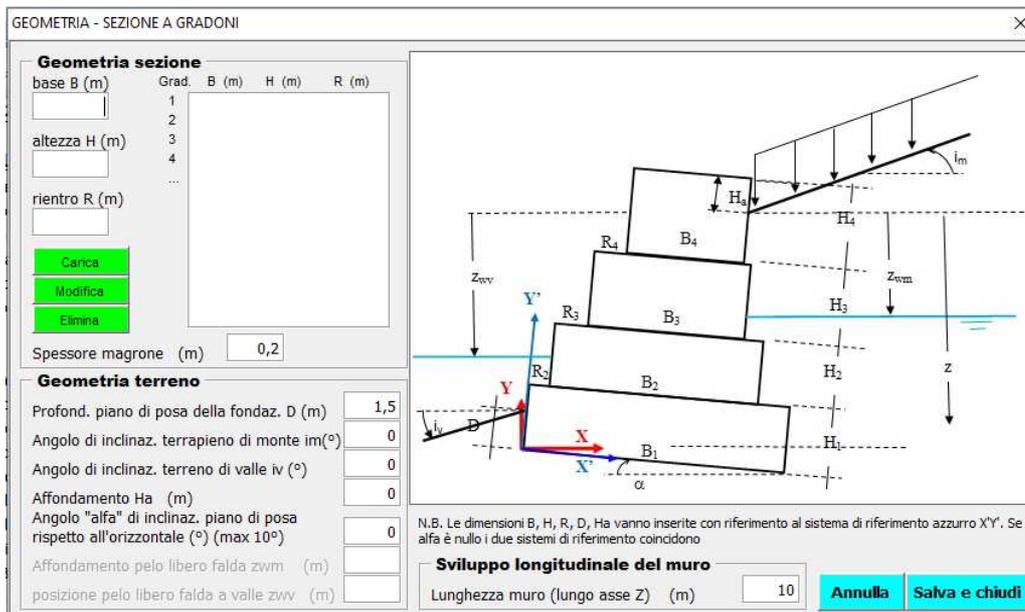
<sup>4</sup> E' opportuno che D sia maggiore di zero (valori suggeriti 0,4-0,5 m).

Nel caso si stia calcolando un muro in c.a. con contrafforti, le dimensioni geometriche da inserire in questo pannello sono quelle relative ai tratti di muro dove non c'è il contrafforte. I dati geometrici che descrivono la sezione del muro in corrispondenza dei contrafforti si inseriscono nel pannello *Contrafforti*.

Qualora i dati geometrici inseriti non rispettano la congruenza geometrica, ad esecuzione del calcolo apparirà un messaggio di avviso che segnala l'errore.

### **Sezione a gradoni**

La sezione a gradoni gestita dal software è rappresentata nella sottostante figura:



Nell'inserire i dati occorre tenere conto che:

- la grandezza B rappresenta la base di ciascun gradone procedendo dal basso verso l'alto (così, se si sta calcolando un muro avente tre gradoni, B<sub>1</sub> rappresenta la base del gradone a contatto con il terreno, B<sub>2</sub> la base del gradone immediatamente sopra e B<sub>3</sub> la base dell'ultimo gradone);
- la grandezza H rappresenta l'altezza di ciascun gradone procedendo dal basso verso l'alto (nell'esempio di sopra, H<sub>1</sub> rappresenta l'altezza del gradone a contatto con il terreno, H<sub>2</sub> l'altezza del gradone immediatamente sopra e H<sub>3</sub> l'altezza dell'ultimo gradone);
- la grandezza R rappresenta il rientro lato valle di ciascun gradone, a partire dal secondo, rispetto al sottostante gradone, sempre procedendo dal basso verso l'alto (nell'esempio di sopra, R<sub>2</sub> rappresenta il rientro lato valle del 2° gradone rispetto al 1° gradone, R<sub>3</sub> rappresenta il rientro lato valle del 3° gradone rispetto al 2° gradone).

Nell'inserire i superiori parametri occorre porre attenzione:

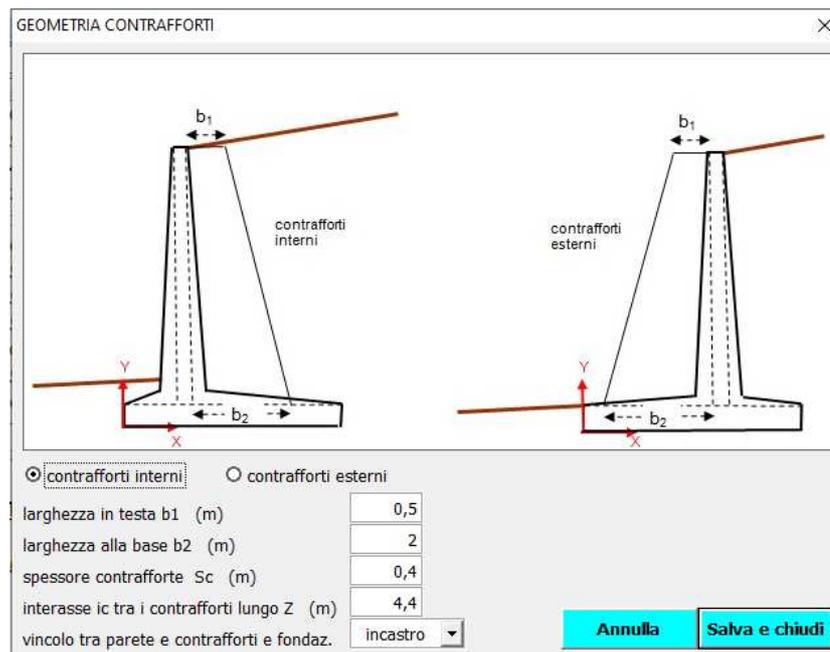
- a indicare valori positivi per le grandezze B, H e R
- a non indicare alcun valore nel campo R per il 1° gradone

Altri parametri geometrici da inserire anche in questo caso sono:

- spessore magrone  $S_m \geq 0$
- profondità piano di posa fondazione a valle  $D \geq 0$  ( $D < H$ )
- inclinazione ( $^\circ$ ) terrapieno di monte  $i_m$
- inclinazione ( $^\circ$ ) terreno di valle  $i_v$
- affondamento  $H_a \geq 0$
- angolo  $\alpha$  di inclinazione del piano di posa del 1° gradone rispetto all'orizzontale (compreso tra  $0^\circ$  e  $10^\circ$ )<sup>5</sup>
- affondamento del pelo libero della falda a monte  $z_{wm}$  e a valle  $z_{wv}$ , quando in DATI GENERALI si è spuntata la casella che ne indica la presenza
- la lunghezza del muro lungo l'asse Z per il computo metrico dei materiali necessari a costruire il muro.

Inseriti i dati geometrici è utile visualizzare la sezione del muro cliccando su **VISUALIZZA > Disegno muro, terreni e azioni**, al fine di stabilire la correttezza dell'input geometrico.

## 6.2 Contrafforti

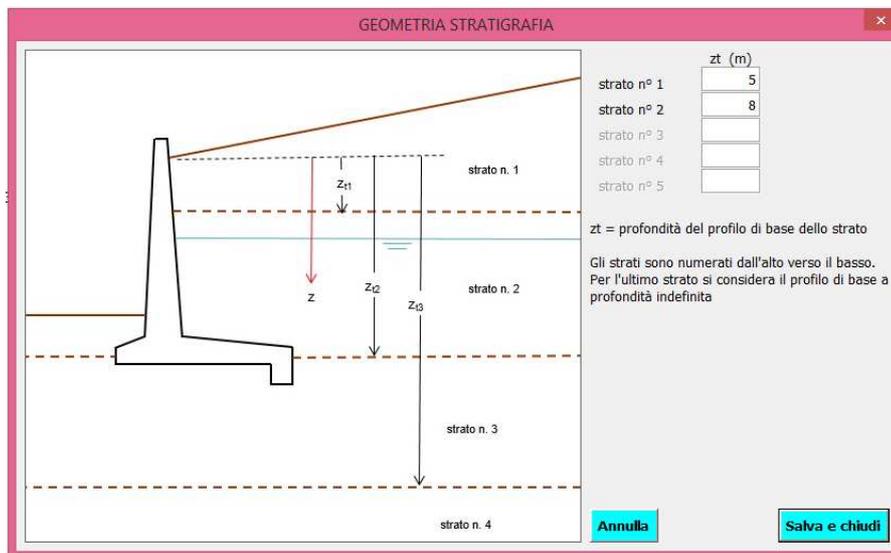


Per il dimensionamento di massima dei contrafforti, che si considerano a tutt'altezza, si possono seguire i seguenti criteri:

- larghezza del contrafforte in testa  $b_1 \geq b$
- larghezza del contrafforte alla base  $L + S_i \geq b_2 \geq b_1$  per contrafforti interni, in modo che il contrafforte non sporga rispetto alla fondazione del muro larga B, e  $b_1 \leq b_2 \leq B - L - S_i - b$  per contrafforti esterni;
- spessore contrafforte = 0,4-0,5 m

<sup>5</sup> Nel caso in cui il piano di posa della fondazione sia inclinato, le dimensioni B, H, R e D vanno inserite con riferimento al sistema di riferimento X' Y' inclinato (vedi figura). Se  $\alpha$  è nullo i due sistemi di riferimento coincidono.

- interasse tra i contrafforti =  $(1/3-2/3) H$  e comunque non superiori a 3,0-4,0 m

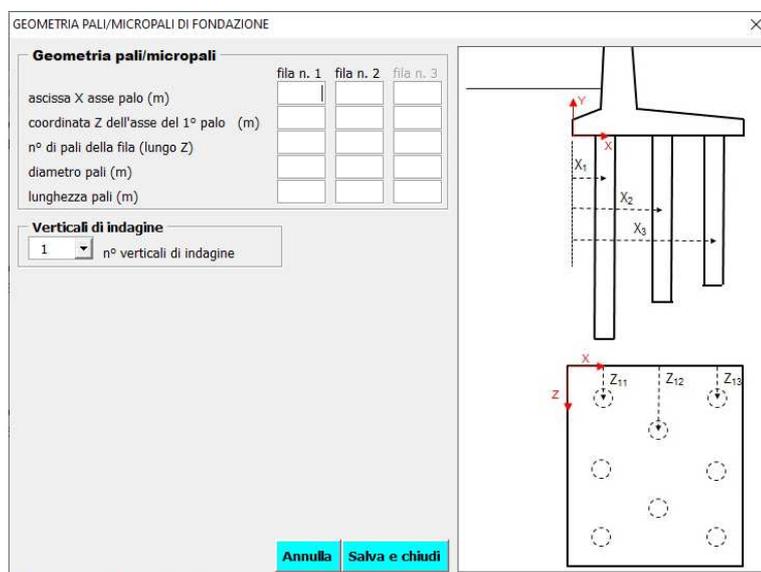


### 6.3 Stratigrafia

Nel caso di terreno stratigrafico è necessario specificare la profondità  $z_t$  del profilo topografico di base del generico strato. Gli strati sono numerati a partire da uno dall'alto verso il basso. Per l'ultimo strato si considera il profilo topografico di base a profondità infinita.

Nel caso in cui la stratigrafia è rappresentata da poligoni, le profondità  $z_t$  da inserire sono quelle in corrispondenza della verticale passante per l'estremo di fondazione di monte del muro.

### 6.4 Pali/micropali di fondazione



Se si è scelta la fondazione su pali in c.a. o su micropali occorre inserire i dati geometrici della palificata. Per ogni fila di pali/micropali occorre indicare l'ascissa  $X_i$  dell'asse del palo, la coordinata Z dell'ascissa del 1° palo della fila (es.  $Z_{11}$ ), il numero dei pali lungo Z, il diametro e la lunghezza dei pali. L'interasse tra i pali viene calcolato dal software

tenendo conto che i pali vengono disposti simmetricamente rispetto alla mediana alla pianta della fondazione parallela all'asse X.

L'utente deve inserire i dati geometrici in modo che i pali non fuoriescono la larghezza B della fondazione e che l'interasse tra loro sia all'incirca 3-4 volte il diametro dei pali.

Infine occorre specificare il numero di verticali di indagine, tra 1 e 20, di cui si dispone della caratterizzazione geotecnica degli strati di fondazione. Si ricorda che le NTC penalizzano il caso di una sola verticale di indagine mediante i fattori di correlazione che abbassano le resistenze caratteristiche di progetto:

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

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

Inseriti i dati geometrici della palificata è utile visualizzare il relativo disegno cliccando su **VISUALIZZA > Disegno muro, terreni e azioni e Disegni pianta, prospetto e sezione**, al fine di stabilire la correttezza dell'input geometrico.

## 6.5 Sezione metallica micropali

ARMATURA METALLICA MICROPALI

forma sezione: IPE

Profilato: IPE 160

base b (cm): 8,2

altezza h o diametro esterno De (cm): 16

spessore anima o tubo t/tw (cm): 0,5

spessore ali laterali s/lf (cm): 0,74

raggio r raccordo anima-ali (cm): 0,9

*dati della sezione metallica micropalo*

Area lorda sezione A (cmq): 20,1

Momento di inerzia elastico Iy (cm4): 869

Modulo di resistenza elastico Wy (cm3): 109

Modulo di resistenza plastico Wpl\_y (cm3): 123,9

Classe della sezione: C 1

Buttons: Annulla, Salva e chiudi

In presenza di micropali di fondazione occorre scegliere la sezione metallica.

La forma dezione può essere: **Tubolare a sez. circolare, a doppio T, IPE, HEA, HEB, HEM**. Per le prime due famiglie l'utente inserisce i parametri geometrici e premendo su "calcola" il software determina i parametri di resistenza della sezione. Per le altre famiglie di sezioni (profili IPE, HEA, HEM e HEB, che si considerano disposti secondo la massima inerzia), si sceglie il profilato e vengono caricati in automatico, dagli archivi presenti nel software, i dati geometrici e statici necessari per le verifiche strutturali dei micropali.

Resta comunque salva la possibilità per l'utente di modificare i dati inseriti o calcolati essendo i campi accessibili.

## 6.6 Tiranti

I tiranti che si realizzano nelle opere di sostegno di notevole altezza, vanno attentamente dimensionati e posizionati in modo da non ricadere all'interno della

massa di terreno in possibile movimento (cuneo di spinta attivo e passivo, cerchi di rottura nella verifica di stabilità globale).

L'ancoraggio del tirante, quindi, deve essere sufficientemente lontano affinché il prisma di spinta attiva non interferisca con quello di resistenza passiva dovuto all'ancoraggio e affinché la loro fondazione cada oltre i cerchi di scivolamento della verifica di stabilità globale. Ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta  $L_{min,s}$  la lunghezza libera minima dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera minima in condizioni sismiche  $L_{min,e}$  può essere ottenuta mediante la relazione prevista dalla NTC:

$$L_{min,e} = L_{min,s} \cdot \left( 1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito allo SLV (ad esempio per  $a_{max}=1,6 \text{ m/s}^2$  si ottiene  $L_{min,e}=1,24 L_{min,s}$ ).

GEOMETRIA TIRANTI DI ANCORAGGIO

	1° ordine	2° ordine	3° ordine	4° ordine	5° ordine
posizione punto di ancoraggio $Y_a$ (m)	9	7,5	6		
angolo di inclin. alfa sull'orizz. (°)	10	13	20		
lunghezza libera tirante (m)	12	11	15		
lunghezza bulbo fondazione (m)	6	8	7		
diametro perforazione (m)	0,2	0,2	0,2		
diametro equivalente armatura (mm)	18,81	27,63	23,04		
area sezione trasversale acciaio (cmq)	2,78	5,56	4,17		
interasse fra gli ancoraggi $i_a$ (m)	2	2,5	3		

La lunghezza libera minima del tirante in condizioni statiche  $L_{min,s}$  è data dalla seguente formula ricavabile con considerazioni geometriche (la fondazione del tirante deve cadere a destra del cuneo di spinta attivo inclinato di  $45^\circ - \varphi' / 2$  sulla verticale):

$$L_{min,s} = \frac{L_1 + Y_a \cdot \tan(\vartheta)}{\cos(\alpha) + \sin(\alpha) \cdot \tan(\vartheta)}$$

dove  $\vartheta=45^\circ-\varphi'/2$  è l'inclinazione del cuneo di spinta attivo rispetto la verticale,  $L_1$  è la distanza, misurata lungo X, tra il punto di ancoraggio e il diaframma ideale verticale

passante per l'estremo destro della mensola di fondazione di monte,  $Y_a$  è la posizione del punto di ancoraggio,  $\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno e  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del tirante sull'orizzontale.

Qualora l'utente inserisca un valore della lunghezza libera inferiore al minimo dato dalla precedente formula, il software in fase di calcolo avvisa l'utente e lo invita a modificare il dato.

I tiranti hanno un effetto stabilizzante sul muro. La loro inclinazione rispetto al piano orizzontale determina l'insorgenza di una componente verticale ed una orizzontale, entrambe ad effetto stabilizzante.

L'angolo di inclinazione  $\alpha$  del tirante rispetto all'orizzontale è positivo se, come in figura, l'orizzontale deve ruotare in senso orario per sovrapporsi alla direzione del tirante. L'interasse  $i_a$  tra gli ancoraggi è quello lungo la direzione Z.

In terreni sciolti in genere la lunghezza del bulbo di fondazione è determinata dalla verifica allo sfilamento bulbo-terreno circostante, mentre nei tiranti ancorati in roccia (in cui si esplica una forte aderenza bulbo-roccia), la lunghezza della fondazione è determinata dalla verifica di aderenza malta –armatura.

Il diametro equivalente dell'armatura, nota la sezione dell'acciaio (es. se l'armatura è costituita da  $n_{tr}$  trefoli di acciaio, ognuno di area  $A_{1tr}$ , la sezione di acciaio è

$A = n_{tr} \cdot A_{1tr}$ ), si calcola con l'espressione  $D_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$  (sezione circolare piena di area

A). Qualora l'armatura del tirante sia una barra a sezione piena (es. barra Dywidag) il diametro equivalente è quello della barra.

Prestare attenzione alle unità di misura (il diametro equivalente deve essere inserito in mm, l'area della sezione acciaio in  $cm^2$ ).

## 6.7 Cordoli tiranti

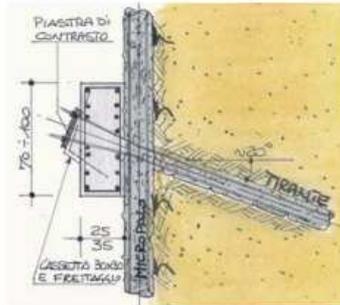
GEOMETRIA CORDOLI TIRANTI (TRAVI DI CONTRASTO)					
	1° ordine	2° ordine	3° ordine	4° ordine	5° ordine
base orizz.le b (m)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
altezza vertic. h (m)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
forma sezione	<input type="text" value="IPE"/>	<input type="text" value="IPE"/>	<input type="text" value="IPE"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Profilato	<input type="text" value="IPE 240"/>	<input type="text" value="IPE 220"/>	<input type="text" value="IPE 200"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
n° elementi	<input type="text" value="2"/>	<input type="text" value="2"/>	<input type="text" value="2"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
					<input type="button" value="Annulla"/> <input type="button" value="Salva e chiudi"/>

Quando si prevedono in progetto le travi di contrasto in corrispondenza dei tiranti, occorre indicarne le dimensioni

lungo X (base b) e lungo Y (altezza h), per i cordoli in c.a., la forma della sezione, il profilato e il numero di elementi (1 o 2), per i cordoli in acciaio.

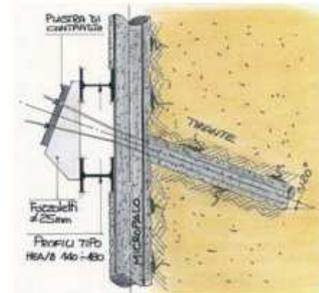
**Travi di ripartizione in c.a.:**

generalmente lo spessore minimo è di 25÷35cm, per un'altezza di 70÷100cm. Le dimensioni dipendono dalla tirantatura impiegata.



**Trave di ripartizione con profili HE:**

le armature dei micropali devono essere adeguatamente spessorate contro le travi di ripartizione. L'inclinazione dei tiranti non deve superare i 20°.



## 7. Menù MATERIALI

### 7.1 Terreni

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI (STRATIGRAFIA)

**Parametri geotecnici terreni (valori caratteristici)**

Descrizione strato	N° str.	descriz	g	g sat	f	c'	cu	delta	OCR	breve term.
	1	terrapieno	20	22	30	0	0	20	1	Drenate
	2	argilla	20	20	25	10	100	16,67	1	Non drenate

Peso dell'unità di volume g ( kN/mc)   
 Peso dell'unità di volume saturo gsat ( kN/mc)   
 Angolo di resistenza al taglio drenato f' (°)   
 Coesione drenata c' ( kN/mq)   
 Coesione non drenata cu ( kN/mq)   
 Angolo di attrito muro-terreno (°)   
 Grado di sovraconsolidazione OCR (NC=1)   
 Condizione a breve termine

In questo pannello si inseriscono i dati di caratterizzazione geotecnica (pesi dell'unità di volume, angolo di resistenza al taglio, coesione drenata e non drenata, angolo di attrito muro-terreni, ecc.) per ogni strato di terreno presente.

Si ricorda che la coesione drenata  $c'$  del terreno spingente riduce le spinte che agiscono sul muro, fino anche ad azzerarle in presenza di terrapieni non alti; è quindi consigliabile, con ciò andando a favore di sicurezza, assumere pari a zero la coesione del/i terreno/i spingente/i. Di contro, quando il terreno spingente ha una coesione drenata non nulla, assumerla pari a zero può essere molto cautelativo e comporta una riduzione del coefficiente di sicurezza nella verifica di stabilità globale.

L'angolo di attrito muro-terreno  $\delta$  è opportuno che non superi i 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio drenato  $\phi'$  del terreno. Tanto più prossimo a zero si assume tale angolo, tanto più si va a favore di sicurezza. La presenza di attrito tra terreno e muro determina, a parità di altre condizioni, una variazione di spinta attiva in modulo poco significativa, mentre comporta un'inclinazione verso l'alto della spinta attiva di un angolo pari all'angolo di attrito, per cui la componente instabilizzante della spinta di fatto si riduce e la componente stabilizzante della spinta aumenta. L'effetto complessivo dell'attrito tra terreno e muro è quindi benefico.

L'angolo di attrito muro-terreno può anche assumere valori negativi (*attrito negativo*) quando il terreno di fondazione è molto comprimibile tale da cedere di più del terrapieno a tergo del muro (e come se il terreno si muovesse verso l'alto). La presenza di attrito negativo peggiora le condizioni di stabilità rispetto al caso di paramento liscio o di attrito positivo in quanto produce un incremento della spinta attiva che si genera sul muro e l'inclinazione della spinta è verso l'alto (la componente verticale non è più stabilizzante ma instabilizzante).

Come noto, il grado di sovraconsolidazione OCR per i terreni normal consolidati vale 1, mentre nei terreni sovra-consolidati assume valore maggiore di 1. Esso serve a calcolare il *coefficiente di spinta a riposo*  $K_0$  (compreso tra 0,4 e 2,5) di ogni strato con la seguente formula di Jaky

$$K_0 = \sqrt{OCR} \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot (1 + \sin i_m)$$

dove " $i_m$ " è la pendenza del terrapieno di monte.

Il campo "Condizione a breve termine" è attivo solo se in Dati Generali si è scelto "Condizioni non drenate". Nel caso di calcolo in condizioni non drenate, il campo permette di specificare se lo strato di terreno in oggetto a breve termine è in condizioni drenate (terreno a grana grossa) o in condizioni non drenate (terreno a grana fina). Ciò consente di modellare situazioni di coesistenza di terreni in condizioni non drenate e in condizioni drenate (ad. esempio terreno spingente a grana grossa che poggia su terreno di fondazione argilloso saturo).

## 7.2 Muro e contatti opera-terreno

Permette di impostare, tra gli altri, i pesi dell'unità di volume del muro e del magrone.

Quando si calcola muro con sezione classica con sviluppo di fondazione a monte ( $L \neq 0$ ) sono attivi i campi:

- peso dell'unità di volume del terreno di riporto (sopra la fondazione di monte);
- angolo di attrito diaframma verticale<sup>6</sup> (linea immaginaria verticale passante per l'estremo di

fondazione di monte; su tale verticale si calcolano le spinte per le verifiche geotecniche per i muri con sezione classica con  $L \neq 0$ ).

L'angolo di attrito muro-magrone (o muro-terreno) e magrone-terreno si può assumere, in assenza di più precise determinazioni, compreso tra 2/3 e 1 dell'angolo

<sup>6</sup> Tale angolo è un'aliquota dell'angolo  $\varphi'$  di resistenza al taglio del terreno spingente; in genere può assumersi un valore compreso tra 0 e 2/3  $\varphi'$  (tanto più prossimo a zero si assume tale angolo, tanto più si va a favore di sicurezza).

di resistenza al taglio  $\phi'$  del terreno di fondazione. Altri valori di prima approssimazione che possono essere assunti sono:

- muratura su terreno sabbioso: 31°;
- muratura su terreni ordinari compatti asciutti: 27°.

L'adesione al contatto muro-magrone (o muro-terreno) e magrone-terreno contribuisce, quando presente, ad aumentare la resistenza allo scorrimento sui relativi piani. In genere l'adesione si assume nulla a favore di sicurezza.

Quando non è presente lo strato di magrone ( $S_m = 0$  in GEOMETRIA) non sono attivi i campi:

- peso specifico del magrone;
- angolo di attrito e adesione magrone-terreno di fondazione.

### 7.3 Pali-terreni

In presenza di pali/micropali di fondazione occorre inserire, per ogni verticale di

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE TERRENI E PROPRIETA' AL CONTATTO PALI-TERRENI ×

**Verticale di indagine n.**  Descrizione

<u>stratigrafia terreni</u>	strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5	strato 6
Peso dell'unità di volume g ( kN/mc)	<input style="width: 40px;" type="text"/>					
Peso dell'unità di volume saturo gsat ( kN/mc)	<input style="width: 40px;" type="text"/>					
Angolo di resistenza al taglio drenato $\phi'$ (°)	<input style="width: 40px;" type="text"/>					
Coesione drenata $c'$ ( kN/mq)	<input style="width: 40px;" type="text"/>					
Coesione non drenata $c_u$ ( kN/mq)	<input style="width: 40px;" type="text"/>					
<u>proprietà al contatto palo-terreni</u>						
Adesione ( kN/mq) valore consigl. =	<input style="width: 40px;" type="text"/>					
coefficiente $\mu$ di attrito fra palo e terreno <span style="background-color: #90EE90; padding: 2px;">valori consigl.</span>	<input style="width: 40px;" type="text"/>					
coefficiente empirico k	<input style="width: 40px;" type="text"/>					

Chiudi
Salva

indagine e per ogni strato, le proprietà fisico-meccaniche dei terreni e le proprietà al contatto palo-terreni. Il bottone *valori consigliati* permette di visualizzare un pannello

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg} (3\phi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\phi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\phi$

(v. accanto) in cui sono riportati, in funzione del tipo di palo, dello stato di addensamento del terreno e dell'angolo di resistenza al taglio, i valori consigliati in

letteratura per il coefficiente  $\mu$  di attrito fra palo e terreno e per il coefficiente empirico k necessari per il calcolo della resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno con il criterio di Coulomb:

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

dove “a” è un termine di tipo coesivo (*adesione*). Per calcolo in condizione drenate si

Tipo di palo	Valori di $c_u$ (kPa)	Valori di $\alpha$
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

può assumere  $a=0$  e  $\sigma'_h = \sigma'_h = k \cdot \sigma'_{vz}$  dove  $\sigma'_{vz}$  è la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità  $z$  e  $k$  è il coefficiente empirico, di cui sopra, che tiene conto del fatto

che la tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Per calcolo in condizioni non drenate si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota  $\alpha$  della coesione non drenata e che  $\mu$  sia nullo; in questo caso, dovendo fare pure il calcolo a lungo termine in condizioni denate, occorre comunque inserire i parametri  $\mu$  e  $k$  che verranno presi in considerazione nelle verifiche a lungo termine.

## 7.4 Tiranti-terreni

Il pannello, attivo in presenza di tiranti, permette di inserire i dati dei terreni per la determinazione della resistenza caratteristica allo sfilamento degli ancoraggi.

Come da normativa vigente sono possibili due metodologie. La prima, preferibile, è quella di effettuare prove di progetto su ancoraggi di prova, misurando direttamente in sito tali resistenze. La seconda metodologia è quella di applicare metodi di calcolo analitici, come ad esempio quello di *Bustamante e Doix (1985)*, implementato nel software.

Sia per il primo che per il secondo metodo occorre inserire i dati per ogni **profilo di indagine**. Infatti, con le NTC sono previsti dei coefficienti di correlazione che

PARAMETRI E RESISTENZE DEI TERRENI PER VERIFICHE TIRANTI

**Valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio Rak**

con risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova

Resistenza allo sfilamento misurata  $R_{a,mis}$  (kN)   $R_{a,mis}$

Coefficienti di correlazione   $\xi_1$    $\xi_2$

con metodi di calcolo analitici

parametro alfa di espansione del diametro del foro di perforazione a seguito dell'iniezione

Resistenza unitaria  $q_s$  (tensione tangenziale) ad attrito laterale all'interfaccia bulbo-terreno (kN/mq)   $q_s$

Coefficienti di correlazione   $\xi_3$    $\xi_4$

N.B. Inserire i dati per tutti i profili di indagine disponibili

premiano la numerosità dei profili di indagine effettuati, penalizzando il calcolo quando si hanno dati relativi ad un solo profilo di indagine. Una volta inseriti i valori di  $R_{a,mis}$  o  $q_s$  per ogni profilo di indagine a disposizione, detti coefficienti (che riducono la resistenza di progetto allo sfilamento essendo posti a

denominatore delle resistenze caratteristiche) possono essere calcolati premedo sui bottoni **C**, fatto salvo l'inserimento manuale da parte dell'utente.

I parametri  $\alpha$  (compreso tra 1,1 e 2,0) e  $q_s$  (tensioni tangenziali) possono essere ricavati dalle seguenti tabelle e grafici (1 kN/m<sup>2</sup>=1 kPa, 1 MPa=1000 kPa) forniti da *Bustamante e Doix*, in funzione della resistenza del terreno espressa dal valore della pressione limite della prova pressiometrica o dalla resistenza alla penetrazione ricavata con prove SPT:

Terreno	Valori del coefficiente $\alpha_d$		Quantità minima di miscela consigliata $V_s$	Rapporto A/C
	IRS ( $p_i \geq p_i$ )	IGU ( $p_i < p_i$ )		
Ghiaia	1,8	1,3 + 1,4	1,5 $V_s$	1,7 + 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 + 1,8	1,2 + 1,4	1,5 $V_s$	
Sabbia ghiaiosa	1,5 + 1,6	1,2 + 1,3	1,5 $V_s$	
Sabbia grossa	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 $V_s$	
Sabbia media	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 $V_s$	
Sabbia fine	1,4 + 1,5	1,1 + 1,2	1,5 $V_s$	
Sabbia limosa	1,4 + 1,5	1,5 + 2,0	IRS: (1,5 + 2) $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$	
Limo	1,4 + 1,6	1,1 + 1,2	IRS: 2 $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$	1,7 + 2,4
Argilla	1,8 + 2,0	1,2	IRS: (2,5 + 3) $V_s$ ; IGU: (1,5 + 2) $V_s$	
Marna	1,8	1,1 + 1,2	(1,5 + 2) $V_s$ per strati compatti	1,7 + 2,4
Calcarei marnosi	1,8	1,1 + 1,2	(2 + 6) $V_s$ o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 + 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2+6) $V_s$ o più per strati poco fratturati 2 $V_s$ o più per strati fratturati	1,7 + 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione $p_i$ : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard $p$ : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ $L_f$ : lunghezza della fondazione $D_s$ : diametro reale della fondazione	
<i>Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)</i>				

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

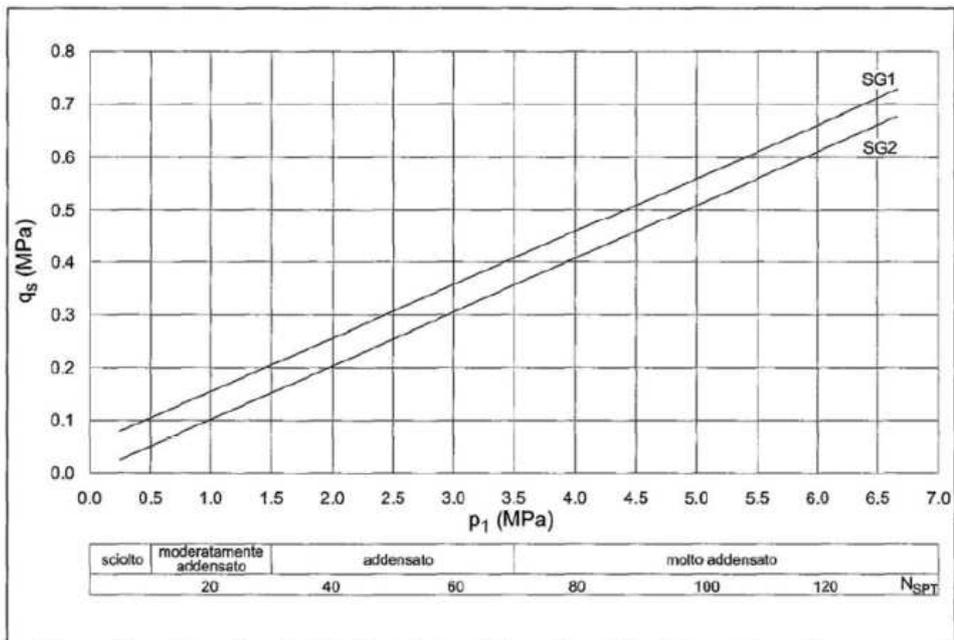


Figura 3-3: Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012).

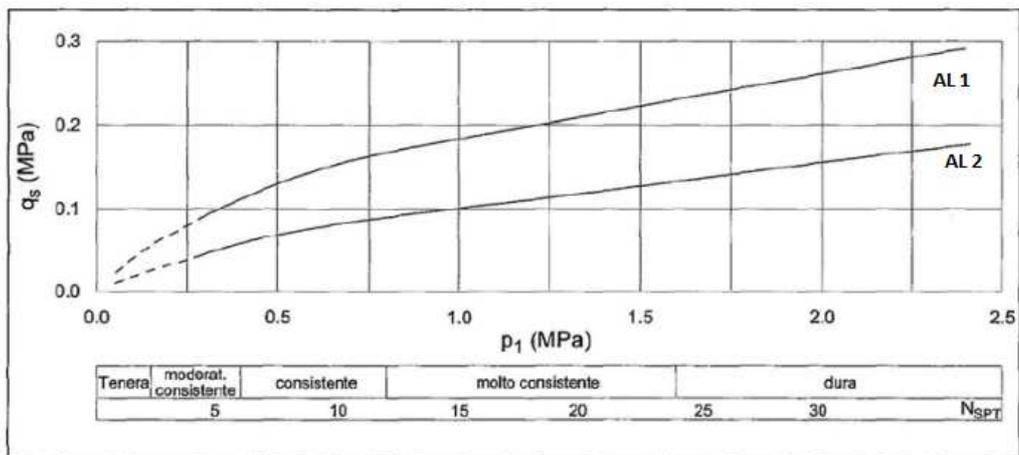
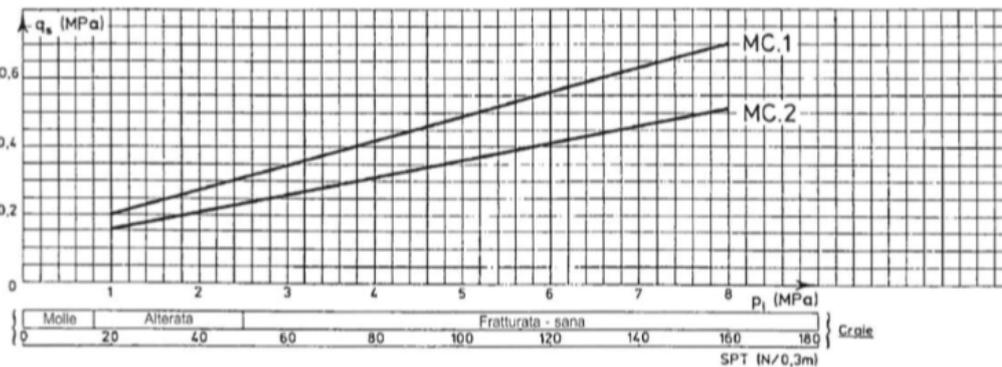
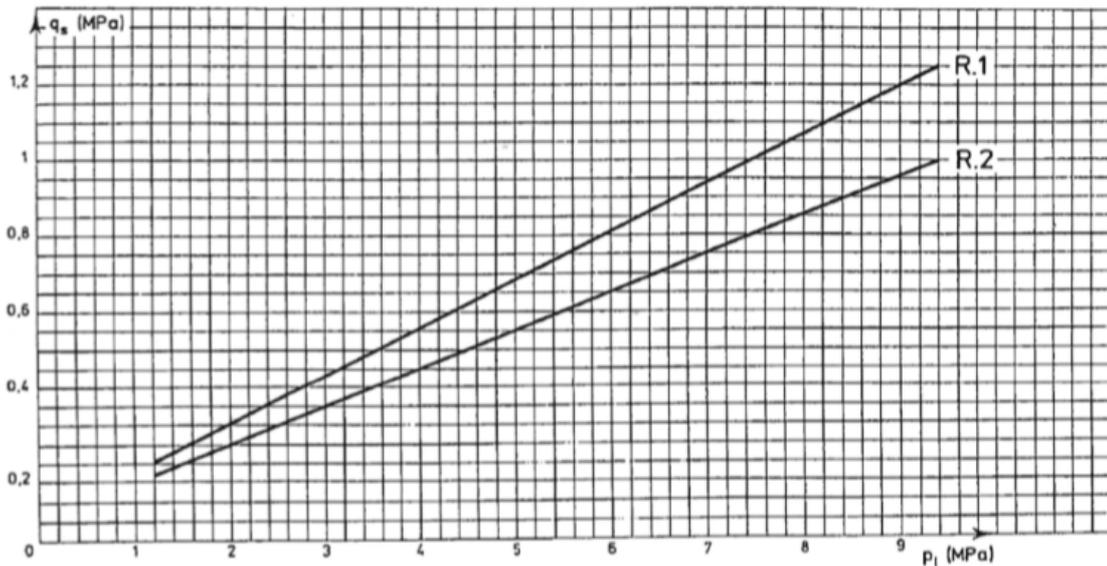


Figura 3-4: Resistenza unitaria limite per terreni a grana fine (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012).





## 7.5 Coefficienti di Winkler

In presenza di pali/micropali di fondazione occorre inserire, per ogni strato, il coefficiente di reazione orizzontale  $K_s$  o  $K_h$  di Winkler. Nelle pratiche applicazioni si fa riferimento, per singolo strato, ai seguenti due casi:

- 1)  $k_h$  costante con la profondità (terreni argillosi sovra-consolidati);
- 2)  $k_h$  linearmente crescente con la profondità (terreni incoerenti e terreni argillosi normalmente consolidati).

COEFFICIENTI DI REAZIONE DEI TERRENI O DI WINKLER

Coefficienti di reazione orizzontale dei terreni

formula binomia  $K_s = A_s + B_s \cdot z^n$   $z$  = sistema di riferimento locale terreni

	$A_s$ ( kN/cm <sup>2</sup> )	$B_s$ ( kN/cm <sup>2</sup> )	$n$
Strato 1	0,00603	0,01472	0,5
Strato 2	0,01099	0,00853	0,5
Strato 3			
Strato 4			
Strato 5			
Strato 6			

**Calcolo con formula di Bowles (1982)**

Coefficiente di reazione verticale terreno di fondazione ( kN/cm<sup>2</sup> )

Il software utilizza la formula binomia per il calcolo del coefficiente di reazione orizzontale

$$k_h = A_s + B_s \cdot z^n$$

dove:

$A_s$  = costante (con la profondità)

$B_s$  = coefficiente che tiene conto della variazione di profondità

$z$  = profondità (sistema di riferimento locale per i terreni)

$n$  = valore dell'esponente variabile generalmente tra 0,5 e 1<sup>7</sup>

<sup>7</sup> È da preferire il valore 0,5 in quanto è risaputo che il valore di  $k_s$  è in qualche modo correlato al modulo elastico  $E$  dei terreni, che a sua volta, in accordo con Lambe e Withmann (1979), cresce secondo una legge legata alla profondità  $z$  in cui compare l'esponente 0,5.

Nel caso di  $K_h$  costante con la profondità basta assumere  $A_s=K_h$  e porre  $B_s=0$ . Nel caso di  $K_h$  linearmente crescente con la profondità si assume  $n=1$  e si impostano i valori di  $A_s$  e  $B_s$ .

Nel caso di  $K_h$  costante con la profondità esso si può determinare con la seguente espressione:

$$k_h = k_1 \cdot \frac{b}{1,5 \cdot D}$$

dove  $k_1$  è dato dalla seguente tabella,  $D$  è il diametro del palo (in cm) e  $b=30$  cm è il diametro della piastra standard con la quale si effettuano le prove di carico che danno luogo ai valori di  $k_1$  indicati in tabella:

*Valori tipici di  $k_1$  (kN/cm<sup>3</sup>) per terreni coesivi*

Consistenza compatta ( $c_u=50 \div 100$ kPa)	Consistenza molto compatta ( $c_u=100 \div 200$ kPa)	Consistenza dura ( $c_u > 200$ kPa)
campo 18÷35 valore consigliato 25	35÷70 50	>70 100

Broms (1964) ha suggerito di correlare il valore di  $k_h$  alla coesione non drenata secondo l'espressione  $k_h = (170 \div 800) \cdot \frac{c_u}{D}$ . Davisson (1970), più cautelativamente,

ha suggerito  $k_h = 67 \cdot \frac{c_u}{D}$

Nel caso di  $K_h$  linearmente crescente con la profondità il coefficiente  $B_s$  può essere ricavato con  $n_h/D$  in cui  $n_h$  assume, per terreni incoerenti e terreni coesivi, i seguenti valori orientativi:

*Valori orientativi di  $n_h$  (kN/cm<sup>3</sup>) per terreni incoerenti*

	Addensamento sciolto	Addensamento medio	Addensamento denso
Sabbie non immerse in falde	2,5	7,5	20
Sabbie immerse in falde	1,5	5	12

*Valori orientativi di  $n_h$  (kN/cm<sup>3</sup>) per terreni coesivi*

Tipo di terreno	$n_h$	Fonte
Argilla normalmente consolidata	0,2÷3,5 0,3÷0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica normalmente consolidata	0,1 0,1÷0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03÷0,1	Davisson, 1970 Wilson Hilts, 1967
Loess	8÷10	Bowles, 1968

Il bottone “*Calcolo con formula di Bowles (1982)*” consente di calcolare i parametri della formula binomia mediante il metodo suggerito di Bowles (1982) basato sulla capacità portante dei terreni. Il metodo si basa sull'ipotesi che la portanza ultima del terreno si verifichi in corrispondenza di uno spostamento di un pollice (2,54 cm) e quindi

$$k_s = \frac{q_{ult}}{1''} = \frac{q_{ult}}{0,0254m} \cong 40 \cdot q_{ult}$$

Il modulo di reazione può quindi essere ottenuto moltiplicando la portanza ultima del generico strato per 40:

$$k_s = 40 \cdot (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

Considerando i parametri geotecnici ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $\gamma$ ) di ogni strato,  $B=1$  m e  $q=\sigma_v=\gamma z$ , si ottiene una espressione del tipo  $k_s = A_s + B_s \cdot z$  per cui si ricavano i coefficienti  $A_s$ ,  $B_s$  e  $n=1$ . Infatti risulta:

$$k_s = 40 \cdot (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c) + 40 \cdot \gamma \cdot N_q \cdot z^1$$

Il software adotta le seguenti espressioni per il calcolo dei fattori del carico limite:

$$N_q = k_p \cdot e^{\pi \cdot tg \varphi} \quad (\text{Prandtl 1921}) \quad N_c = \frac{N_q - 1}{tg \varphi} \quad (\text{Prandtl 1921}) \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \varphi$$

(Hansen 1970)

con  $k_p = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$  coefficiente di spinta passiva.

Per  $\varphi=0$  (condizioni non drenate) si assume  $N_c=2+\pi=5,14$  mentre dalle formule appena viste si ottiene  $N_q=1$  e  $N_\gamma=0$ .

È opportuno sottolineare che le caratteristiche di sollecitazione e le pressioni orizzontali indotte nel terreno di fondazione non sono molto sensibili al valore del coefficiente di sottofondo  $K_s$  perché la rigidità dei pali è solitamente almeno 10 o più volte la rigidità del terreno. Al contrario, gli spostamenti risultano abbastanza influenzati da  $K_s$ . Infatti l'andamento degli spostamenti varia pressoché linearmente con  $K_s$ , cosicché una corretta scelta di esso è determinante per una valutazione realistica degli spostamenti.

Infine occorre inserire il coefficiente di reazione verticale  $K_v$  del terreno su cui poggia la fondazione, che serve per il calcolo dei cedimenti della fondazione superficiale nelle combinazioni di carico allo stato limite di esercizio.

## 7.6 Verifiche strutturali muro e pali

Permette di impostare i dati del materiale costituente il muro di sostegno (a gravità o in cemento armato) per le verifiche strutturali.

Per i **muri in C.A.**, anche su pali, è necessario specificare la resistenza caratteristica del calcestruzzo  $R_{ck}$  e il tipo di acciaio<sup>8</sup>, nonché i coefficienti parziali di sicurezza del calcestruzzo e dell'acciaio.

<sup>8</sup> Tipi di acciaio previsti per il calcolo in base al DM1988+DM1996: **Fe B 22 k**, **Fe B 32 k**, **Fe B 38 k**, **Fe B 44 k**. Tipo di acciaio previsto per il calcolo in base alle NTC: **B450C**.

DATI MATERIALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI MURI IN C.A. (compresi i pali di fondazione, se presenti)

resistenza caratt. cubica del cls  $R_{ck}$  ( kg/cmq) e classe di resistenza  
 **C20/25**

tipo di acciaio

**calcola parametri** **cancella dati**

<input type="text" value="306582"/>	modulo elastico longit. cls $E_c$ ( kg/cmq)
<input type="text" value="2100000"/>	modulo elastico longit. acciaio $E_s$ ( kg/cmq)

**VERIFICHE SEZIONI AGLI S.L.U.**

Diagramma di progetto tensione deformazione del calcestruzzo

parabola-rettangolo (preferibile)  
 triangolo-rettangolo  
 rettangolo o stress block

<input type="text" value="0,2"/>	deformazione $ec_2$ (%)	<input type="text" value="0,07"/>	deformazione $ec_4$ (%)
<input type="text" value="0,175"/>	deformazione $ec_3$ (%)	<input type="text" value="0,35"/>	deformazione di rottura (%)

<input type="text" value="1,5"/>	coeff. parziale di sicurezza calcestruzzo
<input type="text" value="289,05"/>	resist. media a compress. cilindrica $f_{cm}$ ( kg/cmq)
<input type="text" value="207,5"/>	resist. caratt. a compress. cilindrica $f_{ck}$ ( kg/cmq)
<input type="text" value="117,58"/>	resist. di progetto a compressione $f_{cd}$ ( kg/cmq)
<input type="text" value="22,8"/>	resist. media a trazione $f_{ctm}$ ( kg/cmq)
<input type="text" value="15,96"/>	resist. caratteristica a trazione $f_{ctk}$ ( kg/cmq)
<input type="text" value="10,64"/>	resist. di progetto a trazione $f_{ctd}$ ( kg/cmq)

Diagramma di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

elastico-perfettamente plastico  deformazione a rottura (%)  
 bilineare con incrudimento  rapporto di sovraresistenza  $k (>1)$

<input type="text" value="1,15"/>	coeff. parziale di sicurezza acciaio
<input type="text" value="4500"/>	tensione caratt. di snervam. acciaio $f_{yk}$ ( kg/cmq)
<input type="text" value="3913,04"/>	resistenza di progetto acciaio $f_{yd}$ ( kg/cmq)

**VERIFICHE SEZIONI ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

<input type="text"/>	tens. ammiss. di compressione nel cls ( kg/cmq)
<input type="text"/>	tens. tang. ammiss. nel cls $tc_0$ ( kg/cmq)
<input type="text"/>	tens. tang. ammiss. nel cls $tc_1$ ( kg/cmq)
<input type="text"/>	tens. ammiss. acciaio ( kg/cmq)

**Annulla** **Salva e chiudi**

Il bottone **Calcola parametri** consente di determinare i parametri relativi al cls e all'acciaio in funzione della classe del calcestruzzo ( $R_{ck}$ ), del tipo di acciaio e della normativa di riferimento prescelti. Resta comunque salva la possibilità per l'utente di modificare i dati calcolati in automatico.

Si osservi che se siamo in presenza di pali di fondazione e utilizziamo la normativa alle tensioni ammissibili, occorre calcolare il momento di plasticizzazione (o ultimo) del palo, necessario nella verifica a carico limite sotto le azioni orizzontali (teoria di Brums), e per fare ciò occorre indicare i dati che stanno a destra del pannello (calcolo agli stati limite ultimi).

Per i **muri a gravità in cls** i parametri di resistenza possono essere calcolati automaticamente dal software in funzione della resistenza cubica del calcestruzzo  $R_{ck}$ .

Per i **muri a gravità in muratura** (materiale non resistente a trazione) occorre precisare:

- se si procede con le NTC (verifiche agli SLU): la resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  e la resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vk0}$  della muratura, nonché il valore del coefficiente parziale di sicurezza sulle resistenze (in Appendice 2 sono riportate utili indicazioni al riguardo, riprese dalla normativa vigente);
- se si procede con il metodo alle tensioni ammissibili: i valori delle tensioni normale e tangenziale ammissibili della muratura (può farsi riferimento alla stessa Appendice 2, ricavando le tensioni ammissibili come aliquote delle resistenze caratteristiche applicando un adeguato coefficiente di sicurezza).

DATI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI DI MURI A GRAVITA' IN CLS O IN MURATURA

**Muro a gravità in calcestruzzo**

resistenza caratt. cubica del cls Rck ( kg/cm<sup>2</sup>) e classe di resistenza  
 **C20/25**

**calcola parametri** **cancella dati**

VERIFICHE SEZIONI ALLE TENSIONI AMMISSIBILI		VERIFICHE SEZIONI AGLI S.L.U.	
<input type="text"/>	tens. ammiss. di compressione nel cls ( kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="1,5"/>	coeff. parziale di sicurezza calcestruzzo
<input type="text"/>	tens. media ammiss. nel cls ( kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="289,05"/>	resist. media a compress. cilindrica fcm ( kg/cm <sup>2</sup> )
<input type="text"/>	tens. tangenz. ammiss. nel cls ( kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="207,5"/>	resist. caratt. a compress. cilindrica fck ( kg/cm <sup>2</sup> )
		<input type="text" value="117,58"/>	resist. di progetto a compressione fcd ( kg/cm <sup>2</sup> )
		<input type="text" value="22,8"/>	resist. media a trazione fctm ( kg/cm <sup>2</sup> )
		<input type="text" value="15,96"/>	resist. caratteristica a trazione fctk ( kg/cm <sup>2</sup> )
		<input type="text" value="10,64"/>	resist. di progetto a trazione fctd ( kg/cm <sup>2</sup> )

**Muro a gravità in muratura**

Muro in pietrame sistemato in gabbioni  Peso rete metallica per unità di volume del gabbione ( kg/mc)

Resistenza caratteristica a compressione fk della muratura ( kg/cm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali fv0 della muratura ( kg/cm<sup>2</sup>)

Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura (valore tra 2 e 3)

**Annulla** **Salva e chiudi**

Per **muri a gravità in pietrame sistemato in gabbioni** con verifiche alle tensioni ammissibili (DM 11/03/1988), i valori delle tensioni ammissibili a presso-flessione e a taglio possono essere determinati dal software, spuntando la voce "Muro in pietrame sistemato in gabbioni", con formule sperimentali in funzione:

- del peso della rete metallica per unità di volume del gabbione;
- del peso per unità di volume del muro.

## 7.7 Verifiche strutturali micropali

In caso muro con fondazione su micropali è necessario specificare il tipo di acciaio da carpenteria (**S 235, S 275, S 355, S 420, S 460, generico**) e la classe del cls, nonché i coefficienti parziali di sicurezza dell'acciaio.

Il bottone **calcola parametri** consente di determinare i parametri relativi al cls e all'acciaio in funzione della classe del calcestruzzo (R<sub>ck</sub>), del tipo di acciaio e della normativa di riferimento prescelti. Resta comunque salva la possibilità per l'utente di modificare i dati calcolati dal software.

DATI MATERIALI STRUTTURALI DEI MICROPALI

tipo di acciaio  resistenza caratt. cubica del cls Rck ( kg/cm<sup>2</sup>)  **C20/25**

**calcola parametri** **cancella dati**

<input type="text" value="2100000"/>	modulo elastico longitudinale acciaio Es ( kg/cm <sup>2</sup> )	<u>Verifiche alle Tensioni Ammissibili</u>	
<input type="text" value="306582"/>	modulo elastico longitudinale cls Ec ( kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text"/>	tensione ammissibile acciaio ( kg/cm <sup>2</sup> )
<input type="text" value="7850"/>	peso specifico dell'acciaio ( kg/mc)	<u>Verifiche agli S.L.U. - coeff. parziali di sicurezza acciaio</u>	
<input type="text" value="2400"/>	peso specifico del cls ( kg/mc)	<input type="text" value="1,05"/>	Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4
<input type="text" value="3619"/>	tensione caratt.ca snervam. acciaio fyk ( kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="1,05"/>	Resistenza all'instabilità delle membrature
<input type="text" value="5199"/>	tensione caratt.ca rottura acciaio ftk ( kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="1,25"/>	Resistenza delle sezioni tese indebolite da fori

**Area e inerzia micropalo**

tubolare+cls interno+cls esterno

tubolare+cls interno

solo tubolare

**Annulla** **Salva e chiudi**

## 7.8 Verifiche strutturali tiranti

MATERIALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI TIRANTI ×

resistenza caratt. cubica del cls  $R_{ck}$  ( kg/cmq) e classe di resistenza  
 ▼ **C25/30**

calcola parametri cancella dati

modulo elastico longitudinale acciaio  $E_s$  ( kg/cmq)

**VERIFICHE SEZIONI ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

tens. tang. ammiss. nel cls  $t_{c0}$  ( kg/cmq)

tens. tang. ammiss. di aderenza cls-acciaio  $t_b$  ( kg/cmq)

tens. ammiss. acciaio ( kg/cmq)

Annulla Salva e chiudi

**VERIFICHE SEZIONI AGLI S.L.U.**

1,5	coeff. parziale di sicurezza calcestruzzo (1,5)
330,55	resist. media a compress. cilindrica $f_{cm}$ ( kg/cmq)
249	resist. caratt. a compress. cilindrica $f_{ck}$ ( kg/cmq)
141,1	resist. di progetto a compressione $f_{cd}$ ( kg/cmq)
25,75	resist. media a trazione $f_{ctm}$ ( kg/cmq)
18,02	resist. caratteristica a trazione $f_{ctk}$ ( kg/cmq)
12,01	resist. di progetto a trazione $f_{ctd}$ ( kg/cmq)
1,15	coeff. parziale di sicurezza acciaio (1,15)
12000	tensione caratt. di snervam. acciaio $f_{yk}$ ( kg/cmq)
10434,78	resistenza di progetto acciaio $f_{yd}$ ( kg/cmq)

In caso di presenza di tiranti è necessario specificare la resistenza caratteristica  $R_{ck}$  del calcestruzzo che costituisce la fondazione del tirante e: 1) con la normativa alle tensioni ammissibili, le tensioni ammissibili dell'acciaio e del cls; 2) con la normativa agli stati limite, i coefficienti parziali di sicurezza del calcestruzzo e dell'acciaio e la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio che costituisce il tirante  $f_{yk}$  (nel caso di trefoli di acciaio da precompresso si tratta della tensione caratteristica di snervamento  $f_{pyk}$  pari generalmente a 1670 N/mm<sup>2</sup>).

Il bottone **calcola parametri** consente di determinare i parametri relativi al cls e all'acciaio in funzione della classe del calcestruzzo ( $R_{ck}$ ) e della normativa di riferimento prescelti. L'utente deve prima inserire la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

## 7.9 Verifiche strutturali cordoli tiranti

DATI MATERIALE CORDOLI IN CORRISPONDENZA DEI TIRANTI ×

▼ tipo di acciaio

valori normativa

modulo elastico longitudinale  $E$  ( kg/cmq)

coefficiente di Poisson

peso specifico dell'acciaio ( kg/mc)

calcola parametri cancella dati

modulo elastico tangenziale  $G$  ( kg/cmq)

tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}$  ( kg/cmq)

tensione caratteristica di rottura  $f_{tk}$  ( kg/cmq)

*Verifiche sezioni alle Tensioni Ammissibili*

tensione ammissibile ( kg/cmq)

*Verifiche sezioni agli S.L.U. - coeff. parziali di sicurezza sul materiale*

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4

Resistenza all'instabilità delle membrature

Resistenza delle sezioni tese indebolite da fori

Annulla Salva e chiudi

In caso di presenza di cordoli in c.a. o in acciaio in corrispondenza della testa dei tiranti è necessario specificare, analogamente a quanto visto in precedenza, le caratteristiche dei materiali impiegati per tali cordoli

## 8. FORME DI CARICO

DEFINIZIONE FORME DI CARICO

Nome forma di carico

tipologia

favorevole o sfavorevole alla sicurezza

imposta

coeff. di combinazione "raro"  $\Psi_0$

coeff. di combinazione "frequente"  $\Psi_1$

coeff. di combinazione "quasi permanente"  $\Psi_2$

Aggiungi >>

Modifica

Elimina

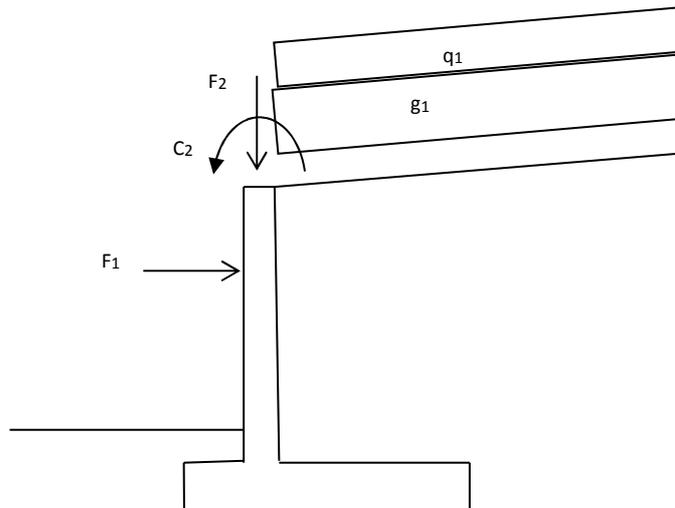
	Nome	tipologia	fav/sfav	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
1	PERM_1	permanente	favorevole			
2	VAR_1	variabile		0,7	0,7	0,6
3	PERM_2	perm. non strutt.	sfavorevole			
4	VAR_2	variabile		0,7	0,7	0,6

Annulla Salva e chiudi

I carichi che agiscono direttamente sul muro di sostegno o sui terreni di monte e di valle vengono gestiti per **Forme di carico**. Una forma di carico rappresenta in pratica uno o più carichi che vengono gestiti come un tutt'uno (come a disegnare una "forma" di carico): se una data forma di carico è presente in una combinazione di carico allora sono presenti tutti i carichi appartenenti alla medesima forma di carico. Una combinazione di carico è la "somma" di più forme di carico: le forme di carico inserite nella stessa combinazione agiscono simultaneamente, in genere con coefficienti di partecipazione diversi a seconda se si tratta di forma di carico permanente, variabile ecc. Definite le forme di carico da parte dell'utente, le combinazioni di carico possono essere generate in automatico dal software e possono essere modificate.

Per definire una forma di carico occorre indicare il nome e la tipologia (tra "permanente", "permanente non strutturale" e "variabile"). Per le forme di carico permanenti occorre precisare se sono a "favore di sicurezza" o "a sfavore di sicurezza". Per le forme di carico variabili occorre inserire i coefficienti di combinazione "raro"  $\Psi_0$ , "frequente"  $\Psi_1$  e "quasi permanente"  $\Psi_2$ ; premendo su "imposta" vengono inseriti i valori relativi alla *Categoria G-Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli* di cui alla Tab. 2.5.I delle NTC, ovvero 0,7 per il coeff. "raro" e "frequente" e 0,6 per il coeff. "quasi permanente".

Ad esempio, volendo definire le forme di carico del muro di sostegno soggetto ai carichi indicati nel disegno di sotto ( $g_1$  è un sovraccarico permanente sul terrapieno di monte,  $q_1$  un sovraccarico variabile sul terrapieno di monte,  $F_1$  una forza concentrata orizzontale permanente,  $F_2$  una forza concentrata permanente,  $C_2$  coppia variabile), occorre definire:



- una forma di carico permanente “a sfavore di sicurezza” per  $g_1$  che può essere chiamata G1 o PERM1 o PERM\_1 o P1 ecc.
- una forma di carico permanente “a favore di sicurezza” per  $F_1$  e  $F_2$  che può essere chiamata G2 o PERM2 o PERM\_2 o P2 ecc.
- una forma di carico variabile per  $q_1$  che può essere chiamata Q1 o VAR1 o VAR\_1 o V1 ecc.
- (nel caso che  $C_2$  sia indipendente da  $q_1$ ) una forma di carico variabile per  $C_2$  che può essere chiamata Q2 o VAR2 o VAR\_2 o V2 ecc.

N.B. Se  $C_2$  e  $q_1$  non fossero indipendenti e avessero gli stessi coefficienti di combinazione  $\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$ , cioè tali che per una data combinazione di carico siano entrambi presenti o entrambi assenti, è sufficiente definire una sola forma di carico di tipo variabile a cui associare sia  $q_1$  che  $C_2$ .

È bene sottolineare che ad ogni tipologia di carico esterno agente sul muro o sul terrapieno dobbiamo associare la forma di carico corrispondente.

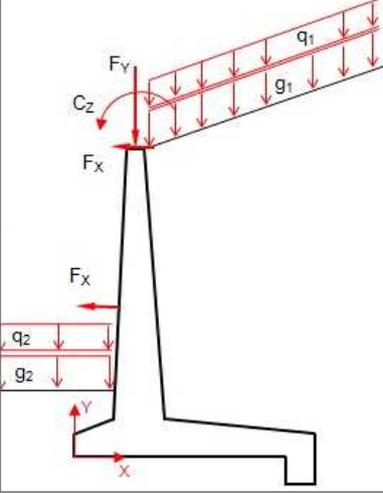
L'introduzione delle forme di carico permette di gestire tutti i carichi permanenti e accidentali che si vogliono, le cui combinazioni sono create in automatico dal software.

**Attenzione:** in assenza di carichi esterni, essendo necessaria la presenza nel calcolo di almeno una forma di carico, occorre definire la forma di carico di tipo permanente “a sfavore di sicurezza” per simulare le spinte dei terreni. In presenza di carichi esterni non è, di contro, necessario definire la forma di carico per simulare la spinta dei terreni.

## 9. Menù CARICHI ESTERNI

### 9.1 Sovraccarichi sul terreno e carichi sul muro

CARICHI ESTERNI APPLICATI SUL TERRAPIENO E SUL MURO



**Sovracc. uniformi sul terrapieno di monte**

Forma di carico:  q ( kN/m):

<<Aggiungi

Modifica

Elimina

**Sovracc. uniformi sul terrapieno di valle**

Forma di carico:  q ( kN/m):

<<Aggiungi

Modifica

Elimina

**Carichi concentrati sul muro**

Forma di carico	FX ( kN)	FY ( kN)	CZ ( kN*m)	X ( m)	Y ( m)
<input type="text"/>					

<<Aggiungi

Modifica

Elimina

FX è positiva se diretta da monte verso valle, FY è positiva se diretta dall'alto verso il basso, CZ è positiva se antioraria. I carichi sono riferiti ad un metro di sviluppo di muro

Annulla
Salva e chiudi

Permette di inserire, se presenti, il sovraccarico uniformemente distribuito sul terrapieno di monte e di valle e i carichi concentrati sul muro.

Per ogni sovraccarico presente occorre precisare la forma di carico a cui appartiene. Se ad esempio a monte è presente un sovraccarico “permanente” e un sovraccarico “variabile” e PERM\_1 e VAR\_2 sono le forme di carico, definite prima, a cui associare i sovraccarichi, dal menù a tendine occorre scegliere la rispettiva forma di carico, indicare l’intensità del carico e premere su “<<Aggiungi”.

Il verso positivo delle forze concentrate applicate sul muro è quello indicato in figura. Inserendo tali valori con segno negativo, il verso delle forze sarà opposto a quello segnato in figura. X e Y sono le coordinate assolute del punto di applicazione del carico concentrato.

I sovraccarichi distribuiti e i carichi concentrati sono estesi lungo la direzione Z e vengono riferiti ad un metro di sviluppo. Ne consegue che i carichi distribuiti sono espressi in FL<sup>-1</sup>, le forze concentrate in F e le coppie in FL.

Un esempio di forza concentrata applicata al muro è quello del parapetto, di altezza non inferiore a 1,00 m, disposto in testa al muro nel caso di transito di persone; questo deve essere calcolato con una spinta orizzontale applicata al corrimano non inferiore a 1,20 kN/m, a una certa distanza d dalla testa del muro (si genera anche un momento F\*d).

## 9.2 Azione sismica

Permette di inserire i dati per il calcolo dell'azione sismica in base alla normativa antisismica scelta in DATI GENERALI. I coefficienti sismici possono essere calcolati dal software (scelta da preferire) o inseriti direttamente dall'utente.

Nel caso di coefficienti sismici calcolati dal software, se si è scelto il D.M. 16/01/1996 occorre inserire l'unico parametro **Grado di sismicità S** relativo al sito di costruzione. Se, invece, si sono scelte le NTC occorre inserire un numero maggiore di parametri (Localizzazione, Categoria del sottosuolo, Categoria topografica). Per i siti di costruzione ricadenti sulla penisola o nelle isole di Sicilia, Ischia, Procida e Capri, la localizzazione del sito di costruzione avviene mediante le coordinate Latitudine e Longitudine (espresse in gradi sessadecimali). Le coordinate geografiche si ricavano dalla cartografia di progetto oppure mediante Internet (es. con Google Maps o con Google Earth).

Per le altre isole italiane basta precisare il gruppo a cui appartiene il sito di costruzione.

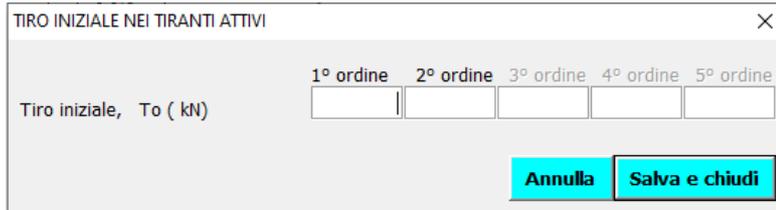
Il software contiene al suo interno l'archivio dei parametri sismici ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) del *reticolo di riferimento* composto da 10751 punti

(pericolosità sismica di base dell'INGV di cui all'allegato B alle NTC 2008). Nel caso di sito non coincidente con un nodo del reticolo il software effettua automaticamente l'interpolazione (*interpolazione geografica*) con i dati sismici dei quattro nodi più vicini al sito di costruzione, il tutto in conformità alla procedura indicata in allegato A alla NTC. Analogamente, qualora nelle tabelle dell'allegato B alle NTC non si rinviene il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente all'azione sismica da prendere in considerazione, il valore del generico parametro sismico ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) ad esso corrispondente viene ricavato per interpolazione (*interpolazione temporale*), a partire dai dati relativi ai  $T_R$  indicati nelle stesse tabelle, utilizzando l'espressione (2) dell'allegato A alle NTC.

Per l'analisi sismica viene applicato il **metodo pseudo-statico** in cui l'azione sismica viene simulata da forze statiche (costanti nel tempo), applicate nei baricentri delle masse; i coefficienti di proporzionalità, detti coefficienti sismici ( $C_H$  coefficiente

sismico orizzontale,  $C_v$  coefficiente sismico verticale), come già detto, possono essere inseriti direttamente oppure calcolati dal software (possono essere visualizzati in anteprima premendo su "Valore dei coefficienti sismici") in funzione dei parametri sopra citati.

### 9.3 Tiro iniziale (tiranti attivi)



Per i muri in c.a. con **tiranti attivi**, qui si inserisce il tiro iniziale (pretensione).

Nei tiranti che si impiegano in genere è presente un'armatura costituita da trefoli di acciaio armonico ad alta resistenza. Il tiro iniziale, utile a ridurre la cedevolezza, cioè lo spostamento della testa del tirante sotto carico, e che influenza sensibilmente le sollecitazioni nella mensola in elevazione del muro, deve essere inferiore a quello massimo che può sopportare il tirante (70-80% max). Lo sforzo di trazione finale nel tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura, oltre che dalle cadute di tensione.

Se non si inserisce nessun valore (valore nullo) il tirante è di tipo **passivo**; lo sforzo di trazione finale nel tirante dipende unicamente dalla deformazione della struttura. Il tirante passivo può essere realizzato con trefoli o tondini o, più raramente, con profili tubolari.

### 9.4 Combinazioni di carico S.L.U.

Permette di generare le combinazioni di carico allo stato limite ultimo secondo le indicazioni della normativa di riferimento. Premendo su "Visualizza/modifica combinazioni" verranno visualizzate le combinazioni di carico in cui alle Forme di carico presenti vengono assegnati i coefficienti di combinazione  $C_c$ :

- il valore 0 (zero) significa che la forma di carico non è presente nella combinazione
- il valore  $>0$  significa che la forma di carico partecipa alla combinazione, eventualmente con coefficiente di combinazione  $C_c = \Psi$  minore o pari a 1.

COMBINAZIONI DI CARICO									
<b>10</b>	Numero di combinazioni create								
Nome combinaz.	FORME DI CARICO E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE C <sub>C</sub>								
	E	PERM 1	VAR 1	PERM 2	VAR 2				
COMB. 1 (SLU-F)	0	1	0	1	0				
COMB. 2 (SLU-F)	0	1	1	1	0				
COMB. 3 (SLU-F)	0	1	0	1	1				
COMB. 4 (SLU-F)	0	1	1	1	0,7				
COMB. 5 (SLU-F)	0	1	0,7	1	1				
COMB. 6 (SLU-S)	1	1	0	1	0				
COMB. 7 (SLU-S)	1	1	0,6	1	0				
COMB. 8 (SLU-S)	1	1	0	1	0,6				
COMB. 9 (SLU-S)	1	1	0,6	1	0,6				
COMB. 10 (SLU-S)	1	1	0,6	1	0,6				

COMBINAZIONI DI CARICO

**Combinazioni**

- COMB. 1 (SLU-F)
- COMB. 2 (SLU-F)
- COMB. 3 (SLU-F)
- COMB. 4 (SLU-F)
- COMB. 5 (SLU-F)
- COMB. 6 (SLU-S)
- COMB. 7 (SLU-S)
- COMB. 8 (SLU-S)
- COMB. 9 (SLU-S)
- COMB. 10 (SLU-S)

Genera combinazioni  
Visualizza/modifica combinazioni  
Chiudi

Detto  $N_p$  il numero di forme di carico permanenti e  $N_v$  il numero di forme di carico variabili, vengono create dal software:

- la combinazione di carico in cui sono presenti tutti e solo i carichi permanenti

$$Comb_1 = G_1 + G_2 + \dots$$

- $N_v$  combinazioni in cui è presente a rotazione una sola forma di carico variabile

$$Comb_j = G_1 + G_2 + \dots + Q_i \quad i=1,2, \dots, N_v$$

- $N_v$  combinazioni in cui è presente una forma di carico variabile dominante e le altre forme di carico variabili secondarie (che partecipano con il coefficiente raro  $\Psi_0$ ). Ognuna delle forme variabili viene impostata a turno come dominante:

$$Comb_j = G_1 + G_2 + \dots + Q_1 + \Psi_{02} \cdot Q_2 + \Psi_{03} \cdot Q_3 + \dots$$

In presenza di sisma le combinazioni di carico raddoppiano (le stesse di prima con la presenza della forma di carico "sisma" E e con i coefficienti "quasi permanenti"  $\Psi_2$  al posto di quelli "rari"  $\Psi_0$ ).

La sigla "SLU-F" indica combinazione allo stato limite ultimo di tipo "Fondamentale" (cfr. Capitolo 2 NTC), la sigla "SLU-S" combinazione allo stato limite ultimo sismica.

Nell'esempio sopra indicato, la combinazione 10 coincide con la 9 essendo i coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle forme di carico variabili uguali. In questo caso la combinazione di carico 10 può essere eliminata.

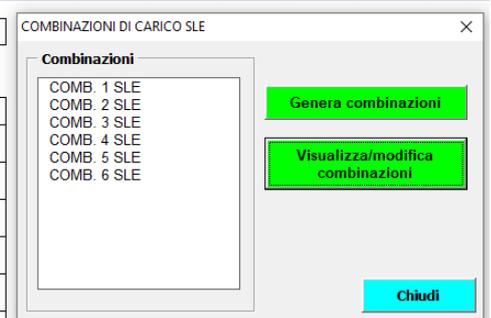
L'utente può eliminare, inserire o modificare le combinazioni di carico create dal software, non lasciando righe vuote tra le combinazioni. Nel caso di aggiunta o eliminazione di combinazioni occorre adeguare il valore della cella "Numero di combinazioni create".

## 9.5 Combinazioni di carico S.L.E.

Analogamente al paragrafo precedente, quando si opera con le NTC occorre generare le combinazioni di carico allo stato limite di esercizio secondo le indicazioni della normativa di riferimento. Il funzionamento è identico a quello visto per le combinazioni di carico SLU.

La colonna tipologia precisa il tipo di combinazioni di carico allo SLE (combinazione **permanente**, **rara**, **frequente** e **quasi permanente**, ottenute in base ai valori dei coefficienti di combinazione  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  previsti dalla normativa).

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E.									
<b>6</b>		Numero di combinazioni create							
FORME DI CARICO E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE $C_c$									
Nome combinaz.	Tipologia	E	ACC						
COMB. 1 SLE	Permanente	0	0						
COMB. 2 SLE	Rara	0	1						
COMB. 3 SLE	Frequente	0	0,7						
COMB. 4 SLE	Quasi permanente	0	0,6						
COMB. 5 SLE	Sismica	1	0						
COMB. 6 SLE	Sismica	1	0,6						



## 10. Menù ARMATURE

### 10.1 Muro e pali in c.a.

Per i muri in C.A. e calcolo di progetto occorre fissare (parametri validi anche per i pali di fondazione quando presenti):

- (solo per il muro) il rapporto armature  $\mu = A'_f/A_f$ , compreso tra 0 e 1 (armatura in zona compressa su armatura in zona tesa)<sup>9</sup>;
- il diametro dei tondini<sup>10</sup> (armatura longitudinale a presso-flessione) da posizionare lungo i due lembi delle mensole di fondazione, della mensola in elevazione e nei pali;
- il copriferro (distanza fra la superficie esterna dell'armatura longitudinale, più prossima alla superficie del calcestruzzo, e la superficie stessa del conglomerato cementizio);
- l'interferro minimo (distanza minima tra le superfici esterne dei tondini);
- l'interasse massimo tra gli assi delle barre di armatura longitudinale.

<sup>9</sup> Le NTC (paragr. 7.4.6.2.1) impongono che in zona sismica si abbia  $\mu$  almeno pari a 0,25 (meglio 0,5).

<sup>10</sup> Le NTC (paragr. 7.4.6.2.1) impongono che in zona sismica si adotti il diametro minimo dei tondini pari a 14 mm.

DATI PER IL CALCOLO DELLE ARMATURE MURI IN C.A.

Calcolo di  progetto  verifica Inserisci/modifica armatura

**Armatura longitudinale a flessione**

	<i>muro in c.a.</i>	<i>pali in c.a.</i>
Rapporto armatura A'f/Af (tra 0 e 1)	0,5	
Copriferro (cm)	4	3
distanza minima tra le barre - interferro (cm)	4	4
interasse massimo tra le barre (cm)	30	30
<u>diametri tondini (mm)</u>		16
lembo inferiore mensola di fondazione	16	
lembo superiore mensola di fondazione	16	
lembo monte mensola in elevazione	16	
lembo valle mensola in elevazione	16	

**Armatura trasversale a taglio o di ripartizione**

*muro in c.a.*

8  diametro staffe o ferri di ripartizione muro (mm)

4  n° braccia staffe/ml di muro (specifica armatura a taglio)

20  percentuale armatura di ripartizione

30  angolo (°) di inclinazione teta delle fessure (tra 21,8° e 45°)

*pali di fondazione in c.a.*

8  diametro spirale o staffe (mm)  staffe circolari singole  staffe a spirale

**Limiti armatura longitudinale travi in elevazione**

da comportamento strutturale non dissipativo (4.1.6 NTC)

da comportamento strutturale dissipativo (7.4.6 NTC)

Classe duttilità Alta (CD "A")  Classe Duttilità Media (CD "B")

Annulla Salva e chiudi

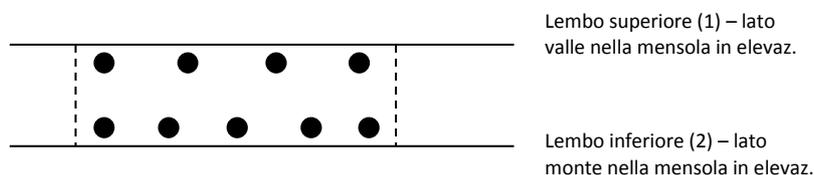
Inoltre, per l'armatura trasversale di ripartizione e/o a taglio occorre precisare:

- il diametro dei tondini;
- il numero di braccia delle staffe che, se necessaria specifica armatura a taglio (in genere non occorre), interessano un metro di muro in direzione ortogonale al disegno del muro;
- la percentuale (in genere basta mettere 20%), riferita alla quantità di armatura a flessione, con la quale determinare l'armatura di ripartizione nel caso in cui non occorre specifica armatura a taglio;
- l'angolo  $\vartheta$  di inclinazione delle fessure nel calcolo a taglio (di defoluto 30°).

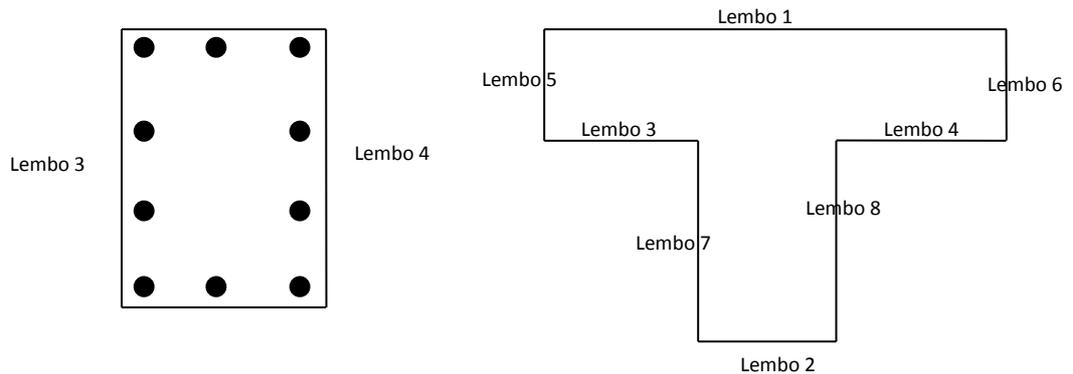
Se sono presenti i pali di fondazione in c.a. occorre indicare il diametro delle staffe circolari singole o della spirale che avvolge le barre longitudinali del palo.

Occorre infine indicare quali limiti di armatura longitudinale per le travi in elevazione il software deve rispettare, scegliendo tra quelli relativi al comportamento non dissipativo della struttura e quelli relativi al comportamento dissipativo (limiti più restrittivi che comportano maggiori quantitativi di armatura).

Nelle mensole di fondazione e in elevazione (pareti) l'armatura viene disposta lungo i due lembi estremi della parete:



mentre nelle sezioni rettangolari e a T, che si hanno nei muri in c.a. con contrafforti, l'armatura viene disposta anche nei lembi laterali e in quelli intermedi:



Il software consente anche il **calcolo di verifica delle armature**, utile quando si vuole verificare un **muro esistente** o quando, a seguito del calcolo di progetto, si vuole **modificare l'armatura di calcolo**.

Cliccando su "Inserisci/modifica armatura", si apre il pannello qui sotto in cui possono inserirsi o modificarsi il numero delle barre presenti nelle mensole di fondazione, nella mensola in elevazione e il passo delle staffe.

CALCOLO DI VERIFICA - ARMATURA LONGITUDINALE A FLESSIONE E TRASVERSALE A TAGLIO

**Mensole di fondazione**

	n° barre/ml lembo inferiore	n° barre/ml lembo superiore	passo staffe (cm)
Mensola valle	5	5	13
Mensola monte	5	5	13

**Mensola in elevazione**

H (m)	n° barre/ml monte	n° barre/ml valle	passo staffe (cm)
4	5	5	13

&nbsp;
&nbsp;
&nbsp;

N.B. max 7 sezioni H

**Pali di fondazione**

	n° barre lonait.	tratto super. Li (cm)	passo staffe in Li (cm)	tratto centrale Lc (cm)	passo staffe in Lc (cm)	tratto infer. Lk (cm)	passo staffe in Lk (cm)
Fila n. 1							
Fila n. 2							
Fila n. 3							

&nbsp;
&nbsp;

Se sono presenti i pali di fondazione possono inserirsi o modificarsi il numero delle barre longitudinali presenti nei pali delle singole file e il passo delle staffe circolari singole o della spirale. I dati sulle armature trasversali possono essere inseriti con riferimento al tratto superiore  $L_i$ , al tratto centrale  $L_c$  e a quello inferiore  $L_k$  del palo.

## 10.2 Cordoli testa tiranti

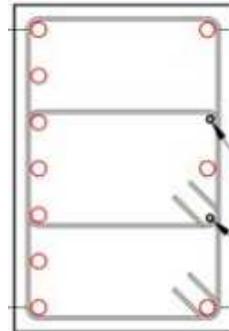
DATI ARMATURE CORDOLI IN C.A. IN CORRISP. DEI TIRANTI

**Armatura longitudinale a flessione e trasversale a taglio**

20 diametro tondini (mm)  
4 copriferro (cm)  
10 diametro staffe (mm)  
3 n° braccia staffe

Annulla Salva e chiudi

In presenza di cordoli o trave di contrasto in c.a. in corrispondenza della testa dei tiranti occorre inserire i relativi parametri di calcolo delle armature longitudinali e a taglio.



Esempio di staffe con 4 braccia

## 11. Menù S.L.E.

### 11.1 Verifiche agli spostamenti

DATI PER LE VERIFICHE AGLI S.L.E. - SPOSTAMENTI

0,005 valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della fondazione  
2 spostamento permanente ammissibile (cm) per effetto del sisma

Annulla Salva e chiudi

Se si sta procedendo a calcolare muri senza pali agli stati limite (NTC) occorre precisare i valori degli spostamenti ammissibili per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio.

Lo spostamento permanente è riferito alla direzione di scorrimento del muro nel piano di posa della sua fondazione.

### 11.2 Verifiche fessurazione e tensioni di esercizio

DATI PER LE VERIFICHE AGLI S.L.E. NEI MURI IN C.A.

**Durata carichi**

carichi di breve durata  
 carichi di lunga durata o ciclici

**Verifica allo Stato Limite di fessurazione**

condizioni ambientali Ordinarie  
sensibilità armatura alla corrosione Armature poco sensibili

metodo di calcolo apertura fessure wd

DM 1996  DM 2008

**Verifica delle tensioni di esercizio**

valori NTC

tensione ammiss. nel cls per la combinaz. caratteristica 60 % di fck  
tensione ammiss. nel cls. per la combinaz. quasi permanente 45 % di fck  
tensione ammiss. nell'acciaio per la combinaz. caratteristica 80 % di fyk

Annulla Salva e chiudi

Per i muri in c.a. calcolati con le NTC occorre inserire i dati per le verifiche agli stati limite di esercizio di fessurazione e alle tensioni di esercizio.

Maggiori indicazioni inerenti i metodi di calcolo sono riportate nella Relazione di calcolo che correda il software.

Il bottone “valori NTC” consente di impostare le percentuali come da indicazioni delle NTC.

## 12. IMPOSTAZIONI

Occorre specificare il metodo di calcolo delle spinte dei terreni, tra i tre proposti, e le condizioni di spinta che si verificano sul retro del muro.

Il primo metodo si può applicare nel caso di terreno spingente omogeneo, mentre gli altri due possono applicarsi anche al caso di terreno stratificato. Nel primo metodo si usano le formule in forma chiusa nel caso di assenza di pressioni neutre e terreno spingente incoerente, mentre negli altri casi si usa il metodo numerico della ricerca del minimo/massimo valore di spinta (spinta attiva/passiva) al variare dell'inclinazione del cuneo di spinta.

Si raccomanda di utilizzare il metodo di Lancellotta e Mylonakis nel caso in cui si adoperano coefficienti di attrito terreno-parete superiori al 50% dell'angolo di resistenza al taglio, e soprattutto nel caso di calcolo della spinta passiva. In tali circostanze, infatti, il metodo di Coulomb basato sulla superficie di rottura piana fornisce valori non cautelativi dei coefficienti di spinta, soprattutto di quello della spinta passiva. Tale indicazione viene anche fornita dalle NTC al paragrafo 6.5.3.1.2.

Nel caso di calcolo FEM si utilizza il metodo due o il tre, basati sul diagramma delle pressioni di spinta.

OPZIONI ED IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

**Metodo di calcolo delle spinte terreni**

- metodo di Coulomb (equilibrio limite globale) per terreno spingente omogeneo
- integrazione diagramma pressioni (coeff. di spinta di Coulomb, Muller-Breslau, Mononobe-Okabe)
- integrazione diagramma pressioni (coeff. di spinta di Lancellotta, Mylonakis)

**Tipo di spinta del terrapieno**

- spinta attiva
- spinta a riposo
- spinta passiva

**Verifiche scorrim. e carico limite**

- condotte in base all'Approccio 1
- condotte in base all'Approccio 2

**Opzioni di calcolo**

- considera spinta passiva a valle nella verifica a scorrimento (max 50%)
- calcolo con il FEM

lunghezza media elemento finito (m):

**Condizioni di aderenza cls-acciaio nei tiranti**

- condizione di buona aderenza
- condizione di non buona aderenza (armature molte addensate e ancoraggi in stato di trazione, a meno che non si adottino idonei provvedimenti)

**Scale disegni**

disegno muro	1:	<input type="text" value="100"/>
dis. verif. stabilità pendio	1:	<input type="text" value="100"/>
disegni esecutivi	1:	<input type="text" value="100"/>

La spinta attiva si sviluppa quando il muro è libero di spostarsi verso valle rispetto al terrapieno di spinta (bastano movimenti anche ridotti, specialmente nel caso di terrapieno con coesione nulla, per mobilitare la spinta attiva).

Per muri realizzati con maggiori limitazioni dei movimenti (es. muri su pali e/o con tiranti oppure muri di cantina) occorre utilizzare la spinta a riposo che è maggiore di quella attiva. In alcuni rari casi, ad esempio in presenza di terreno spingente in frana, occorre usare la spinta passiva.

Se il calcolo è fatto secondo le NTC 2008 occorre specificare l'approccio progettuale (v. paragr. 4.2) da utilizzare per le verifiche a scorrimento e a carico limite.

Quando è presente terreno di fondazione a valle ( $D>0$ ) è possibile considerare una quota non superiore al 50% della relativa spinta passiva (se si trascura si va a favore di sicurezza).

Per la lunghezza media dell'elemento finito (calcolo strutturale della mensola in elevazione, contrafforti, pareti verticali tra i contrafforti, pali/micropali di fondazione) è opportuno non scendere sotto il valore di 0,20 m per non allungare inutilmente la fase di calcolo.

### **13. CALCOLO**

Finita la fase di input è possibile avviare il calcolo premendo il relativo pulsante. Il calcolo si può ripetere tutte le volte che si vuole, ad es. variando singoli parametri di input.

Durante la fase di calcolo il programma controlla le compatibilità geometriche e fisico-meccaniche dei dati introdotti segnalando eventuali errori che comportano l'interruzione del calcolo. Si precisa comunque che il programma si limita a verificare le incongruenze geometriche o fisico-meccaniche che non permettano l'elaborazione; non segnala eventuali errori del progettista sulla caratterizzazione geotecnica, né altri tipi di errori.

Le metodologie e le teorie di calcolo implementate nel software sono riportate nella **Relazione di calcolo** che correda il software. Qui si riportano le seguenti informazioni.

Le spinte delle terre sono calcolate con la teoria di Coulomb, estesa da Mayniel e Muller-Breslau e, in condizioni sismiche, da Mononobe-Okabe (approccio pseudo-statico) oppure con il metodo di Lancellotta e Mylonakis.

La verifica al carico limite del complesso fondazione – terreno è effettuata con la teoria di Prandtl-Caguot-Terzaghi e con le correzioni di Vesic. Per il calcolo del carico limite alle azioni trasversali si usa la teoria di Brums.

La verifica di stabilità globale è effettuata con il metodo di Bishop (superfici di rottura circolari).

La verifica allo sfilamento dei tiranti è effettuata con il metodo di Bustamante e Doix.

Gli spostamenti permanenti indotti dal sisma si calcolano con il metodo di Newmark e di Withman e Liao.

Nei muri in c.a. con tiranti e/o con pali/micropali di fondazione e nei muri in c.a. con contrafforti, il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti viene eseguito con il Metodo agli Elementi Finiti (FEM), suddividendo la mensola/contrafforte in elevazione e i pali fondazione in elementi finiti trave a due nodi (ognuno avente tre gradi di libertà), con vincoli esterni rappresentati dai tiranti, dalle sezioni di incastro e dal terreno di fondazione modellato con molle elastico-lineari alla Winkler.

Nei muri con contrafforti la parete verticale compresa tra i contrafforti è calcolata a piastra con il FEM con generazione automatica della mesh e adottando l'elemento

finito rettangolare a 4 nodi di "Kirkhoff". Si utilizzano quindi metodi rigorosi di soluzione della piastra e non metodi semplificati (tipo quello di Grashof utilizzato in molti software professionali).

In certi casi di calcolo FEM con elementi finiti piccoli e con molte combinazioni di carico, i tempi di calcolo possono allungarsi (dell'ordine di qualche minuto).

## **14. OUTPUT (menù VISUALIZZA)**

L'applicativo fornisce i seguenti risultati riportati nel **Tabulato di calcolo**:

- a) **Parametri sismici per il sito di costruzione** (coefficienti sismici, accelerazione massima attesa al sito, ecc.);
- b) **Aree, pesi e bracci**: area, peso (per unità di lunghezza di muro) e coordinate dei baricentri della sezione del muro e dell'eventuale terreno di riporto che grava sopra la mensola di fondazione di monte; analoghi risultati vengono forniti per i pali di fondazione, quando presenti;
- c) **Resistenze geotecniche e strutturali dei tiranti di ancoraggio** (quando presenti)
- d) **Combinazioni di carico allo SLU e allo SLE**;
- e) **Verifiche di stabilità geotecniche** (*al ribaltamento, allo scorrimento, al carico limite del complesso muro-terreno di fondazione, di stabilità globale, allo sfilamento dei tiranti*), con indicazione:
  - dei coefficienti di spinta attiva, passiva e a riposo di ogni strato di terreno presente;
  - della spinta dovuta al terrapieno, delle sue componenti orizzontale e verticale e dei rispettivi bracci rispetto all'origine del sistema di riferimento;
  - della spinta dovuta al sovraccarico, delle sue componenti orizzontale e verticale e dei rispettivi bracci rispetto all'origine del sistema di riferimento;
  - dei momenti stabilizzanti e ribaltanti rispetto all'origine del sistema di riferimento;
  - della forza risultante in fondazione, delle sue componenti e dell'eccentricità rispetto al baricentro dell'area d'impronta della base del muro.

Nel caso di presenza di pali vengono effettuate le verifiche *al carico limite per azioni assiali di compressione e di trazione e per azioni trasversali*.

Nel caso di presenza di tiranti vengono effettuate le *verifiche allo sfilamento*.

- f) **Calcolo e verifiche strutturali** (*mensola in elevazione, mensole di fondazione, contrafforti, parete verticale a piastra tra i contrafforti, pali in c.a. di fondazione, micropali di fondazione, tiranti*), con indicazione:
- delle caratteristiche di sollecitazione (sforzo normale, taglio e momento flettente) agenti sulle sezioni calcolate
  - dell'armatura longitudinale di calcolo (per i muri in C.A. e per gli eventuali pali di fondazione)
  - dell'armatura di ripartizione o dell'eventuale armatura trasversale a taglio
- g) **Verifiche allo SLE** (*spostamenti, fessurazione e tensioni di esercizio*), con indicazione:
- degli spostamenti e rotazioni del piano di posa della fondazione e degli spostamenti permanenti indotti dal sisma;
  - delle caratteristiche di sollecitazione agenti sulle sezioni calcolate;
  - dei valori delle aperture delle fessure;
  - dei valori delle tensioni di esercizio;
- h) per i muri in C.A., **prospetto armature di calcolo** ove sono riassunte le armature di calcolo a flessione (per la fondazione "lembo inferiore" è quello a contatto con il terreno di fondazione); è indicato il numero di tondini, con il diametro fissato, che è necessario mettere in opera. Ove il software riporta scritte di colore rosso del tipo "φ16 NO" significa che, con i tondini di diametro (nell'esempio φ 16) e interferro fissati, l'armatura di calcolo non è fisicamente posizionabile nel muro (occorre riprogettare il muro variando qualche parametro geometrico e/o fisico-meccanico);
- i) per i muri in C.A.: **disegni esecutivi**, anche della palificata, esportabili in **file dxf**;
- j) **computo metrico** dei materiali (muratura, calcestruzzo, acciaio, casseformi ecc.) per metro lineare di muro e complessivo.

I risultati delle verifiche di cui alle lettere e), f) ed g) vengono riportati per ogni combinazione di carico generata dal software. Nel caso di problema in condizioni non drenate, vengono svolte sia le verifiche a breve termine in condizioni non drenate che le verifiche a lungo termine in condizione drenate.

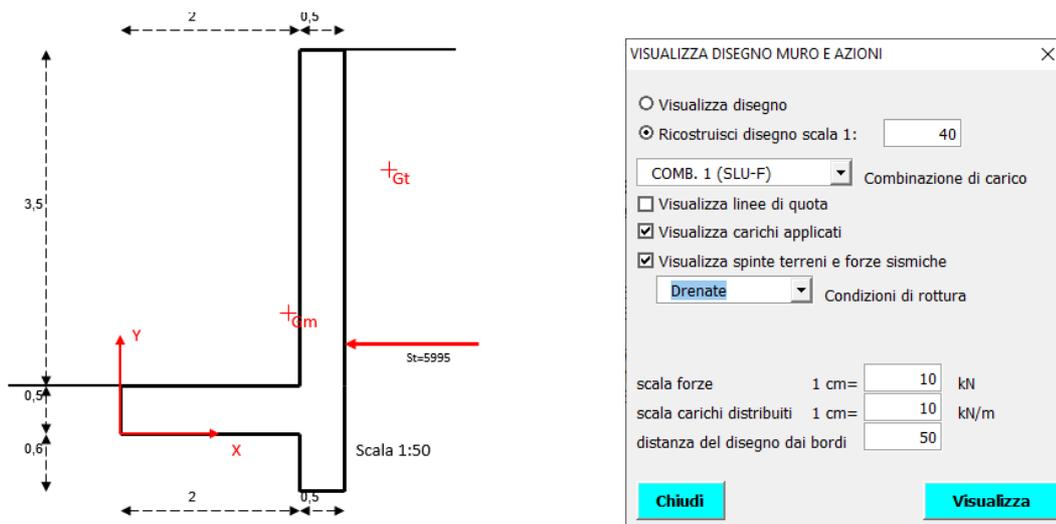
Nel caso di muri in c.a. con calcolo FEM vengono restituite anche le **reazioni vincolari**, i diagrammi delle pressioni di spinta e gli spostamenti orizzontali della mensola in elevazione. Inoltre è presente una sezione dedicata alla **verifica delle condizioni di equilibrio**, in cui si evidenzia se le tre equazioni di equilibrio della mensola in elevazione alla traslazione orizzontale, alla traslazione verticale e alla rotazione attorno al primo nodo (testa del muro) sono verificate (i risultati delle tre equazioni per l'equilibrio devono essere pari a zero).

**L'esito negativo delle verifiche di stabilità e/o strutturali e/o di esercizio viene messo in risalto con carattere grassetto e colore rosso.** Pertanto se nel tabulato di

calcolo non risultano scritte di colore rosso significa che tutte le verifiche sono soddisfatte.

Dal menù VISUALIZZA possono essere visualizzati:

1. il Tabulato di calcolo
2. il disegno del muro<sup>11</sup> e dei carichi applicati, delle spinte e delle forze simiche per ogni combinazione di carico



3. i disegni "Pianta, Prospetto e Sezione" dell'opera di sostegno (per i muri con sezione classica), alla scala voluta
4. il diagramma delle pressioni verticali, delle pressioni neutre e delle pressioni orizzontali di spinta (quando si usa il metodo 2 o 3 per il calcolo delle spinte);
5. il disegno relativo alla verifica di stabilità globale
6. i diagrammi delle sollecitazioni e delle pressioni di spinta relativi alla mensola in elevazione (in presenza di tiranti di ancoraggio o muri di cantina o muri con contrafforti o comunque quando, per muri in c.a., l'utente richiede il calcolo FEM)
7. gli spostamenti orizzontali della mensola in elevazione (nei casi indicati al punto 6)
8. le sollecitazioni, gli spostamenti e le pressioni orizzontali nei pali/micropali di fondazione (prima fila)
9. gli esecutivi dei muri in C.A.
10. la **Relazione di calcolo**, in formato .doc modificabile, contenente anche le teorie ed i metodi implementati in *Muri.Az*, a cui allegare il Tabulato di

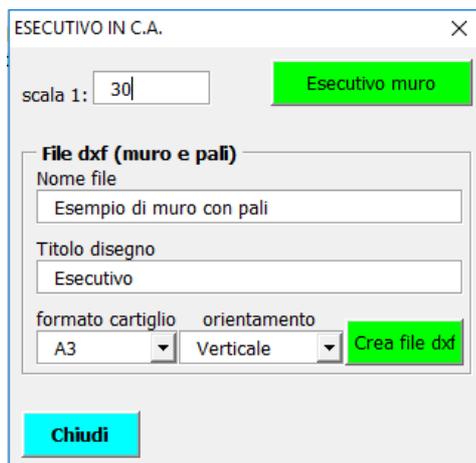
<sup>11</sup> I punti G<sub>m</sub> e G<sub>t</sub> nel disegno del muro indicano rispettivamente i baricentri del muro e del terreno di riporto che agisce sopra la mensola di fondazione di monte.

calcolo. Il progettista/tecnico apporterà alla Relazione di calcolo le modifiche e le integrazioni dipendenti dal caso in studio, con particolare riferimento alle parti evidenziate in giallo.

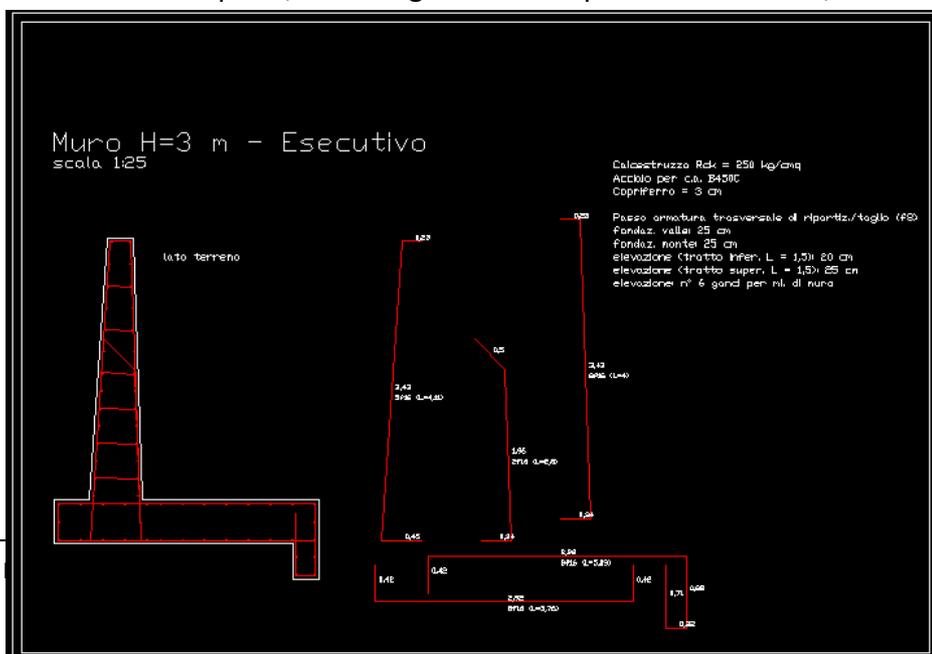
Il disegno esecutivo del muro in C.A. può essere visualizzato all'interno del programma, premendo il relativo pulsante, e/o in file esterno dxf.

Nel disegnare l'esecutivo il software adotta i seguenti criteri:

- il numero di barre nel lembo inferiore della fondazione (a contatto con il terreno) è pari al valore massimo delle barre di calcolo delle mensole di fondazione di valle e di monte. Con ciò si fa a favore di sicurezza, prevedendo, nel caso di valori diversi di  $N_{b,inf}$  tra le due mensole, il valore maggiore esteso a tutto il lembo inferiore della fondazione;
- analogamente si procede per il lembo superiore della fondazione, prevedendo il valore massimo del numero di barre di calcolo delle mensole di fondazione di valle e di monte;
- il numero di barre nel lembo di valle della mensola in elevazione è uguale lungo tutto lo sviluppo della mensola e pari al valore massimo delle barre di calcolo relative alle varie sezioni della medesima mensola, con ciò andando a favore di sicurezza;
- nel lembo di monte della mensola in elevazione, se il numero minimo delle barre di calcolo lungo il muro è diverso dal numero massimo, si prevedono delle barre piegate a 45° a varie altezze della mensola.



L'esecutivo completo, incluso gli eventuali pali di fondazione, è ottenuto mediante



<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. Ciro Azzara)	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 52 di 117
---	----------------------	----------------

esportazione in **file dxf** gestibile da un qualsiasi programma CAD. Per creare il file dxf è necessario specificare, oltre la scala, il nome del file e il titolo del disegno. Premendo su "Crea file dxf" viene creato il file che viene salvato nella stessa cartella che contiene l'applicativo *Muri.Az*.

## 15. LICENZA D'USO E RESTRIZIONI DEL SOFTWARE

L'autore conferisce licenza d'uso non esclusiva dell'applicativo, ma rimane titolare sia dello stesso che della relativa documentazione. L'uso è consentito **su un singolo computer** e, pertanto, non potrà essere utilizzato in rete, venduto, dato in locazione o in comodato ad un altro utente, né essere decodificato o decompilato, adattato o modificato, senza previo consenso scritto dell'autore.

L'utente non potrà rimuovere o alterare il nome dell'applicativo o altre indicazioni di riserva di diritti apposti o inseriti nel programma. Non è consentito l'inserimento in pacchetti destinati all'editoria o alla vendita senza la preventiva autorizzazione scritta dell'autore.

L'autore si riserva il diritto di apportare modifiche al software e alla documentazione senza preavviso.

Per potere utilizzare l'applicativo è indispensabile che l'utente disponga ed abbia già installato sul proprio computer il programma Excel® della Microsoft, non fornito dall'autore e senza il quale questo software non può essere utilizzato.

L'autore garantisce che l'applicativo funziona in conformità con il presente manuale d'uso e che esso non contiene virus.

L'uso dell'applicativo è subordinato alla conoscenza dei problemi ingegneristici di che tratta (si presume che l'uso dell'applicativo avvenga da parte di persone qualificate). È stato curato in gran parte il controllo dei dati inseriti.

La verifica dell'idoneità, dell'uso e della gestione dell'applicativo sono responsabilità esclusiva dell'utente. L'autore non garantisce che le funzioni contenute nell'applicativo siano idonee a soddisfare le esigenze dell'utente, né garantisce che i difetti riscontrati nell'applicativo vengano corretti. Non garantisce altresì circa i danni od i benefici ottenuti dalla utilizzazione del software.

L'autore è espressamente sollevato da ogni responsabilità per qualsiasi danno, diretto od indiretto, di ogni genere e specie derivante dall'uso del software, compreso, tra l'altro, quello improprio, erroneo o fraudolento. L'intero rischio circa la qualità e le prestazioni dell'applicativo è a carico dell'utente ed i risultati devono essere verificati personalmente.

In nessun caso il limite di responsabilità a carico dell'autore potrà superare l'importo per l'acquisto dell'applicativo.

<b>Muri.Az 11.0</b> <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 53 di 117
--	----------------------	----------------

Per tutto quanto sopra non indicato, il presente contratto è regolato dalle leggi sul copyright, sul diritto d'autore e dalle altre leggi nazionali applicabili. Per qualsiasi controversia fra le parti sarà competente in via esclusiva il Foro di Palermo.

## **APPENDICE 1 – VALORI INDICATIVI PROPRIETA' FISICO-MECCANICHE TERRENI**

### **Valori indicativi del peso dell'unità di volume (espressi in kg/m<sup>3</sup>)**

<b>Terreno</b>	<b><math>\gamma</math></b>
Ghiaia asciutta	1800-2000
Ghiaia umida	1900-2100
Sabbia asciutta compatta	1700-2000
Sabbia umida compatta	1900-2100
Sabbia bagnata compatta	2000-2200
Sabbia asciutta sciolta	1500-1800
Sabbia umida sciolta	1600-1900
Sabbia bagnata sciolta	1900-2100
Argilla sabbiosa	1800-2200
Argilla dura	2000-2100
Argilla semisolida	1900-1950
Argilla molle	1800-1850

### **Valori indicativi dell'angolo di resistenza al taglio (espressi in °)**

<b>Terreno</b>	<b><math>\phi'</math></b>
Ghiaia compatta	35
Ghiaia sciolta	33-35
Sabbia compatta	35-45
Sabbia sciolta	25-35
Marna sabbiosa	22-29
Marna grassa	16-22
Argilla grassa	5-30
Argilla sabbiosa	16-28
Limo	20-27

### **Valori indicativi della coesione (espressi in kg/m<sup>2</sup>)**

<b>Terreno</b>	<b>c</b>
Argilla sabbiosa	2000
Argilla molle	1000
Argilla plastica	2500
Argilla semisolida	5000
Argilla solida	10000
Argilla tenace	2000-10000
Limo compatto	1000

### **Valori indicativi della costante verticale di Winkler (espressi in kg/cm<sup>3</sup>)**

<b>Terreno</b>	<b><math>k_w</math></b>
Sabbia sciolta	0,5-1,60
Sabbia mediamente compatta	1-8
Sabbia compatta	6,5-13
Sabbia argillosa mediamente compatta	2,5-5
Sabbia limosa mediamente compatta	2,5-5
Sabbia e ghiaia compatta	10-30
Argilla	1,2-10

**Valori indicativi dell'angolo di attrito  $\delta$**  (espressi °) in funzione dei materiali a contatto

Muratura e:

- Roccia 35°
- Ghiaia, sabbia e ghiaia, sabbia grossa 29-31°
- Sabbia da fina a media, ghiaia con limo o argilla 24-29°
- Sabbia fina, sabbia da fina a media, limosa o argillosa 19-24°
- Limo sabbioso 22-26°
- Argilla 17-19°

Acciaio e:

- Ghiaia, sabbia e ghiaia 33°
- Sabbia, sabbia limosa e ghiaia 17°
- Sabbia limosa, ghiaia o sabbia con limo a argillosa 14°
- Limo sabbioso 11°

Calcestruzzo e:

- Ghiaia, sabbia e ghiaia 22-26°
- Sabbia, sabbia limosa e ghiaia 17-22°
- Sabbia limosa, ghiaia o sabbia con limo a argillosa 14°
- Limo sabbioso 14°

In funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno a contatto:

Calcestruzzo:  $0,5\varphi' \leq \delta \leq 0,67\varphi'$

Acciaio:  $0,33\varphi' \leq \delta \leq 0,5\varphi'$

## APPENDICE 2 – PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE

In conformità alle NTC (capitoli 4.5 e 11.10), per le verifiche a compressione, pressoflessione e taglio nelle sezioni dei muri a gravità in muratura occorre fare riferimento ai seguenti parametri propri della muratura:

$f_k$  = resistenza caratteristica a compressione

$f_{vk0}$  = resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali

Tali resistenze si determinano per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti (elementi e malta).

Tab. 11.10.VI - Valori di  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm <sup>2</sup>	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

In sede di progetto, per le murature formate da elementi pieni o semipieni  $f_k$  può essere ricavato dalla tabella 11.10.VI delle NTC in funzione della resistenza caratteristica a

compressione degli elementi componenti la muratura e della classe della malta: i valori variano da 1,2 a 14,3 N/mm<sup>2</sup> (da 12 a 143 kg/cm<sup>2</sup>).

**Tab. 11.10.VII - Valori di  $f_k$  per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm<sup>2</sup>)**

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
≥ 40,0	14,3	12,0	10,4	-

Nel caso di muratura costituita da elementi naturali si può utilizzare la tabella 11.10.VI: i valori variano da 1 a 14,3 N/mm<sup>2</sup> (da 10 a 143 kg/cm<sup>2</sup>).

Per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni ovvero in pietra naturale squadrata, il valore di  $f_{vk0}$  può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi tramite la Tabella 11.10.VIII delle NTC. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. I valori di  $f_{vk0}$  variano da 0,15 a 0,3 N/mm<sup>2</sup> (da 1,5 a 3 kg/cm<sup>2</sup>).

**Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vk0}$  (valori in N/mm<sup>2</sup>)**

Elementi per muratura	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale ≥ 0,5 mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,15
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,15
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,15
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

\* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_{bk} \geq 5,0$  N/mm<sup>2</sup>

\*\* valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_{bk} \geq 3,0$  N/mm<sup>2</sup>

La resistenza caratteristica a taglio in presenza di tensioni normali di compressione  $f_{vk}$  è calcolata in funzione di  $f_{vk0}$  con la seguente formula:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_N$$

dove  $\sigma_N$  è la tensione normale media agente sulla sezione in cui si fa la verifica a taglio.

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione e pressoflessione ( $f_d$ ) e a taglio ( $f_{vd}$ ) valgono:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{resistenza di progetto a compressione}$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad \text{resistenza di progetto a taglio}$$

dove  $\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura (variabile da 2 a 3), comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tab. 4.5.II delle NTC, in funzione delle classi di esecuzione nel seguito

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 57 di 117
---	----------------------	----------------

precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi § 11.10.1 NTC).

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato. In ogni caso occorre (Classe 2):

**Tabella 4.5.II.** Valori del coefficiente  $\gamma_M$  in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

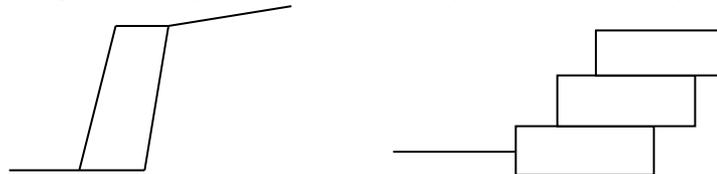
qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la

supervisione del lavoro (capocantiere); - disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori). La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo: - controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo; - dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

## APPENDICE 3 – NOVITA' ULTIME VERSIONI DEL SOFTWARE

### Versione 7.0

- **sovraccarico uniformemente ripartito sul terrapieno:** è prevista ora la possibilità che si possa applicare contemporaneamente il sovraccarico permanente e il sovraccarico saltuario
- possibilità di considerare il **sovraccarico concentrato (permanente) applicato in testa al muro**
- possibilità di inserire un'altezza del terrapieno spingente diversa dall'altezza del muro precisando l'**affondamento  $H_a$**
- possibilità di gestire la scarpa interna negativa e, per i muri a gradoni, di far sporgere i gradoni superiori verso il terrapieno rispetto a quelli inferiori;



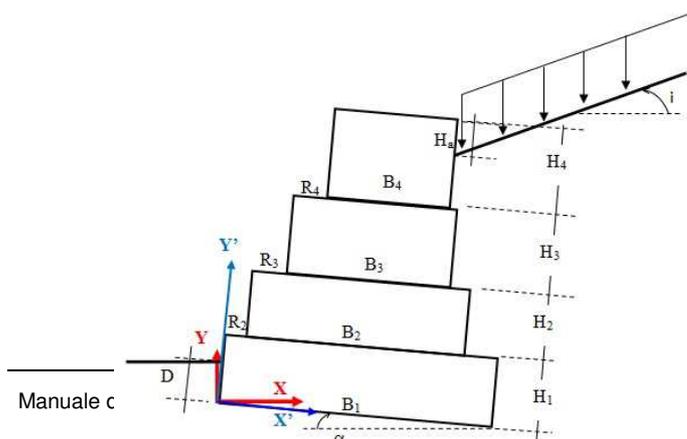
- **affinamento delle verifiche strutturali agli SLU**, potendo ora inserire più di una legge costitutiva sul calcestruzzo e sull'acciaio
- **armatura di ripartizione** (nei muri in c.a.)
- **verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)**, mediante calcolo degli spostamenti dell'opera, sia per combinazioni di carico non sismiche che sismiche
- **miglioramento dei disegni**
- **esempi di validazione del software**

### Versione 7.1

- esportazione disegno esecutivo per i muri in c.a. in **file dxf** (disegno quotato e munito delle indicazioni utili)
- disegno (nei file dxf) dei tondini dell'armatura trasversale a taglio con il passo che deriva dal calcolo
- **computo metrico delle armature** (per i muri in c.a.)

### Versione 8.0

- Possibilità di considerare il **piano di fondazione inclinato** nei muri di sostegno a gravità con sezione a gradoni. Ciò consente di aumentare il coefficiente di sicurezza delle verifiche di stabilità



- Calcolo di muri di sostegno a mensola in cemento armato con **pali di fondazione** verticali trivellati in cemento armato, con disegno dei relativi esecutivi in file dxf

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 59 di 117
---	----------------------	----------------

- in Manuale d'uso e in Relazione di calcolo inserite utili indicazioni, riprese dalla normativa vigente, per l'individuazione delle resistenze a compressione e a taglio delle murature (muri a gravità in pietrame a secco, in muratura di mattoni o di pietrame, ecc.)

### **Versione 9.0**

- **adeguamento alle nuove NTC del 2018** (D.M. 17/ 01/2018)
- possibilità di considerare la **coesione del terreno spingente** (che riduce la spinta)
- possibilità di considerare la **presenza di falda in quiete** in terreni a grana media o grossa
- **calcolo in terreni a grana fina saturi**, con verifiche a breve termine in condizioni non drenate e a lungo termine, in condizioni drenate
- possibilità di considerare nella verifica allo scorrimento la **spinta passiva a valle**, quando è presente il terreno sopra il piano di posa della fondazione (altezza D), entro il limite del 50% come previsto dalla normativa
- possibilità di considerare nella verifiche allo scorrimento l'**adesione muro-terreno di fondazione** o muro-magrone e magrone-terreni
- **disegno delle spinte e delle forze simiche** per ogni combinazione di carico

### **Versione 10.0**

- **terreni stratigrafici** (fino a sei strati orizzontali)
- in presenza di pali, **definizione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni per ogni verticale di indagine**
- calcolo della spinta dei terreni anche con il metodo dell'**integrazione del diagramma delle pressioni**. Introduzione dei **coefficienti di spinta attiva e passiva di Lancellotta (2007) e di Mylonakis (2007)**
- possibilità di gestire il caso di contemporanea presenza di strati a grana fina, in condizioni non drenate, e di strati a grana grossa in condizioni drenate
- **formula binomia** per i coefficienti di reazione orizzontale o di Winkler dei terreni e calcolo con la **formula di Bowles**
- introduzione delle **Forme di carico** al fine di gestire senza limitazioni i sovraccarichi sui terrapieni e i carichi direttamente applicati sul muro. Il software **genera in automatico le combinazioni di carico alla SLU e allo SLE**, sulla base delle forme di carico inserite
- possibilità di inserire tutti i **carichi concentrati sul muro** che si vuole, incluse le coppie o momenti, e il **sovraccarico uniforme nel terrapieno di valle**
- per i muri in c.a. con compiramento strutturale dissipativo si può precisare la **classe di duttilità**
- per l'armatura trasversale dei pali in c.a. possono essere considerate le **staffe circolari singole** e la **spirale continua**
- **coefficienti sismici inputabili dall'utente**
- **calcolo di verifica delle armature**, utile nel caso di muro in c.a. esistente o quando le armature vengono inserite o modificate dall'utente a seguito del calcolo di progetto

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 60 di 117
---	----------------------	----------------

- possibilità di inserire **diametro dei tondini distinti** tra i lembi delle mensole di fondazione e di elevazione e per i pali di fondazione. Analogamente per i copriferri e altri parametri relativi al muro e ai pali
- verifiche allo **SLE nei muri in c.a. alla fessurazione** e alle **tensioni di esercizio**

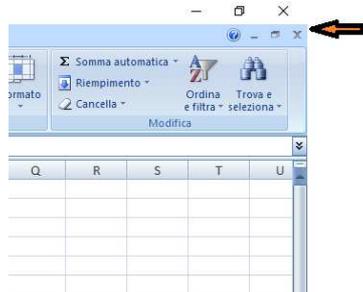
### **Versione 11.0**

- falda in **moto di filtrazione permanente**
- **terreno di valle inclinato**
- dente di fondazione con larghezza superiore diversa da quella inferiore che ammette, come caso degenero, il **piano di fondazione inclinato**
- **muri in c.a. "di cantina"** (calcolo FEM)
- **muro in c.a. con contrafforti**, interni o esterni, anche su pali/micropali
- **tiranti attivi o passivi**, permanenti o provvisori, nei muri in c.a. (calcolo FEM)
- **cordoli in c.a. o in acciaio** in corrispondenza della testa dei tiranti
- **micropali di fondazione**
- possibilità all'utente di decidere le verifiche di sicurezza da effettuare
- possibilità di calcolare i muri in c.a. con il FEM, ottenendo anche gli spostamenti
- aggiunta di altri disegni (pianta, prospetto e sezione), grafici e diagrammi di l'output.

## **APPENDICE 4 – GESTIONE ERRORI E REQUISITI DI SISTEMA**

<b>Tipo di errore</b>	<b>Soluzione</b>
Errore di run-time 13 oppure non vengono calcolati i coefficienti sismici oppure altri parametri danno risultati non corretti	<p>È necessario verificare che venga usato, da Sistema Operativo, come separatore decimale la virgola e come separatore di migliaia il punto. Se l'utente utilizza l'impostazione inversa, infatti, i parametri sismici e altri eventuali dati non vengono calcolati correttamente. Per verificare i separatori andare in <b>Opzioni Internazionali e della lingua</b> del Pannello di controllo di Windows.</p> <p>Se il problema persiste, aprire Excel (nelle precedenti versioni cercare il menù Opzioni), fare clic sul pulsante Microsoft Office  (in alto a sinistra), quindi su <b>Opzioni di Excel</b>. In <b>Opzioni di modifica</b> nella categoria <b>Impostazioni avanzate</b> selezionare la casella di controllo <b>Utilizza separatori di sistema</b>.</p>
Non si apre la Relazione di calcolo dal menù Visualizza	<p>Controllare che il modello (file .doc) della relazione di calcolo sia presente nella stessa cartella che contiene il software e che abbia il nome di "Relazione di calcolo Muri.Az".</p> <p>Se il problema persiste, esso può dipendere dalla versione e dai componenti installati del pacchetto Office di Microsoft nel pc dell'utente.</p>

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 61 di 117
---	----------------------	----------------

	<p>In ogni caso la Relazione di calcolo che si genera premendo nel relativo link del software è la stessa di quella in formato .doc che viene inviata all'utente al momento dell'acquisto. Pertanto, anche se non si apre dal link del software <i>Muri.Az</i>, si può lo stesso utilizzarla accedendo direttamente al file .doc.</p>
<p><b>Messaggio di errore 1004</b></p> <div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; background-color: #f0f0f0;"> <p>Microsoft Visual Basic</p> <p>Errore di run-time '1004':</p> <p>Impossibile spostare lo stato attivo sul controllo perché è invisibile, non attivato o di un tipo che non può ricevere lo stato attivo.</p> <p style="text-align: center;"> <input type="button" value="Continua"/> <input type="button" value="Fine"/> <input type="button" value="Debug"/> <input <="" p="" type="button" value="?"/> </p></div>	<p>Questo tipo di errore si può verificare alla prima installazione. In genere basta chiudere e riaprire il file.</p> <p>Controllare anche se gli identificativi delle colonne dei fogli di Excel sono rappresentati da numeri. Se è così, occorre ripristinare la configurazione di default in cui le colonne sono identificate con le lettere A, B, C, .... (File&gt;Opzioni&gt;Formule&gt; togliere la spunta in <i>Stile di riferimento R1C1</i>).</p>
<p>Alla chiusura del software viene richiesta una password di Visual Basic</p>	<p>La password non va inserita e si deve cliccare sul bottone chiudi per diverse volte consecutive. Per evitare la richiesta di password si provi a chiudere prima il file e poi Excel (con riferimento alle due X in alto a destra, cliccare prima sulla X inferiore e poi su quella superiore):</p> 

### **Requisiti di sistema**

**Microsoft Excel®** 2019, 2016, 2013, 2010, 2007, 2003, 2000, 1997 o Office 365 con Excel, o versioni successive.

**Microsoft Windows®** 10, 8.1, 8, Windows 7, Vista, XP SP3, Server 2008, Server 2003, o versioni successive. Su sistema operativo **Apple macOS** è necessaria una virtual machine (per esempio *BootCamp* o *Desktop Parallels*) che consenta di eseguire Windows e Microsoft Excel

**256 MB RAM** (Raccomandati: 512 MB RAM o più)

**Hard Disk:** almeno 100 MB di spazio libero.

## APPENDICE 5 – ESEMPI SVOLTI

### 1) MURO A MENSOLA IN C.A.

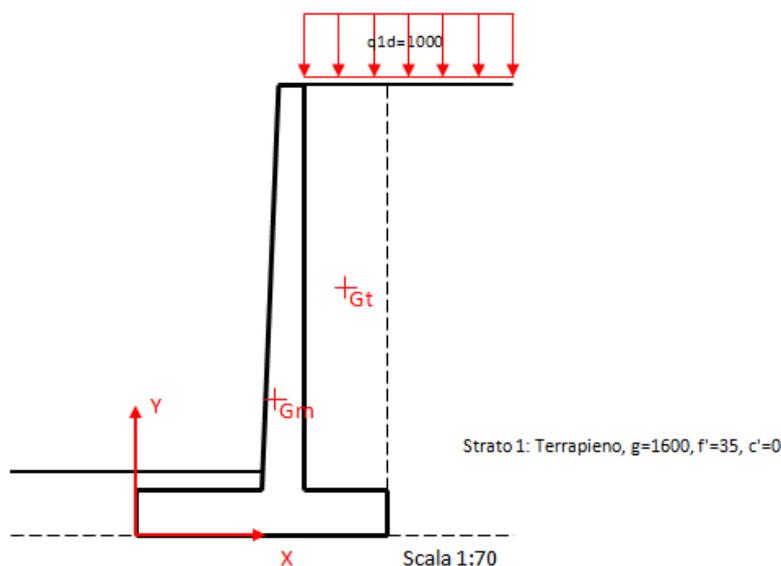
Progettare, secondo le norme del D.M. 11/03/1988, un muro di sostegno a mensola in c.a. a sostegno di un rilevato stradale alto 4,5 m soggetto ad un sovraccarico variabile uniformemente ripartito sul terrapieno di monte di intensità pari a 1.000 kg/mq. Il sito di costruzione ricade in zona sismica di 3<sup>a</sup> categoria (grado di sismicità S pari a 12). La falda è assente.

Il sottosuolo è caratterizzato da due strati aventi le seguenti caratteristiche:

strato	posizione base strato $z_t$ (m)	$\gamma$ kg/m <sup>3</sup>	$\phi'$ (°)	$c'$ kg/m <sup>2</sup>	$\delta$ (°)	OCR
1	5,0	1600	35	0	0	1
2		1600	35	1000	0	1

Si fissano le dimensioni geometriche del muro di sostegno (pre-dimensionamento dell'opera):

- spessore muro in testa = 0,3 m;
- scarpa esterna = 0,2 m;
- scarpa interna = 0 m;
- altezza fondazione = 0,5 m;
- altezza muro sopra la fondazione = 4,5 m;
- altezza totale del muro = 5,0 m;
- larghezza complessiva fondazione = 3 m;
- sviluppo fondazione a monte = 1,0 m;
- affondamento della fondazione rispetto al p.c. a valle = 0,7 m;
- spessore magrone = 0,1 m;
- sviluppo longitudinale (lungo Z) del muro = 5 m.



Per il materiale costituente il muro si decide di scegliere:

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 63 di 117
---	----------------------	----------------

- calcestruzzo classe  $R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$
- peso dell'unità di volume C.A. =  $2.500 \text{ kg/m}^3$
- peso specifico magrone di sottofondazione =  $2.000 \text{ kg/m}^3$
- acciaio Fe B 38 k
- angolo di attrito muro/magrone =  $31^\circ$
- adesione muro/magrone =  $0 \text{ kg/m}^2$
- angolo di attrito magrone/terreno di fondazione =  $31^\circ$
- adesione magrone/terreno di fondazione =  $0 \text{ kg/m}^2$

Per l'angolo di attrito sul diaframma verticale passante per l'estremo di fondazione di monte si assume, a favore di sicurezza, il valore di  $0^\circ$ .

Completano i parametri di input:

- peso dell'unità di volume del terreno di riporto sopra la mes. fondaz. monte =  $1.600 \text{ kg/m}^3$
- coefficiente di combinazione del sovraccarico saltuario  $\psi_0=\psi_1=\psi_2=1$
- rapporto armature=0
- copriferro = 4 cm
- interferro minimo = 4 cm
- barre di acciaio = diametro 18 mm
- interasse massimo tra le barre longitudinali a flessione = 40 cm
- diametro armatura trasversale a taglio o di ripartizione = 8 mm
- numero di braccia delle eventuali staffe per contrastare il taglio = 4 (il che corrisponde a fissare un passo nella direzione trasversale del muro pari a 25 cm)
- percentuale dell'armatura a flessione da usare per determinare l'armatura di ripartizione nel caso in cui non sia necessaria specifica armatura a taglio = 20%
- condizioni di spinta: spinta attiva
- si trascura, a favore di sicurezza, la spinta passiva a valle nella verifica allo scorrimento.

-----

Fatte le scelte di progetto si esegue il calcolo strutturale e geotecnico del muro di sostegno per mezzo di *Muri.Az*, utilizzando come metodo di calcolo delle spinte il metodo 2 di integrazione delle pressioni di spinta con coefficienti di spinta di Coulomb.

Essendo presente un solo carico esterno di tipo accidentale, basta definire una sola Forma di carico di tipo variabile che identifichiamo con Q1 con coefficienti di combinazione  $\psi_0= \psi_1=\psi_2=1$ .

I principali risultati forniti dal software sono i seguenti (vengono generate n° 4 combinazioni di carico allo SLU):

## **COMB. 2 (SLU-F)**

### **VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,27099$   
coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$   
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,690172$

strato 2 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,27099$   
coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$   
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,690172$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=5.419,80$  kg/m

componente orizzontale,  $St_h=5.419,80$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=1,67$  m  
componente verticale,  $St_v=0,00$  kg/m  
braccio componente verticale,  $X_{St}=3$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=1.354,95$  kg/m

componente orizzontale,  $Sq_h=1.354,95$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=2,5$  m  
componente verticale,  $Sq_v=0,00$  kg/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq}=3$  m

Spinta complessiva,  $St_T=6.774,75$  kg/m

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

angolo sismico,  $Teta=0^\circ$

Forza d'inerzia,  $Fi=0,00$  kg/m

braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,27$  m

Momento ribaltante,  $M_{rib}=12.422,18$  kg\*m/m

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=34.206,25$  kg\*m/m

Coeff. di sicurezza = 2,75

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

##### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,27099$   
coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$   
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,690172$

strato 2 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,27099$   
coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$   
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,690172$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=5.419,80$  kg/m

componente orizzontale,  $St_h=5.419,80$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=1,67$  m  
componente verticale,  $St_v=0,00$  kg/m

braccio componente verticale,  $X_{St}=3$  m  
Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=1.354,95$  kg/m  
componente orizzontale,  $S_{qh}=1.354,95$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=2,5$  m  
componente verticale,  $S_{qv}=0,00$  kg/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq}=3$  m  
Spinta complessiva,  $StT=6.774,75$  kg/m  
Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m  
braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m  
angolo sismico,  $Teta=0^\circ$   
Forza d'inerzia,  $Fi=0,00$  kg/m  
braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,27$  m  
Componente orizzontale risultante forze che si scaricano alla base del muro,  $RH=6.774,75$  kg/m  
Componente verticale risultante forze che si scaricano alla base del muro,  $RV=16.450,00$  kg/m  
Componente parallela alla superf. scorrimento (al netto della spinta passiva a valle),  $RT=6.774,75$  kg/m  
Resistenza lungo la superficie di scorrimento muro-terreno o muro-magrone,  $T_{lim}=9.884,16$  kg/m  
coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,46  
Verifica soddisfatta  
Resistenza lungo la superficie di scorrimento magrone-terreno,  $T_{lim}=10.268,71$  kg/m  
coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,52  
Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

##### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,27099$   
coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$   
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,690172$

strato 2 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,27099$   
coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$   
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,690172$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=5.419,80$  kg/m

componente orizzontale,  $S_{th}=5.419,80$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=1,67$  m  
componente verticale,  $S_{tv}=0,00$  kg/m  
braccio componente verticale,  $X_{St}=3$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=1.354,95$  kg/m

componente orizzontale,  $S_{qh}=1.354,95$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=2,5$  m  
componente verticale,  $S_{qv}=0,00$  kg/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq}=3$  m

Spinta complessiva,  $StT=6.774,75$  kg/m

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 66 di 117
---	----------------------	----------------

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m  
 braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m  
 angolo sismico,  $Teta=0^\circ$   
 Forza d'inerzia,  $Fi=0,00$  kg/m  
 braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,27$  m  
 peso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g1=1600$  kg/mc  
 peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g2=1600$  kg/mc  
 Risultante dei carichi in fondazione,  $R=17.790,44$  kg/m  
 componente normale al piano posa fondazione,  $Rn=16.450,00$  kg/m  
 componente tangenziale al piano posa fondazione,  $Rt=6.774,75$  kg/m  
 angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $22,38^\circ$   
 momento ribaltante,  $M_{rib}=12.422,18$  kg\*m/m  
 momento stabilizzante,  $M_{stab}=34.206,25$  kg\*m/m  
 eccentricità di R,  $Ec=-0,18$  m  
 $B/6 = 0,5$  m  
 base del muro non parzializzata  
 larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|Ec|=2,65$  m  
 Fattori del carico limite  
 $Nc=46,12$   
 $Nq=33,3$   
 $Ng=48,03$   
 Fattori di inclinazione del carico  
 $ic=0,56$   
 $iq=0,56$   
 $ig=0,13$   
 Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione  
 $alfa_c=1$   
 $alfa_q=1$   
 $alfa_g=1$   
 Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle  
 $g_c=1$   
 $g_q=1$   
 $g_g=1$   
 Carico limite unitario,  $q_{lim}=6,03$  kg/cmq  
 Carico limite,  $Q_{lim}=159.719,97$  kg/m  
 Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m  
 Carico di esercizio,  $Q_{es}=Rn-Sw=16.450,00$  kg/m  
 Coeff. di sicurezza =  $9,71$   
 Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

n° di cerchi analizzati = 10  
 Wt: forza peso del concio  
 Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 67 di 117
---	----------------------	----------------

alfa: angolo, minore di 90°, che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico: Xc=1,66 m Yc=6 m Rc=6,27 m**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	74	0	-30,15	0	0,4	0	6	0	102,77	29,6
2	210,16	0	-26,01	0	0,4	0	6	0	272,09	78,38
3	323,83	0	-22,01	0	0,4	0	6	0	395,32	113,88
4	417,03	0	-18,12	0	0,4	0	6	0	484,48	139,56
5	491,25	0	-14,32	0	0,4	0	6	0	593,94	340,53
6	547,57	0	-10,58	0	0,4	0	6	0	621,7	346,1
7	586,76	0	-6,89	0	0,4	0	6	0	633,03	347,72
8	609,32	0	-3,22	0	0,4	0	6	0	629,75	345,84
9	2445,22	0	0,85	0	0,49	0	6	0	10647,8	3269,23
10	3269,83	389,89	4,89	0	0,39	0	6	0	3571,35	1189,73
11	3241,31	389,89	8,48	0	0,39	0	6	0	3496,98	1169,5
12	3197,1	389,89	12,1	0	0,39	0	6	0	3421,96	1149,76
13	3136,66	389,89	15,78	0	0,39	0	6	0	3345,22	1130,29
14	3059,18	389,89	19,52	0	0,39	0	6	0	3320,3	956,43
15	2963,55	389,89	23,35	0	0,39	0	6	0	3248,6	935,78
16	2848,27	389,89	27,3	0	0,39	0	6	0	3172,35	913,82
17	2711,27	389,89	31,4	0	0,39	0	6	0	3089,83	890,05
18	2549,72	389,89	35,68	0	0,39	0	6	0	2998,62	863,77
19	2359,6	389,89	40,21	0	0,39	0	6	0	2895,16	833,97
20	2134,9	389,89	45,07	0	0,39	0	6	0	2773,79	799,01
21	1866,06	389,89	50,39	0	0,39	0	6	0	2624,62	756,04
22	1536,04	389,89	56,41	0	0,39	0	6	0	2427,81	699,35
23	1107,45	389,89	63,65	0	0,39	0	6	0	2132,81	614,37
24	430,98	389,89	74,24	0	0,39	0	6	0	1495,65	430,83

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=12,37 m

M\_resist = 279.457,53 kg\*m

M\_instab = 114.965,32 kg\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,431

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo delle Tensioni Ammissibili)**

##### **REAZIONE SOTTOSUOLO**

estremo di valle, qtA=7410,62 kg/m

in corrisp. sezione incastro mens. valle, qtB=5483,33 kg/m

in corrisp. sezione incastro mens. monte,  $qtC=4840,9$  kg/m

estremo di monte,  $qtD=3556,04$  kg/m

MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

larghezza sezione,  $B=100,00$  cm

altezza sezione,  $H=50,00$  cm

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armatura di calcolo*

Momento flettente sezione di incastro,  $My=6.207,97$  kg\*m

Taglio sezione di incastro,  $Tz=-7.795,47$  kg

armatura inferiore = 7,63 cmq (3 fi 18)

armatura superiore = 7,63 cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=7,5 cmq
- armatura massima in zona tesa=200 cmq

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

tens. normale max di compressione nel cls = 30,64 kg/cmq

tens. normale nell'acciaio teso = 1.935,80 kg/cmq

MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

larghezza sezione,  $B=100,00$  cm

altezza sezione,  $H=50,00$  cm

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armatura di calcolo*

Momento flettente sezione di incastro,  $My=-2.732,83$  kg\*m

Taglio sezione di incastro,  $Tz=5.251,53$  kg

armatura inferiore = 7,63 cmq (3 fi 18)

armatura superiore = 7,63 cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=7,5 cmq
- armatura massima in zona tesa=200 cmq

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

tens. normale max di compressione nel cls = 13,49 kg/cmq

tens. normale nell'acciaio teso = 852,17 kg/cmq

MENSOLA IN ELEVAZIONE

**Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=4,5 m)**

larghezza sezione,  $B=100$  cm

altezza sezione,  $H=50$  cm

Momento ribaltante,  $Mrib=9.328,83$  kg\*m

Momento stabilizzante,  $Mstab=1.331,25$  kg\*m

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $Rh=5.609,49$  kg

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $Rv=4.500,00$  kg

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-2,03$  m ( $u = -1,78$  m)

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $Nx=-4.500,00$  kg

Taglio,  $Tz=-5.609,49$  kg

Momento flettente,  $My=9.122,58$  kg\*m

armatura lato monte/terra,  $Af=10,18$  cmq (4 fi 18)

<b>Muri.Az 11.0</b> <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 69 di 117
--	----------------------	----------------

armatura lato valle/libero,  $A1f=7,63$  cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=7,5 cmq
- armatura massima in zona tesa=207,63 cmq

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

Tens. normale max di compressione nel cls = 40,39 kg/cmq

Tens. normale nell'acciaio teso = 1.936,89 kg/cmq

**Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=3 m)**

larghezza sezione,  $B=100$  cm

altezza sezione,  $H=43,33$  cm

Momento ribaltante,  $Mrib=3.170,58$  kg\*m

Momento stabilizzante,  $Mstab=681,94$  kg\*m

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $Rh=2.764,10$  kg

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $Rv=2.750,00$  kg

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-1,12$  m ( $u = -0,9$  m)

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $Nx=-2.750,00$  kg

Taglio,  $Tz=-2.764,10$  kg

Momento flettente,  $My=3.084,47$  kg\*m

armatura lato monte/terra,  $Af=7,63$  cmq (3 fi 18)

armatura lato valle/libero,  $A1f=7,63$  cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=6,5 cmq
- armatura massima in zona tesa=180,97 cmq

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

Tens. normale max di compressione nel cls = 19,83 kg/cmq

Tens. normale nell'acciaio teso = 958,98 kg/cmq

**Sez. 3-3 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=1,5 m)**

larghezza sezione,  $B=100$  cm

altezza sezione,  $H=36,67$  cm

Momento ribaltante,  $Mrib=548,75$  kg\*m

Momento stabilizzante,  $Mstab=249,31$  kg\*m

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $Rh=894,27$  kg

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $Rv=1.250,00$  kg

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-0,42$  m ( $u = -0,24$  m)

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $Nx=-1.250,00$  kg

Taglio,  $Tz=-894,27$  kg

Momento flettente,  $My=528,62$  kg\*m

armatura lato monte/terra,  $Af=7,63$  cmq (3 fi 18)

armatura lato valle/libero,  $A1f=7,63$  cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=5,5 cmq
- armatura massima in zona tesa=154,3 cmq

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 70 di 117
---	----------------------	----------------

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

Tens. normale max di compressione nel cls = 4,57 kg/cmq

Tens. normale nell'acciaio teso = 157,72 kg/cmq

#### **COMB. 4 (SLU-S)**

#### **VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

##### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,327748$

coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,493373$

strato 2 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,327748$

coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,493373$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=6.554,95$  kg/m

componente orizzontale,  $St_h=6.554,95$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=1,67$  m

componente verticale,  $St_v=0,00$  kg/m

braccio componente verticale,  $X_{St}=3$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=1.638,74$  kg/m

componente orizzontale,  $Sq_h=1.638,74$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=2,5$  m

componente verticale,  $Sq_v=0,00$  kg/m

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=3$  m

Spinta complessiva,  $StT=8.193,69$  kg/m

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

angolo sismico,  $Teta=5,711^\circ$

Forza d'inerzia,  $Fi=1.645,00$  kg/m

braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,27$  m

Momento ribaltante,  $Mrib=18.750,82$  kg\*m/m

Momento stabilizzante,  $Mstab=34.206,25$  kg\*m/m

Coeff. di sicurezza = 1,82

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

##### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,327748$

coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,493373$

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 71 di 117
---	----------------------	----------------

strato 2 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,327748$

coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,493373$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=6.554,95$  kg/m

componente orizzontale,  $St_h=6.554,95$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=1,67$  m

componente verticale,  $St_v=0,00$  kg/m

braccio componente verticale,  $X_{St}=3$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=1.638,74$  kg/m

componente orizzontale,  $Sq_h=1.638,74$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=2,5$  m

componente verticale,  $Sq_v=0,00$  kg/m

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=3$  m

Spinta complessiva,  $StT=8.193,69$  kg/m

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

angolo sismico,  $Teta=5,711^\circ$

Forza d'inerzia,  $Fi=1.645,00$  kg/m

braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,27$  m

Componente orizzontale risultante forze che si scaricano alla base del muro,  $RH=9.838,69$  kg/m

Componente verticale risultante forze che si scaricano alla base del muro,  $RV=16.450,00$  kg/m

Componente parallela alla superf. scorrimento (al netto della spinta passiva a valle),  $RT=9.838,69$  kg/m

Resistenza lungo la superficie di scorrimento muro-terreno o muro-magrone,  $Tlim=9.884,16$  kg/m

coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1

**Attenzione: non verifica!!!**

Resistenza lungo la superficie di scorrimento magrone-terreno,  $Tlim=10.268,71$  kg/m

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,04

**Attenzione: non verifica!!!**

### **VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

#### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,327748$

coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,493373$

strato 2 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,327748$

coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,426424$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=3,493373$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=6.554,95$  kg/m

componente orizzontale,  $St_h=6.554,95$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=1,67$  m  
componente verticale,  $Stv=0,00$  kg/m  
braccio componente verticale,  $X_{St}=3$  m  
Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=1.638,74$  kg/m  
componente orizzontale,  $Sqh=1.638,74$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $YSq=2,5$  m  
componente verticale,  $Sqv=0,00$  kg/m  
braccio componente verticale,  $XSq=3$  m  
Spinta complessiva,  $StT=8.193,69$  kg/m  
Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m  
braccio sottospinta verticale,  $XSw=0$  m  
angolo sismico,  $Teta=5,711^\circ$   
Forza d'inerzia,  $Fi=1.645,00$  kg/m  
braccio forza d'inerzia,  $YFin=2,27$  m  
peso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g1=1600$  kg/mc  
peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g2=1600$  kg/mc  
Risultante dei carichi in fondazione,  $R=19.167,74$  kg/m  
componente normale al piano posa fondazione,  $Rn=16.450,00$  kg/m  
componente tangenziale al piano posa fondazione,  $Rt=9.838,69$  kg/m  
angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $30,88^\circ$   
momento ribaltante,  $Mrib=18.750,82$  kg\*m/m  
momento stabilizzante,  $Mstab=34.206,25$  kg\*m/m  
eccentricità di R,  $Ec=-0,56$  m  
 $B/6 = 0,5$  m  
base del muro parzializzata ma in presenza di carichi accidentali: verifica soddisfatta  
larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|Ec|=1,88$  m  
Fattori del carico limite  
 $Nc=46,12$   
 $Nq=33,3$   
 $Ng=48,03$   
Fattori di inclinazione del carico  
 $ic=0,43$   
 $iq=0,43$   
 $ig=0,01$   
Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione  
 $alfa_c=1$   
 $alfa_q=1$   
 $alfa_g=1$   
Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle  
 $g_c=1$   
 $g_q=1$   
 $g_g=1$   
Carico limite unitario,  $qlim=3,7$  kg/cmq  
Carico limite,  $Qlim=69.504,17$  kg/m

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 73 di 117
---	----------------------	----------------

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kg/m

Carico di esercizio,  $Q_{es}=R_n-S_w=16.450,00$  kg/m

Coeff. di sicurezza = 4,23

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

n° di cerchi analizzati = 10

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di 90°, che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico:  $X_c=1,66$  m  $Y_c=6$  m  $R_c=6,27$  m**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	74	0	-30,15	0	0,4	2,81	5,38	1,41	105,99	32,35
2	210,16	0	-26,01	0	0,4	7,99	5,47	3,99	279,99	85,45
3	323,83	0	-22,01	0	0,4	12,31	5,56	6,15	406,02	123,92
4	417,03	0	-18,12	0	0,4	15,85	5,63	7,92	496,76	151,61
5	491,25	0	-14,32	0	0,4	18,67	5,69	9,33	609,99	365,69
6	547,57	0	-10,58	0	0,4	20,81	5,73	10,4	637,01	371,36
7	586,76	0	-6,89	0	0,4	22,3	5,76	11,15	647,28	372,75
8	609,32	0	-3,22	0	0,4	23,15	5,78	11,58	642,73	370,38
9	2445,22	0	0,85	0	0,49	92,92	4,46	46,46	10691,2	3476,97
10	3269,83	389,89	4,89	0	0,39	139,07	3,34	69,53	3633,47	1279,48
11	3241,31	389,89	8,48	0	0,39	137,99	3,32	68,99	3553,78	1256,41
12	3197,1	389,89	12,1	0	0,39	136,31	3,28	68,15	3473,61	1233,93
13	3136,66	389,89	15,78	0	0,39	134,01	3,24	67	3391,82	1211,76
14	3059,18	389,89	19,52	0	0,39	131,06	3,17	65,53	3364,83	1026,93
15	2963,55	389,89	23,35	0	0,39	127,43	3,1	63,72	3288,67	1003,69
16	2848,27	389,89	27,3	0	0,39	123,05	3,01	61,53	3207,92	979,04
17	2711,27	389,89	31,4	0	0,39	117,84	2,9	58,92	3120,77	952,44
18	2549,72	389,89	35,68	0	0,39	111,71	2,77	55,85	3024,74	923,14
19	2359,6	389,89	40,21	0	0,39	104,48	2,62	52,24	2916,18	890
20	2134,9	389,89	45,07	0	0,39	95,94	2,45	47,97	2789,3	851,28
21	1866,06	389,89	50,39	0	0,39	85,73	2,24	42,86	2634,02	803,89
22	1536,04	389,89	56,41	0	0,39	73,19	1,99	36,59	2430,2	741,68
23	1107,45	389,89	63,65	0	0,39	56,9	1,67	28,45	2126,8	649,09
24	430,98	389,89	74,24	0	0,39	31,19	1,24	15,6	1479,59	451,56

<b>Muri.Az 11.0</b> <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 74 di 117
--	----------------------	----------------

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento,  $L=12,37$  m

$M_{resist} = 281.900,62$  kg\*m

$M_{instab} = 122.870,07$  kg\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,294

Verifica soddisfatta

### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo delle Tensioni Ammissibili)**

#### **REAZIONE SOTTOSUOLO**

estremo di valle,  $qtA=12013,58$  kg/m

in corrisp. sezione incastro mens. valle,  $qtB=5746,71$  kg/m

in corrisp. sezione incastro mens. monte,  $qtC=3657,75$  kg/m

estremo di monte,  $qtD=0$  kg/m

#### **MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE**

larghezza sezione,  $B=100,00$  cm

altezza sezione,  $H=50,00$  cm

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armatura di calcolo*

Momento flettente sezione di incastro,  $My=9.758,95$  kg\*m

Taglio sezione di incastro,  $Tz=-11.445,21$  kg

armatura inferiore = 12,72 cmq (5 fi 18)

armatura superiore = 7,63 cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=7,5 cmq
- armatura massima in zona tesa=200 cmq

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

tens. normale max di compressione nel cls = 39,06 kg/cmq

tens. normale nell'acciaio teso = 1.854,60 kg/cmq

#### **MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE**

larghezza sezione,  $B=100,00$  cm

altezza sezione,  $H=50,00$  cm

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armatura di calcolo*

Momento flettente sezione di incastro,  $My=-4.257,73$  kg\*m

Taglio sezione di incastro,  $Tz=7.848,83$  kg

armatura inferiore = 7,63 cmq (3 fi 18)

armatura superiore = 7,63 cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=7,5 cmq
- armatura massima in zona tesa=200 cmq

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

tens. normale max di compressione nel cls = 21,01 kg/cmq

tens. normale nell'acciaio teso = 1.327,67 kg/cmq

#### **MENSOLA IN ELEVAZIONE**

##### **Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=4,5 m)**

larghezza sezione,  $B=100$  cm

altezza sezione,  $H=50$  cm

<b>Muri.Az 11.0</b> <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 75 di 117
--	----------------------	----------------

Momento ribaltante,  $M_{rib}=12.668,98 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=1.331,25 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h=7.509,86 \text{ kg}$

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v=4.500,00 \text{ kg}$

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-2,77 \text{ m}$  ( $u = -2,52 \text{ m}$ )

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $N_x=-4.500,00 \text{ kg}$

Taglio,  $T_z=-7.509,86 \text{ kg}$

Momento flettente,  $M_y=12.462,73 \text{ kg}\cdot\text{m}$

armatura lato monte/terra,  $A_f=12,72 \text{ cmq}$  (5 fi 18)

armatura lato valle/libero,  $A_{1f}=7,63 \text{ cmq}$  (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa= $7,5 \text{ cmq}$
- armatura massima in zona tesa= $207,63 \text{ cmq}$

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

Tens. normale max di compressione nel cls =  $50,44 \text{ kg/cmq}$

Tens. normale nell'acciaio teso =  $2.197,43 \text{ kg/cmq}$

**Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=3 m)**

larghezza sezione,  $B=100 \text{ cm}$

altezza sezione,  $H=43,33 \text{ cm}$

Momento ribaltante,  $M_{rib}=4.377,86 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=681,94 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h=3.753,77 \text{ kg}$

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v=2.750,00 \text{ kg}$

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-1,56 \text{ m}$  ( $u = -1,34 \text{ m}$ )

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $N_x=-2.750,00 \text{ kg}$

Taglio,  $T_z=-3.753,77 \text{ kg}$

Momento flettente,  $M_y=4.291,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$

armatura lato monte/terra,  $A_f=7,63 \text{ cmq}$  (3 fi 18)

armatura lato valle/libero,  $A_{1f}=7,63 \text{ cmq}$  (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa= $6,5 \text{ cmq}$
- armatura massima in zona tesa= $180,97 \text{ cmq}$

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

Tens. normale max di compressione nel cls =  $27,58 \text{ kg/cmq}$

Tens. normale nell'acciaio teso =  $1.402,91 \text{ kg/cmq}$

**Sez. 3-3 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=1,5 m)**

larghezza sezione,  $B=100 \text{ cm}$

altezza sezione,  $H=36,67 \text{ cm}$

Momento ribaltante,  $M_{rib}=781,26 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=249,31 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h=1.250,49 \text{ kg}$

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v=1.250,00 \text{ kg}$

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 76 di 117
---	----------------------	----------------

Eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,61$  m ( $u = -0,43$  m)

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $N_x = -1.250,00$  kg

Taglio,  $T_z = -1.250,49$  kg

Momento flettente,  $M_y = 761,12$  kg\*m

armatura lato monte/terra,  $A_f = 7,63$  cmq (3 fi 18)

armatura lato valle/libero,  $A_{1f} = 7,63$  cmq (3 fi 18)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa = 5,5 cmq
- armatura massima in zona tesa = 154,3 cmq

*Verifica della sezione alle tensioni ammissibili*

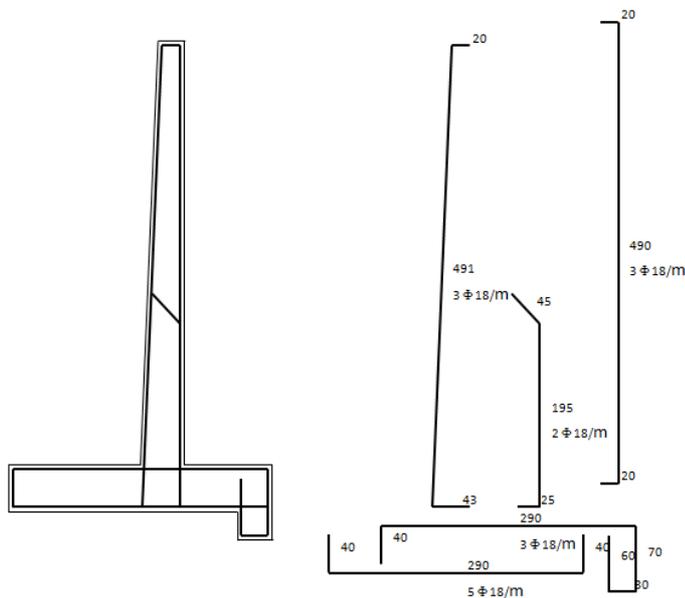
Tens. normale max di compressione nel cls = 6,64 kg/cmq

Tens. normale nell'acciaio teso = 261,18 kg/cmq

Come si vede, la verifica allo scorrimento in condizioni sismiche non è soddisfatta. Per ovviare all'inconveniente si prevede di realizzare il **dente di fondazione** in corrispondenza dell'estremo di fondazione di monte. Il dente sarà alto 30 cm e largo 40 cm. Così facendo il piano di scorrimento avrà una certa inclinazione. Rifacendo i calcoli si ottiene soddisfatta anche la verifica allo scorrimento in condizioni sismiche.

Di seguito si riporta l'esecutivo delle armature restituito dal software *Muri.Az*.

ESECUTIVO C.A. (scala 1:50)



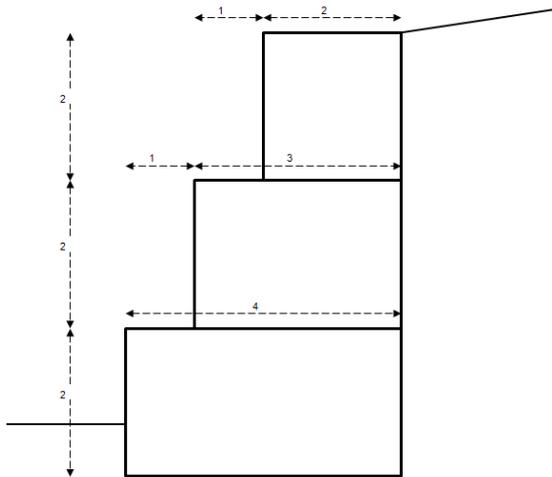
## 2) MURO A GRAVITÀ IN GABBIONI METALLICI

Per il sostentamento di un terrapieno senza pressioni neutre alto 6 m si deve progettare un muro di sostegno a gravità con pietrame sistemato in gabbioni metallici. Il terrapieno di spinta ha un profilo topografico rettilineo inclinato di  $8^\circ$  sull'orizzontale. È presente un sovraccarico permanente uniformemente ripartito di 8 kN/mq. Il sito di costruzione ricade in zona sismica di 2<sup>a</sup> categoria (grado di sismicità  $S=9$ ) ed ha latitudine= $37^\circ,8274$ , longitudine= $13^\circ,4758$  (sito in provincia di Palermo).

Il terreno è omogeneo ed è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- ❖ peso dell'unità di volume = 17 kN/mc
- ❖ angolo di resistenza al taglio =  $35^\circ$
- ❖ coesione drenata terreno di fondazione = 10 kN/mq (si assume pari a zero, a favore di sicurezza, la coesione drenata del terreno spingente);
- ❖ angolo di attrito terrapieno/muro =  $10^\circ$
- ❖ OCR=1

Si prevede di realizzare la seguente geometria:



Per il materiale costituente il muro si ha:

- ❖ peso dell'unità di volume = 17 kN/mc
- ❖ angolo di attrito muro-terreno di fondazione =  $30^\circ$
- ❖ adesione muro/terreno di fondazione = 0 kN/mq
- ❖ tensione normale ammissibile della muratura = 1 N/mm<sup>2</sup> (resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  della muratura = 2 N/mm<sup>2</sup>)
- ❖ tensione tangenziale ammissibile della muratura in assenza di tensioni normali = 0,1 N/mm<sup>2</sup> (resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vk0}$  della muratura = 0,2 N/mm<sup>2</sup>)

Completano i parametri di input:

- ❖ assenza di magrone
- ❖ piano di posa della fondazione orizzontale ( $\alpha = 0$ )
- ❖ affondamento della fondazione rispetto al p.c. a valle,  $D = 0,7$  m
- ❖ metodo di calcolo della spinta: Coulomb, equilibrio limite globale
- ❖ condizioni di spinta: attiva.

Eeguire il calcolo con riferimento alla normativa previgente (tensioni ammissibili) e alla normativa NTC 2008.

Fatte le scelte di progetto è possibile eseguire il calcolo strutturale e geotecnico del muro di sostegno per mezzo di *Muri.Az*. Il terreno è omogeneo ma, volendo trascurare la coesione drenata del terreno spingente, occorre considerare due strati di terreno, spingente e di fondazione, assumendo i relativi valori:

strato	descrizione	posizione $z_t$ (m)	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi'$ (°)	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\delta$ (°)	OCR
1	terrapieno	6,0	17	35	0	10	1
2	Terreno di fondazione		17	35	10	10	1

Occorre definire una sola forma di carico, di tipo permanente sfavorevole alla sicurezza, che chiamino G1 per simulare il sovraccarico sul terrapieno.

Nel seguito si riporta uno stralcio dei risultati forniti dal software.

**Progettazione in base al D.M. 11/03/1988 e D.M. 16/01/1996** (metodo tensioni ammissibili)

**COMB. 1 (SLU-F)**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $S_t=84,18$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{th}=82,91$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}= 2$  m

componente verticale,  $S_{tv}=14,62$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{St} = 4$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=13,34$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{qh}=13,13$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}= 3$  m

componente verticale,  $S_{qv}=2,32$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m

Spinta complessiva,  $S_{tT}=97,52$  kN/m

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kN/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

Momento ribaltante,  $M_{rib}=205,21$  kN\*m/m

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=798,74 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Coeff. di sicurezza = 3,89

Verifica soddisfatta

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=84,18 \text{ kN/m}$

componente orizzontale,  $St_h=82,91 \text{ kN/m}$

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}= 2 \text{ m}$

componente verticale,  $St_v=14,62 \text{ kN/m}$

braccio componente verticale,  $X_{St}= 4 \text{ m}$

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=13,34 \text{ kN/m}$

componente orizzontale,  $Sq_h=13,13 \text{ kN/m}$

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}= 3 \text{ m}$

componente verticale,  $Sq_v=2,32 \text{ kN/m}$

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4 \text{ m}$

Spinta complessiva,  $St_T=97,52 \text{ kN/m}$

Sottospinta,  $Sw=0,00 \text{ kN/m}$

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0 \text{ m}$

Resistenza lungo la superficie di scorrimento,  $T_{lim}=186,45 \text{ kN/m}$

Componente della risultante delle forze parallela alla superficie di scorrimento,  $R_t=96,04 \text{ kN/m}$

Coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,94

Verifica soddisfatta

**VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=84,18 \text{ kN/m}$

componente orizzontale,  $St_h=82,91 \text{ kN/m}$

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}= 2 \text{ m}$

componente verticale,  $St_v=14,62 \text{ kN/m}$

braccio componente verticale,  $X_{St}= 4 \text{ m}$

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=13,34 \text{ kN/m}$

componente orizzontale,  $Sq_h=13,13 \text{ kN/m}$

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}= 3 \text{ m}$

componente verticale,  $Sq_v=2,32 \text{ kN/m}$

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4 \text{ m}$

Spinta complessiva,  $St_T=97,52 \text{ kN/m}$

Sottospinta,  $Sw=0,00 \text{ kN/m}$

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0 \text{ m}$

peso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g_1=17 \text{ kN/mc}$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g_2=17$  kN/mc  
Risultante dei carichi in fondazione,  $R=336,91$  kN/m  
componente normale al piano posa fondazione,  $R_n=322,93$  kN/m  
componente tangenziale al piano posa fondazione,  $R_t=96,04$  kN/m  
angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $16,56^\circ$   
momento ribaltante,  $M_{rib}=205,21$  kN\*m/m  
momento stabilizzante,  $M_{stab}=798,74$  kN\*m/m  
eccentricità di R,  $E_c=-0,16$  m  
 $B/6 = 0,67$  m  
base del muro non parzializzata  
larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|E_c|=3,68$  m  
Fattori del carico limite  
 $N_c=46,12$   
 $N_q=33,3$   
 $N_g=48,03$   
Fattori di inclinazione del carico  
 $i_c=0,67$   
 $i_q=0,67$   
 $i_g=0,28$   
Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione  
 $\alpha_c=1$   
 $\alpha_q=1$   
 $\alpha_g=1$   
Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle  
 $g_c=1$   
 $g_q=1$   
 $g_g=1$   
Carico limite unitario,  $q_{lim}=0,99$  N/mmq  
Carico limite,  $Q_{lim}=3.629,38$  kN/m  
Sottospinta,  $S_w=0,00$  kN/m  
Carico di esercizio,  $Q_{es}=R_n-S_w=322,93$  kN/m  
Coeff. di sicurezza =  $11,24$   
Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

n° di cerchi analizzati = 10

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di  $90^\circ$ , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 81 di 117
---	----------------------	----------------

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico: Xc=2,39 m Yc=10,4 m Rc=10,64 m**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	1,52	0	-22,33	0	0,66	0	10,4	0	1,84	0,47
2	4,28	0	-18,53	0	0,66	0	10,4	0	4,94	1,25
3	6,5	0	-14,82	0	0,66	0	10,4	0	7,21	1,83
4	10,72	0	-11,41	0	0,57	0	10,4	0	11,97	5,15
5	19,03	0	-8,28	0	0,57	0	10,4	0	20,29	7,24
6	27,05	0	-5,18	0	0,57	0	10,4	0	27,99	9,18
7	34,75	0	-2,1	0	0,57	0	10,4	0	35,18	11
8	42,16	0	0,98	0	0,57	0	10,4	0	346,67	90,06
9	49,27	0	4,07	0	0,57	0	10,4	0	48,38	14,35
10	56,08	0	7,16	0	0,57	0	10,4	0	54,52	15,93
11	59,04	4,55	10,27	0	0,57	0	10,4	0	61,43	17,69
12	58,66	4,55	13,4	0	0,57	0	10,4	0	61,28	15,55
13	57,96	4,55	16,57	0	0,57	0	10,4	0	60,64	15,39
14	56,93	4,55	19,8	0	0,57	0	10,4	0	59,87	15,2
15	55,53	4,55	23,1	0	0,57	0	10,4	0	58,94	14,96
16	53,76	4,55	26,47	0	0,57	0	10,4	0	57,84	14,68
17	51,58	4,55	29,95	0	0,57	0	10,4	0	56,52	14,34
18	48,94	4,55	33,56	0	0,57	0	10,4	0	54,95	13,95
19	45,79	4,55	37,33	0	0,57	0	10,4	0	53,05	13,46
20	42,05	4,55	41,3	0	0,57	0	10,4	0	50,72	12,87
21	37,61	4,55	45,52	0	0,57	0	10,4	0	47,81	12,13
22	32,29	4,55	50,1	0	0,57	0	10,4	0	44,05	11,18
23	25,81	4,55	55,17	0	0,57	0	10,4	0	38,96	9,89
24	17,66	4,55	61,02	0	0,57	0	10,4	0	31,44	7,98
25	6,54	4,55	68,34	0	0,57	0	10,4	0	18,33	4,65

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=17,96 m

M\_resist = 10.284,02 kN\*m

M\_instab = 3.727,63 kN\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,759

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo delle Tensioni Ammissibili)**

**Sez. 1-1 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 4 m largh. sez B = 3 m)**

spinta dovuta al terrapieno, St=37,42 kN/m

spinta dovuta al sovraccarico, Sq=8,89 kN/m

spinta complessiva, S=46,31 kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 45,60 kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 178,04 kN

momento ribaltante = 66,64 kN\*m

momento stabilizzante = 313,12 kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,12$  m ( $u = 1,38$  m)

sforzo normale,  $N_x = -178,04$  kN

taglio,  $T_z = -45,60$  kN

momento flettente,  $M_y = 20,58$  kN\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,5$  m)

tensione normale lembo esterno sezione =  $0,07$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale lembo interno sezione =  $0,05$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale media =  $0,06$  N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale max =  $0,02$  N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale ammissibile =  $0,12$  N/mm<sup>2</sup>

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

**Sez. 2-2 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 2 m largh. sez B = 2 m)**

spinta dovuta al terrapieno,  $S_t = 9,35$  kN/m

spinta dovuta al sovraccarico,  $S_q = 4,45$  kN/m

spinta complessiva,  $S = 13,80$  kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione =  $13,59$  kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione =  $70,40$  kN

momento ribaltante =  $10,52$  kN\*m

momento stabilizzante =  $72,79$  kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,12$  m ( $u = 0,88$  m)

sforzo normale,  $N_x = -70,40$  kN

taglio,  $T_z = -13,59$  kN

momento flettente,  $M_y = 8,12$  kN\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,33$  m)

tensione normale lembo esterno sezione =  $0,05$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale lembo interno sezione =  $0,02$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale media =  $0,04$  N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale max =  $0,01$  N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale ammissibile =  $0,11$  N/mm<sup>2</sup>

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

**COMB. 2 (SLU-S)**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a = 0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o = 0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p = 7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $S_t = 84,18$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{th} = 82,91$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St} = 2$  m

componente verticale,  $S_{tv} = 14,62$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{St} = 4$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q = 13,34$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{qh} = 13,13$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq} = 3$  m

componente verticale,  $S_{qv}=2,32$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m  
Spinta complessiva,  $StT=97,52$  kN/m  
Sottospinta,  $Sw=0,00$  kN/m  
braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m  
angolo sismico,  $Teta=4,004^\circ$   
coefficiente di spinta attiva dinamico,  $Kad=0,321695$   
Incremento di spinta dovuto al sisma,  $DSt=16,51$  kN/m  
componente orizzontale,  $DStH=16,26$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=4$  m  
componente verticale,  $DStV=2,87$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{DSt}=4$  m  
Forza d'inerzia,  $Fi=21,42$  kN/m  
braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,56$  m  
Momento ribaltante,  $Mrib=324,99$  kN\*m/m  
Momento stabilizzante,  $Mstab=810,21$  kN\*m/m  
Coeff. di sicurezza = 2,49  
Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $Ka=0,275114$   
coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $Ko=0,48577$   
coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $Kp=7,735081$   
Spinta dovuta al terrapieno,  $St=84,18$  kN/m  
componente orizzontale,  $Sth=82,91$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=2$  m  
componente verticale,  $Stv=14,62$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{St}=4$  m  
Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=13,34$  kN/m  
componente orizzontale,  $Sqh=13,13$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=3$  m  
componente verticale,  $Sqv=2,32$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m  
Spinta complessiva,  $StT=97,52$  kN/m  
Sottospinta,  $Sw=0,00$  kN/m  
braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m  
angolo sismico,  $Teta=4,004^\circ$   
coefficiente di spinta attiva dinamico,  $Kad=0,321695$   
Incremento di spinta dovuto al sisma,  $DSt=16,51$  kN/m  
componente orizzontale,  $DStH=16,26$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=4$  m  
componente verticale,  $DStV=2,87$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{DSt}=4$  m  
Forza d'inerzia,  $Fi=21,42$  kN/m

braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,56$  m

Resistenza lungo la superficie di scorrimento,  $T_{lim}=188,10$  kN/m

Componente della risultante delle forze parallela alla superficie di scorrimento,  $R_t=133,72$  kN/m

Coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,41

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $S_t=84,18$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{th}=82,91$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}= 2$  m

componente verticale,  $S_{tv}=14,62$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{St}= 4$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=13,34$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{qh}=13,13$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}= 3$  m

componente verticale,  $S_{qv}=2,32$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m

Spinta complessiva,  $S_{tT}=97,52$  kN/m

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kN/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

angolo sismico,  $Teta=4,004^\circ$

coefficiente di spinta attiva dinamico,  $K_{ad}=0,321695$

Incremento di spinta dovuto al sisma,  $D_{St}=16,51$  kN/m

componente orizzontale,  $D_{StH}=16,26$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=4$  m

componente verticale,  $D_{StV}=2,87$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{DSt}=4$  m

Forza d'inerzia,  $F_i=21,42$  kN/m

braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,56$  m

peso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g_1=17$  kN/mc

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g_2=17$  kN/mc

Risultante dei carichi in fondazione,  $R=352,18$  kN/m

componente normale al piano posa fondazione,  $R_n=325,80$  kN/m

componente tangenziale al piano posa fondazione,  $R_t=133,72$  kN/m

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $22,31^\circ$

momento ribaltante,  $M_{rib}=324,99$  kN\*m/m

momento stabilizzante,  $M_{stab}=810,21$  kN\*m/m

eccentricità di R,  $E_c=-0,51$  m

$B/6 = 0,67$  m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|E_c|=2,98$  m

Fattori del carico limite

$N_c=46,12$

$N_q=33,3$

$N_g=48,03$

Fattori di inclinazione del carico

$i_c=0,57$

$i_q=0,57$

$i_g=0,13$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$\alpha_c=1$

$\alpha_q=1$

$\alpha_g=1$

Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle

$g_c=1$

$g_q=1$

$g_g=1$

Carico limite unitario,  $q_{lim}=0,64$  N/mm<sup>2</sup>

Carico limite,  $Q_{lim}=1.920,30$  kN/m

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kN/m

Carico di esercizio,  $Q_{es}=R_n-S_w=325,80$  kN/m

Coeff. di sicurezza = 5,89

Verifica soddisfatta

### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

n° di cerchi analizzati = 10

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di 90°, che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico:  $X_c=2,39$  m  $Y_c=13,6$  m  $R_c=13,81$  m**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	1,2	0	-19,48	0	0,63	0,08	12,97	0,04	1,47	0,43
2	3,43	0	-16,72	0	0,63	0,24	13,06	0,12	4,06	1,18
3	5,3	0	-14	0	0,63	0,37	13,15	0,19	6,1	1,77
4	6,83	0	-11,3	0	0,63	0,48	13,22	0,24	7,65	2,23
5	13,49	0	-8,56	0	0,67	0,94	13,03	0,47	15,2	7,22
6	24,45	0	-5,78	0	0,67	1,71	12,64	0,86	26,49	10,48

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 86 di 117
---	----------------------	----------------

7	35,04	0	-3	0	0,67	2,45	12,23	1,23	37,03	13,53
8	45,27	0	-0,23	0	0,67	3,17	11,8	1,58	353,28	105,46
9	55,12	0	2,54	0	0,67	3,86	11,35	1,93	56,26	19,13
10	64,62	0	5,31	0	0,67	4,52	10,89	2,26	65,15	21,72
11	70,01	5,39	8,11	0	0,67	5,28	10,39	2,64	75,31	24,72
12	69,8	5,39	10,95	0	0,67	5,26	10,29	2,63	75,05	21,82
13	69,19	5,39	13,82	0	0,67	5,22	10,16	2,61	74,19	21,57
14	68,17	5,39	16,72	0	0,67	5,15	10,03	2,57	73,11	21,25
15	66,71	5,39	19,66	0	0,67	5,05	9,87	2,52	71,79	20,87
16	64,81	5,39	22,66	0	0,67	4,91	9,69	2,46	70,21	20,41
17	62,42	5,39	25,73	0	0,67	4,75	9,49	2,37	68,34	19,86
18	59,52	5,39	28,88	0	0,67	4,54	9,27	2,27	66,12	19,22
19	56,05	5,39	32,13	0	0,67	4,3	9,03	2,15	63,5	18,46
20	51,96	5,39	35,5	0	0,67	4,01	8,76	2,01	60,38	17,55
21	47,16	5,39	39,01	0	0,67	3,68	8,46	1,84	56,66	16,47
22	41,55	5,39	42,72	0	0,67	3,29	8,12	1,64	52,14	15,16
23	34,99	5,39	46,66	0	0,67	2,83	7,75	1,41	46,55	13,53
24	27,23	5,39	50,91	0	0,67	2,28	7,32	1,14	39,43	11,46
25	17,92	5,39	55,61	0	0,67	1,63	6,85	0,82	29,98	8,72
26	6,41	5,39	60,97	0	0,67	0,83	6,34	0,41	16,52	4,8

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento,  $L=20,42$  m

$M_{resist} = 15.265,19$  kN\*m

$M_{instab} = 6.337,32$  kN\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,409

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo delle Tensioni Ammissibili)**

**Sez. 1-1 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 4 m largh. sez B = 3 m)**

spinta dovuta al terrapieno,  $St=37,42$  kN/m

spinta dovuta al sovraccarico,  $Sq=8,89$  kN/m

spinta complessiva,  $S=46,31$  kN/m

incremento di spinta attiva dovuto al sisma,  $DSa=9,44$  kN/m

forza d'inerzia,  $Fi=11,90$  kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 66,80 kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 179,68 kN

momento ribaltante = 131,44 kN\*m

momento stabilizzante = 318,04 kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,46$  m ( $u = 1,04$  m)

sforzo normale,  $Nx=-179,68$  kN

taglio,  $Tz=-66,80$  kN

momento flettente,  $My=82,92$  kN\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,5$  m)

tensione normale lembo esterno sezione = 0,12 N/mmq

tensione normale lembo interno sezione = 0 N/mmq

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 87 di 117
---	----------------------	----------------

tensione normale media = 0,06 N/mmq

tensione tangenziale max = 0,03 N/mmq

tensione tangenziale ammissibile = 0,12 N/mmq

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

**Sez. 2-2 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 2 m largh. sez B = 2 m)**

spinta dovuta al terrapieno,  $St=9,35$  kN/m

spinta dovuta al sovraccarico,  $Sq=4,45$  kN/m

spinta complessiva,  $S=13,80$  kN/m

incremento di spinta attiva dovuto al sisma,  $DSa=2,81$  kN/m

forza d'inerzia,  $Fi=4,76$  kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 21,12 kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 70,88 kN

momento ribaltante = 30,05 kN\*m

momento stabilizzante = 73,77 kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,38$  m ( $u = 0,62$  m)

sforzo normale,  $Nx=-70,88$  kN

taglio,  $Tz=-21,12$  kN

momento flettente,  $My=27,17$  kN\*m

sezione parzializzata ( $B/6=0,33$  m)

tensione massima nella sezione = 0,08 N/mmq

tensione media = 0,04 N/mmq

tensione tangenziale max = 0,02 N/mmq

tensione tangenziale ammissibile = 0,12 N/mmq

verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

### **Progettazione in base al D.M. 14/01/2008** (metodo Stati Limite)

Si fissano gli altri parametri di input necessari:

- costante di reazione verticale del sottofondo o di Winkler  $k_w=0,1$  kN/cm<sup>3</sup>
- coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura = 2,5
- Vita nominale dell'opera = 100 anni
- Classe d'uso della costruzione = Classe II
- Categoria di sottosuolo = B
- Categoria topografica = T1
- Verifiche SLE: valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della fondazione = 0,005; spostamento permanente ammissibile per effetto del sisma = 2 cm.
- approccio progettuale = Approccio 2

I principali risultati sono di seguito riportati.

**PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE**

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti per interpolazione con quelli dei quattro nodi della maglia elementare che contiene il sito

Tr (anni)	ag (m/s <sup>2</sup> )	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,351	0,036	2,402	0,224
50	0,449	0,046	2,403	0,26
72	0,527	0,054	2,423	0,27
101	0,604	0,062	2,436	0,282
140	0,69	0,07	2,433	0,292
201	0,789	0,08	2,451	0,31
475	1,07	0,109	2,523	0,323
975	1,347	0,137	2,565	0,343
2475	1,768	0,18	2,642	0,36

Periodo di riferimento, Vr=100 anni

coeff. di amplificazione topografica, St=1

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, Pvr=10%

Tempo di ritorno, Tr=949 anni

accelerazione orizzontale max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, ag=1,335 m/s<sup>2</sup>

parametro Fo=2,563

coeff. di amplificazione stratigrafica, Ss=1,2

accelerazione orizzontale max attesa al sito, amax=1,603 m/s<sup>2</sup>

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il muro, Beta\_m=0,24

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il pendio, Beta\_s=0,24

Coefficiente sismico orizzontale, Ch=3,921%

Coefficiente sismico verticale, Cv=1,96%

Coeff. sismico orizzontale per la verifica di stabilità globale, Ch\_p=3,921%

Coeff. sismico verticale per la verifica di stabilità globale, Cv\_p=1,96%

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno - SLD)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, Pvr=63%

Tempo di ritorno, Tr=101 anni

accelerazione orizzontale max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, ag=0,604 m/s<sup>2</sup>

parametro, Fo=2,436

coeff. di amplificazione stratigrafica, Ss=1,2

accelerazione orizzontale max attesa al sito, amax=0,725 m/s<sup>2</sup>

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il muro, Beta\_m=0,18

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il pendio, Beta\_s=0,2

Coefficiente sismico orizzontale, Ch=1,33%

Coefficiente sismico verticale, Cv=0,665%

**AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)**

Muro

area = 18 mq

peso = 306,00 kN/m  
ascissa baricentro muro = 2,39 m  
ordinata baricentro muro = 2,56 m

### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

#### COMB. 1 (SLU-F)

#### **VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU+M2+R1)

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=8,8$  kN/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kN/m

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i_d}=29,26^\circ$

coesione drenata,  $c'_d=0$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=8,03^\circ$

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i_d}=29,26^\circ$

coesione drenata,  $c'_d=8$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=0^\circ$

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,354157$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,582444$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=5,094415$

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=108,37$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{th}=107,31$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=2$  m

componente verticale,  $S_{tv}=15,14$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{St}=4$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=18,88$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{qh}=18,70$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=3$  m

componente verticale,  $S_{qv}=2,64$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m

Spinta complessiva,  $StT=127,26$  kN/m

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kN/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

Momento ribaltante,  $M_{rib}=292,18$  kN\*m/m

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=735,05$  kN\*m/m

Coeff. di sicurezza = 2,52

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

### **Approccio 2 (A1+M1+R3)**

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=10,4$  kN/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kN/m

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=35^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=0$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=10^\circ$

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=35^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=10$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=0^\circ$

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=84,18$  kN/m

componente orizzontale,  $St_h=82,91$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=2$  m

componente verticale,  $St_v=14,62$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{St}=4$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=17,34$  kN/m

componente orizzontale,  $Sq_h=17,07$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=3$  m

componente verticale,  $Sq_v=3,01$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m

Spinta complessiva,  $StT=101,52$  kN/m

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kN/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

Resistenza lungo la superficie di scorrimento,  $T_{lim}=186,85$  kN/m

Componente della risultante delle forze parallela alla superficie di scorrimento,  $R_t=124,85$  kN/m

Coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,5

Verifica soddisfatta

### **VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

### **Approccio 2 (A1+M1+R3)**

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=10,4$  kN/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kN/m

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=35^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=0$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=10^\circ$   
strato 2 -  
angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=35^\circ$   
coesione drenata,  $c'_d=10$  kN/mq  
angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=0^\circ$   
coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,275114$   
coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,48577$   
coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=7,735081$   
Spinta dovuta al terrapieno,  $St=84,18$  kN/m  
    componente orizzontale,  $St_h=82,91$  kN/m  
    braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=2$  m  
    componente verticale,  $St_v=14,62$  kN/m  
    braccio componente verticale,  $X_{St}=4$  m  
Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=17,34$  kN/m  
    componente orizzontale,  $Sq_h=17,07$  kN/m  
    braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=3$  m  
    componente verticale,  $Sq_v=3,01$  kN/m  
    braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m  
Spinta complessiva,  $StT=101,52$  kN/m  
Sottospinta,  $Sw=0,00$  kN/m  
    braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m  
peso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g_1=17$  kN/mc  
peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g_2=17$  kN/mc  
Risultante dei carichi in fondazione,  $R=437,99$  kN/m  
componente normale al piano posa fondazione,  $R_n=419,81$  kN/m  
componente tangenziale al piano posa fondazione,  $R_t=124,85$  kN/m  
angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $16,56^\circ$   
momento ribaltante,  $M_{rib}=266,77$  kN\*m/m  
momento stabilizzante,  $M_{stab}=1.020,82$  kN\*m/m  
eccentricità di R,  $E_c=-0,2$  m  
 $B/6 = 0,67$  m  
base del muro non parzializzata  
larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|E_c|=3,59$  m  
Fattori del carico limite  
     $N_c=46,12$   
     $N_q=33,3$   
     $N_g=48,03$   
Fattori di inclinazione del carico  
     $i_c=0,67$   
     $i_q=0,67$   
     $i_g=0,28$   
Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione  
     $\alpha_c=1$   
     $\alpha_q=1$

alfa\_g=1

Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle

g\_c=1

g\_q=1

g\_g=1

Carico limite unitario, q<sub>lim</sub>=0,98 N/mm<sup>2</sup>

Carico limite, Q<sub>lim</sub>=3.512,85 kN/m

Sottospinta, S<sub>w</sub>=0,00 kN/m

Carico di esercizio, Q<sub>es</sub>=R<sub>n</sub>-g<sub>Gi</sub>\*S<sub>w</sub>=419,81 kN/m

Coeff. di sicurezza = 8,37

Verifica soddisfatta

### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico (A2+M2+R2)

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte, q<sub>1d</sub>=8 kN/m

carico distribuito terrapieno di valle, q<sub>2d</sub>=0 kN/m

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato, Fi<sub>d</sub>=29,26°

coesione drenata, c'<sub>d</sub>=0 kN/m<sup>2</sup>

angolo di attrito muro-terreno, Delta<sub>d</sub>=8,03°

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato, Fi<sub>d</sub>=29,26°

coesione drenata, c'<sub>d</sub>=8 kN/m<sup>2</sup>

angolo di attrito muro-terreno, Delta<sub>d</sub>=0°

n° di cerchi analizzati = 10

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di 90°, che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico: Xc=2,39 m Yc=10,4 m Rc=10,64 m**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	1,52	0	-22,33	0	0,66	0	10,4	0	1,84	0,47
2	4,28	0	-18,53	0	0,66	0	10,4	0	4,94	1,25
3	6,5	0	-14,82	0	0,66	0	10,4	0	7,21	1,83
4	10,72	0	-11,41	0	0,57	0	10,4	0	11,97	5,15
5	19,03	0	-8,28	0	0,57	0	10,4	0	20,29	7,24

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 93 di 117
---	----------------------	----------------

6	27,05	0	-5,18	0	0,57	0	10,4	0	27,99	9,18
7	34,75	0	-2,1	0	0,57	0	10,4	0	35,18	11
8	42,16	0	0,98	0	0,57	0	10,4	0	346,67	90,06
9	49,27	0	4,07	0	0,57	0	10,4	0	48,38	14,35
10	56,08	0	7,16	0	0,57	0	10,4	0	54,52	15,93
11	59,04	4,55	10,27	0	0,57	0	10,4	0	61,43	17,69
12	58,66	4,55	13,4	0	0,57	0	10,4	0	61,28	15,55
13	57,96	4,55	16,57	0	0,57	0	10,4	0	60,64	15,39
14	56,93	4,55	19,8	0	0,57	0	10,4	0	59,87	15,2
15	55,53	4,55	23,1	0	0,57	0	10,4	0	58,94	14,96
16	53,76	4,55	26,47	0	0,57	0	10,4	0	57,84	14,68
17	51,58	4,55	29,95	0	0,57	0	10,4	0	56,52	14,34
18	48,94	4,55	33,56	0	0,57	0	10,4	0	54,95	13,95
19	45,79	4,55	37,33	0	0,57	0	10,4	0	53,05	13,46
20	42,05	4,55	41,3	0	0,57	0	10,4	0	50,72	12,87
21	37,61	4,55	45,52	0	0,57	0	10,4	0	47,81	12,13
22	32,29	4,55	50,1	0	0,57	0	10,4	0	44,05	11,18
23	25,81	4,55	55,17	0	0,57	0	10,4	0	38,96	9,89
24	17,66	4,55	61,02	0	0,57	0	10,4	0	31,44	7,98
25	6,54	4,55	68,34	0	0,57	0	10,4	0	18,33	4,65

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento,  $L=17,96$  m

$M_{resist} = 8.227,22$  kN\*m

$M_{instab} = 3.727,63$  kN\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,207

Verifica soddisfatta

### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU) (A1+M1)**

**Sez. 1-1 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 4 m largh. sez B = 3 m)**

spinta dovuta al terrapieno,  $St=37,42$  kN/m

spinta dovuta al sovraccarico,  $Sq=8,89$  kN/m

spinta complessiva,  $S=46,31$  kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 45,60 kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 178,04 kN

momento ribaltante = 66,64 kN\*m

momento stabilizzante = 313,12 kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,12$  m ( $u = 1,38$  m)

sforzo normale,  $Nx=-231,45$  kN

taglio,  $Tz=-59,28$  kN

momento flettente,  $My=34,78$  kN\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,5$  m)

tensione normale lembo esterno sezione = 0,09 N/mm<sup>2</sup>

tensione normale lembo interno sezione = 0,06 N/mm<sup>2</sup>

tensione normale media = 0,08 N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale max = 0,03 N/mm<sup>2</sup>

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 94 di 117
---	----------------------	----------------

resistenza di progetto a taglio,  $f_{vd}=0,09$  N/mm<sup>2</sup>

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

**Sez. 2-2 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 2 m largh. sez B = 2 m)**

spinta dovuta al terrapieno,  $S_t=9,35$  kN/m

spinta dovuta al sovraccarico,  $S_q=4,45$  kN/m

spinta complessiva,  $S=13,80$  kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 13,59 kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 70,40 kN

momento ribaltante = 10,52 kN\*m

momento stabilizzante = 72,79 kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,12$  m ( $u = 0,88$  m)

sforzo normale,  $N_x=-91,52$  kN

taglio,  $T_z=-17,67$  kN

momento flettente,  $M_y=13,73$  kN\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,33$  m)

tensione normale lembo esterno sezione = 0,06 N/mm<sup>2</sup>

tensione normale lembo interno sezione = 0,03 N/mm<sup>2</sup>

tensione normale media = 0,05 N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale max = 0,01 N/mm<sup>2</sup>

resistenza di progetto a taglio,  $f_{vd}=0,09$  N/mm<sup>2</sup>

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

### COMB. 2 (SLU-S)

#### **VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (A0+M2+R1)

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=8$  kN/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kN/m

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=29,26^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=0$  kN/m<sup>2</sup>

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=8,03^\circ$

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=29,26^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=8$  kN/m<sup>2</sup>

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=0^\circ$

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $K_a=0,354157$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $K_o=0,582444$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $K_p=5,094415$

Spinta dovuta al terrapieno,  $S_t=108,37$  kN/m

componente orizzontale,  $S_{th}=107,31$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=2$  m

componente verticale,  $S_{tv}=15,14$  kN/m

braccio componente verticale,  $X_{St} = 4$  m  
Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q = 17,17$  kN/m  
componente orizzontale,  $S_{qh} = 17,00$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq} = 3$  m  
componente verticale,  $S_{qv} = 2,40$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq} = 4$  m  
Spinta complessiva,  $StT = 125,54$  kN/m  
Sottospinta,  $Sw = 0,00$  kN/m  
braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw} = 0$  m  
angolo sismico,  $Teta = 2,202^\circ$   
coefficiente di spinta attiva dinamico,  $Kad = 0,384585$   
Incremento di spinta dovuto al sisma,  $DSt = 8,11$  kN/m  
componente orizzontale,  $DStH = 8,03$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St} = 2$  m  
componente verticale,  $DStV = 1,13$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{DSt} = 4$  m  
Forza d'inerzia,  $Fi = 12,00$  kN/m  
braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin} = 2,56$  m  
Momento ribaltante,  $Mrib = 312,34$  kN\*m/m  
Momento stabilizzante,  $Mstab = 791,34$  kN\*m/m  
Coeff. di sicurezza = 2,53  
Verifica soddisfatta  
condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso (Cv negativo)

#### **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

#### **Approccio 2 (A0+M1+R3)**

##### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d} = 8$  kN/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d} = 0$  kN/m

##### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $Fi\_d = 35^\circ$

coesione drenata,  $c'\_d = 0$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $Delta\_d = 10^\circ$

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $Fi\_d = 35^\circ$

coesione drenata,  $c'\_d = 10$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $Delta\_d = 0^\circ$

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $Ka = 0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $Ko = 0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $Kp = 7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $St = 84,18$  kN/m

componente orizzontale,  $Sth = 82,91$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=2$  m  
componente verticale,  $St_v=14,62$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{St}=4$  m  
Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=13,34$  kN/m  
componente orizzontale,  $S_{qh}=13,13$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=3$  m  
componente verticale,  $S_{qv}=2,32$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq}=4$  m  
Spinta complessiva,  $St_T=97,52$  kN/m  
Sottospinta,  $Sw=0,00$  kN/m  
braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m  
angolo sismico,  $Teta=2,202^\circ$   
coefficiente di spinta attiva dinamico,  $Kad=0,300784$   
Incremento di spinta dovuto al sisma,  $DSt=7,01$  kN/m  
componente orizzontale,  $DSt_H=6,90$  kN/m  
braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=2$  m  
componente verticale,  $DSt_V=1,22$  kN/m  
braccio componente verticale,  $X_{DSt}=4$  m  
Forza d'inerzia,  $Fi=12,00$  kN/m  
braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=2,56$  m  
Resistenza lungo la superficie di scorrimento,  $Tlim=183,69$  kN/m  
Componente della risultante delle forze parallela alla superficie di scorrimento,  $Rt=114,94$  kN/m  
Coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,6  
Verifica soddisfatta  
condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso (Cv negativo)

#### **VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

#### **Approccio 2 (A0+M1+R3)**

##### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=8$  kN/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kN/m

##### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $Fi_d=35^\circ$

coesione drenata,  $c'_d=0$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=10^\circ$

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $Fi_d=35^\circ$

coesione drenata,  $c'_d=10$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=0^\circ$

coefficiente di spinta attiva terreno spingente,  $Ka=0,275114$

coefficiente di spinta a riposo terreno spingente,  $Ko=0,48577$

coefficiente di spinta passiva terreno spingente,  $Kp=7,735081$

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=84,18$  kN/m

componente orizzontale,  $Sth=82,91$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $YSt= 2$  m

componente verticale,  $Stv=14,62$  kN/m

braccio componente verticale,  $XSt = 4$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=13,34$  kN/m

componente orizzontale,  $Sqh=13,13$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $YSq= 3$  m

componente verticale,  $Sqv=2,32$  kN/m

braccio componente verticale,  $XSq=4$  m

Spinta complessiva,  $ST=97,52$  kN/m

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kN/m

braccio sottospinta verticale,  $XSw=0$  m

angolo sismico,  $Teta=2,202^\circ$

coefficiente di spinta attiva dinamico,  $Kad=0,299753$

Incremento di spinta dovuto al sisma,  $DSt=10,82$  kN/m

componente orizzontale,  $DStH=10,65$  kN/m

braccio componente orizzontale,  $YSt=2$  m

componente verticale,  $DStV=1,88$  kN/m

braccio componente verticale,  $XDst=4$  m

Forza d'inerzia,  $Fi=12,00$  kN/m

braccio forza d'inerzia,  $YFin=2,56$  m

peso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g1=17$  kN/mc

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g2=17$  kN/mc

Risultante dei carichi in fondazione,  $R=351,46$  kN/m

componente normale al piano posa fondazione,  $Rn=330,81$  kN/m

componente tangenziale al piano posa fondazione,  $Rt=118,69$  kN/m

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $19,74^\circ$

momento ribaltante,  $Mrib=257,17$  kN\*m/m

momento stabilizzante,  $Mstab=820,58$  kN\*m/m

eccentricità di R,  $Ec=-0,3$  m

$B/6 = 0,67$  m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|Ec|=3,41$  m

Fattori del carico limite

$Nc=46,12$

$Nq=33,3$

$Ng=48,03$

Fattori di inclinazione del carico

$ic=0,61$

$iq=0,61$

$ig=0,19$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$alfa_c=1$

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 98 di 117
---	----------------------	----------------

$\alpha_q=1$   
 $\alpha_g=1$   
 Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle  
 $g_c=1$   
 $g_q=1$   
 $g_g=1$   
 Carico limite unitario,  $q_{lim}=0,79 \text{ N/mm}^2$   
 Carico limite,  $Q_{lim}=2.680,90 \text{ kN/m}$   
 Sottospinta,  $S_w=0,00 \text{ kN/m}$   
 Carico di esercizio,  $Q_{es}=R_n-g_{Gi} \cdot S_w=330,81 \text{ kN/m}$   
 Coeff. di sicurezza = 8,1  
 Verifica soddisfatta  
 condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto (Cv positivo)

### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico (A2+M2+R2)

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=8 \text{ kN/m}$

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0 \text{ kN/m}$

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=29,26^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=0 \text{ kN/m}^2$

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=8,03^\circ$

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=29,26^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=8 \text{ kN/m}^2$

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=0^\circ$

n° di cerchi analizzati = 10

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di  $90^\circ$ , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico:  $X_c=2,39 \text{ m}$   $Y_c=10,4 \text{ m}$   $R_c=10,64 \text{ m}$**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	1,52	0	-22,33	0	0,66	0,06	9,79	0,03	1,89	0,52
2	4,28	0	-18,53	0	0,66	0,17	9,9	0,08	5,07	1,39

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 99 di 117
---	----------------------	----------------

3	6,5	0	-14,82	0	0,66	0,25	9,99	0,13	7,39	2,03
4	10,72	0	-11,41	0	0,57	0,42	9,85	0,21	12,29	5,65
5	19,03	0	-8,28	0	0,57	0,75	9,53	0,37	20,77	7,96
6	27,05	0	-5,18	0	0,57	1,06	9,19	0,53	28,6	10,09
7	34,75	0	-2,1	0	0,57	1,36	8,83	0,68	35,9	12,08
8	42,16	0	0,98	0	0,57	1,65	8,46	0,83	347,37	97,47
9	49,27	0	4,07	0	0,57	1,93	8,07	0,97	49,25	15,74
10	56,08	0	7,16	0	0,57	2,2	7,66	1,1	55,44	17,45
11	59,04	4,55	10,27	0	0,57	2,49	7,19	1,25	62,39	19,37
12	58,66	4,55	13,4	0	0,57	2,48	7,09	1,24	62,19	17,05
13	57,96	4,55	16,57	0	0,57	2,45	6,98	1,23	61,48	16,86
14	56,93	4,55	19,8	0	0,57	2,41	6,85	1,21	60,63	16,62
15	55,53	4,55	23,1	0	0,57	2,36	6,69	1,18	59,63	16,35
16	53,76	4,55	26,47	0	0,57	2,29	6,52	1,14	58,44	16,02
17	51,58	4,55	29,95	0	0,57	2,2	6,33	1,1	57,04	15,64
18	48,94	4,55	33,56	0	0,57	2,1	6,12	1,05	55,38	15,18
19	45,79	4,55	37,33	0	0,57	1,97	5,87	0,99	53,39	14,64
20	42,05	4,55	41,3	0	0,57	1,83	5,6	0,91	50,97	13,97
21	37,61	4,55	45,52	0	0,57	1,65	5,3	0,83	47,95	13,15
22	32,29	4,55	50,1	0	0,57	1,44	4,95	0,72	44,09	12,09
23	25,81	4,55	55,17	0	0,57	1,19	4,54	0,6	38,88	10,66
24	17,66	4,55	61,02	0	0,57	0,87	4,07	0,44	31,27	8,57
25	6,54	4,55	68,34	0	0,57	0,43	3,51	0,22	18,12	4,97

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento,  $L=17,96$  m

$M_{resist} = 8.292,88$  kN\*m

$M_{instab} = 4.058,63$  kN\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,043

Verifica soddisfatta

#### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU) (A0+M1)**

**Sez. 1-1 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 4 m largh. sez B = 3 m)**

spinta dovuta al terrapieno,  $St=37,42$  kN/m

spinta dovuta al sovraccarico,  $Sq=8,89$  kN/m

spinta complessiva,  $S=46,31$  kN/m

incremento di spinta attiva dovuto al sisma,  $DSa=5,14$  kN/m

forza d'inerzia,  $Fi=6,67$  kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 57,33 kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 178,93 kN

momento ribaltante = 95,50 kN\*m

momento stabilizzante = 315,80 kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,27$  m ( $u = 1,23$  m)

sforzo normale,  $Nx=-178,93$  kN

taglio,  $Tz=-57,33$  kN

momento flettente,  $My=48,10$  kN\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,5$  m)

tensione normale lembo esterno sezione =  $0,09$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale lembo interno sezione =  $0,03$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale media =  $0,06$  N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale max =  $0,03$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza di progetto a taglio,  $f_{vd}=0,09$  N/mm<sup>2</sup>

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

**Sez. 2-2 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 2 m largh. sez B = 2 m)**

spinta dovuta al terrapieno,  $S_t=9,35$  kN/m

spinta dovuta al sovraccarico,  $S_q=4,45$  kN/m

spinta complessiva,  $S=13,80$  kN/m

incremento di spinta attiva dovuto al sisma,  $D_{Sa}=1,53$  kN/m

forza d'inerzia,  $F_i=2,67$  kN/m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione =  $17,76$  kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione =  $70,66$  kN

momento ribaltante =  $20,22$  kN\*m

momento stabilizzante =  $73,32$  kN\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,25$  m ( $u = 0,75$  m)

sforzo normale,  $N_x=-70,66$  kN

taglio,  $T_z=-17,76$  kN

momento flettente,  $M_y=17,56$  kN\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,33$  m)

tensione normale lembo esterno sezione =  $0,06$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale lembo interno sezione =  $0,01$  N/mm<sup>2</sup>

tensione normale media =  $0,04$  N/mm<sup>2</sup>

tensione tangenziale max =  $0,01$  N/mm<sup>2</sup>

resistenza di progetto a taglio,  $f_{vd}=0,09$  N/mm<sup>2</sup>

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### Combinaz. COMB. 1 SLE-Permanente

#### VERIFICA ALLA ROTAZIONE DEL PIANO DI POSA FONDAZIONE

Risultante dei carichi in fondazione,  $R=331,16$  kN

componente orizzontale dei carichi in fondazione,  $R_h=82,91$  kN

componente verticale dei carichi in fondazione,  $R_v=320,62$  kN

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $14,5^\circ$

eccentricità di R,  $E_c=-0,05$  m

limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz.  $B/6=0,67$  m

pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle,  $p_1=86,7$  kN/m<sup>2</sup>

pressione di contatto all'estremo di fondazione di monte,  $p_2=73,6$  kN/m<sup>2</sup>

cedimento all'estremo di fondazione di valle,  $w_1=0,09$  cm

cedimento all'estremo di fondazione di monte,  $w_2=0,07$  cm

tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. =  $0,000033$  ( $\beta=0,002^\circ$ )

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 101 di 117
---	----------------------	-----------------

Verifica alla rotazione del p.p. fondazione soddisfatta

**Combinaz. COMB. 2 SLE-Sismica**

**VERIFICA ALLO SPOSTAMENTO PERMANENTE INDOTTO DAL SISMA**

accelerazione orizz. max attesa al sito allo SLD,  $a_{max}=0,725 \text{ m/s}^2$

accelerazione critica,  $a_c > a_{max}$

rapporto  $a_c/a_{max} > 1$

velocità orizz. max attesa al sito,  $V_{max}=0,0463 \text{ m/s}$

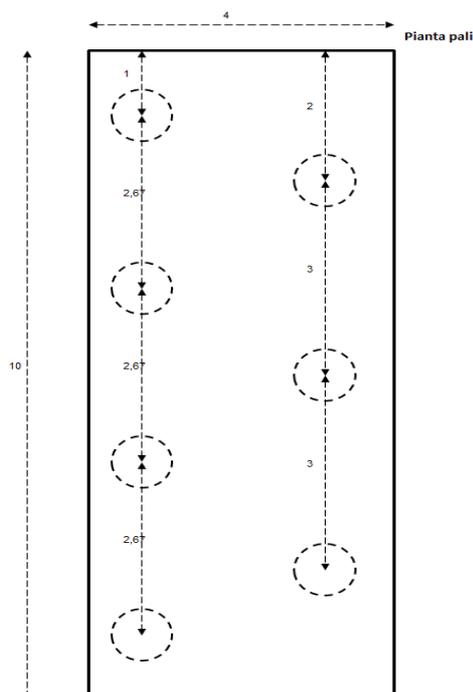
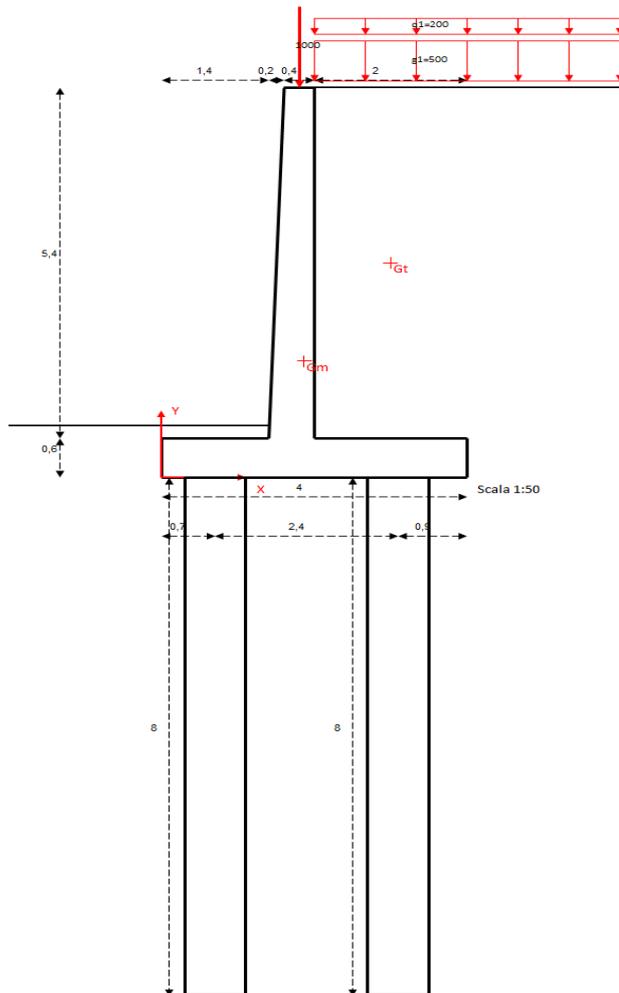
spostamento permanente indotto dal sisma = 0 cm

Verifica allo spostamento permanente soddisfatta

**3) MURO A MENSOLA IN C.A. CON PALI DI FONDAZIONE IN C.A.**

Progettare, con le norme vigenti NTC 2018, un muro di sostegno a mensola in c.a. a sostegno di un rilevato stradale alto 6 m soggetto ad un sovraccarico variabile uniformemente ripartito sul terrapieno di monte di intensità pari a 2 kN/mq e a un sovraccarico permanente di intensità pari a 5 kN/mq. In testa al muro è applicato un carico verticale permanente di intensità a 10 kN/m. Il sito di costruzione ricade in zona sismica di 2<sup>a</sup> categoria (grado di sismicità S=9) ed ha latitudine=37°,8274, longitudine=13°,4758 (sito in provincia di Palermo).

Il terreno è asciutto.



Si prevede di realizzare il muro su pali di diametro 80 cm e lunghezza 8 m. In figura accanto è indicato il pre-dimensionamento dell'opera di sostegno.

Le caratteristiche del terreno spingente sono:

- peso dell'unità di volume = 18 kN/mc
- angolo di resistenza al taglio = 26°
- coesione drenata nulla
- angolo di attrito terra-muro=0°
- angolo di attrito diaframma verticale = 0°
- OCR=1

quelle del terreno di fondazione:

- peso dell'unità di volume = 19 kN/mc
- angolo di resistenza al taglio = 29°
- coesione drenata = 20 kN/mq
- OCR=1
- coefficiente di reazione verticale del sottofondo o di Winkler  $k_v=0,1$  kN/cm<sup>3</sup>
- coefficiente di sottofondo orizzontale  $K_h =0,05$  kN/cm<sup>3</sup> (uguale per i due strati di terreno e costante con la profondità)

Il peso dell'unità di volume del terreno di riporto che agisce sopra la mensola di fondazione di valle è pari a 17 kN/mc.

Si adotta uno spessore del magrone di fondazione di 10

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 103 di 117
---	----------------------	-----------------

cm e un'affondamento del piano di posa della fondazione, rispetto al terreno di valle, di 0,8 m.

Per il materiale costituente il muro si decide di scegliere:

- calcestruzzo classe C20/25  $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- peso dell'unità di volume C.A. = 25 kN/mc
- peso specifico magrone di sottofondazione = 22 kN/mc
- acciaio B450C

Angolo di attrito muro/magrone = 25° (adesione nulla)

Angolo di attrito magrone/terreno di fondazione = 26° (adesione nulla)

Per la caratterizzazione dei terreni ai fini del calcolo dei pali di fondazione si ha una sola verticale di indagine e i dati coincidono con quelli sopra esposti.

Le proprietà al contatto palo-terreno sono:

- adesione = 2 kN/mq
- coeff.  $\mu = 0,55$
- coeff.  $k = 0,45$

Completano i parametri di input:

- rapporto armature = 0,5
- copriferro = 3 cm
- interferro minimo = 4 cm
- barre di acciaio = diametro 16 mm
- interasse massimo tra le barre longitudinali a flessione = 40 cm
- diametro armatura trasversale a taglio o di ripartizione = 8 mm
- numero di braccia delle eventuali staffe per contrastare il taglio = 2 (il che corrisponde a fissare un passo nella direzione trasversale del muro pari a 50 cm)
- percentuale dell'armatura a flessione da usare per determinare l'armatura di ripartizione nel caso in cui non sia necessaria specifica armatura a taglio = 20%
- diametro spirale pali = 8 mm
- comportamento strutturale non dissipativo
- lunghezza media elemento finito = 0,5 m;
- condizioni di spinta: spinta a riposo
- Vita nominale dell'opera = 100 anni
- Classe d'uso della costruzione = Classe II
- coefficiente d'uso = 1,0
- Categoria di sottosuolo = B
- Categoria topografica = T1
- approccio progettuale = Approccio 2
- metodo di calcolo delle spinte: Coulomb (equilibrio limite globale)

Fatte le scelte di progetto è possibile eseguire il calcolo strutturale e geotecnico del muro di sostegno per mezzo di *Muri.Az*, con il metodo agli stati limite.

Occorre definire due forme di carico. La prima di tipo permanente (G1) a sfavore di sicurezza per simulare il sovraccarico sul terrapieno e il carico verticale applicato in testa al muro. La seconda (Q1), di tipo variabile, per simulare il sovraccarico variabile che agisce sul terrapieno.

I principali risultati forniti dal software sono i seguenti.

**COMB. 1 (SLU-F)**

**PALI DI FONDAZIONE**

**AZIONI SUL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE E RIPARTIZIONE SULLE FILE DI PALI**

coeff. di spinta attiva,  $K_a=0,390462$

coeff. di spinta a riposo,  $K_o=0,561629$

Spinta a riposo dovuta al terrapieno,  $S_t=181,97$  kN

componente orizzontale,  $S_{th}=181,97$  kN

braccio componente orizzontale = 2 m

componente verticale,  $S_{tv}=0,00$  kN

braccio componente verticale = 4 m

Spinta a riposo dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=16,85$  kN

componente orizzontale,  $S_{qh}=16,85$  kN

braccio componente orizzontale = 3 m

componente verticale,  $S_{qv}=0,00$  kN

braccio componente verticale = 4 m

Spinta a riposo complessiva,  $S=198,82$  kN

compon. orizz. della risultante delle forze sul piano di posa della fondazione,  $R_H=198,82$  kN/m

compon. vertic. della risultante delle forze sul piano di posa della fondazione,  $R_V=331,10$  kN/m

momento ribaltante rispetto all'estremo di valle,  $M_{rib}=414,48$  kN\*m/m

momento stabilizzante rispetto all'estremo di valle,  $M_{stab}=836,70$  kN\*m/m

eccentricità della componente verticale  $R_V$ ,  $e=-0,72$  m

**Sollecitazioni complessive che interessano l'intera lunghezza  $L_z$  del muro**

Sforzo normale,  $N_f=R_H*L_z=3.311,00$  kN

Taglio,  $T_f=R_V*L_z=1.988,17$  kN

Momento flettente,  $M_f=-R_V*e*L_z=2.399,82$  kN\*m

**Ripartizione sollecitazioni complessive sulle singole file di pali**

Fila di pali n° 1 ( $X_p=0,7$  m)

forza assiale = 2.731,28 kN

forza trasversale di taglio = 994,08 kN

momento flettente = 0,00 kN

Fila di pali n° 2 ( $X_p=3,1$  m)

forza assiale = 745,22 kN

forza trasversale di taglio = 994,08 kN

momento flettente = 0,00 kN

**CARICHI AGENTI IN TESTA AL SINGOLO PALO**

**Fila di pali n° 1**

Carico assiale,  $N_{x0}=682,82$  kN

Carico trasversale,  $T_{z0}=248,52$  kN

Momento flettente,  $M_{y0}=0,00$  kN\*m

**Fila di pali n° 2**

Carico assiale,  $N_{x0}=248,41$  kN

Carico trasversale,  $T_{z0}=331,36$  kN

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 105 di 117
---	----------------------	-----------------

Momento flettente,  $M_{y0}=0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

### **CALCOLO STRUTTURALE DEI PALI (A1+M1)**

FILA DI PALI n° 1

#### **Spostamenti nodali e caratteristiche di sollecitazione**

sez.	x ( cm)	w ( cm)	u ( cm)	rotaz.	Nx ( kN)	Tz ( kN)	My ( kN*m)
1	0	0,4452	0,0386	-0,0016	-887,67	-265,2	0
2	50	0,3673	0,0364	-0,0015	-895,84	-169,71	-132,6
3	100	0,2933	0,0341	-0,0014	-904	-93,452	-217,46
4	150	0,226	0,0318	-0,0013	-912,17	-34,687	-264,18
5	200	0,1669	0,0295	-0,0011	-920,34	8,719	-281,53
6	250	0,1167	0,0271	-0,0009	-928,51	39,054	-277,17
7	300	0,0751	0,0248	-0,0007	-936,68	58,58	-257,64
8	350	0,0416	0,0224	-0,0006	-944,84	69,405	-228,35
9	400	0,0154	0,02	-0,0005	-953,01	73,403	-193,65
10	450	-0,0048	0,0176	-0,0003	-961,18	72,163	-156,95
11	500	-0,0199	0,0151	-0,0003	-969,35	66,981	-120,86
12	550	-0,0313	0,0126	-0,0002	-977,52	58,855	-87,373
13	600	-0,0398	0,0102	-0,0001	-985,68	48,509	-57,946
14	650	-0,0465	0,0076	-0,0001	-993,85	36,428	-33,691
15	700	-0,052	0,0051	-0,0001	-1002	22,898	-15,477
16	750	-0,0571	0,0026	-0,0001	-1010,2	8,056	-4,028
17	800	-0,062	0	-0,0001	-1018,4	8,056	0

#### **Calcolo armature a flessione**

armatura minima prescritta dalla normativa per i pali di fondazione = 50,27 cmq

n° minimo di barre (tenuto conto anche del passo max fissato) = 25 (50,27 cmq)

sez.	x ( cm)	Nb	Aft	Mrd
1	0	25	50,27	764,03
2	50	25	50,27	765,25
3	100	25	50,27	766,47
4	150	25	50,27	767,68
5	200	25	50,27	768,9
6	250	25	50,27	770,11
7	300	25	50,27	771,33
8	350	25	50,27	772,54
9	400	25	50,27	773,76
10	450	25	50,27	774,98
11	500	25	50,27	776,19
12	550	25	50,27	777,41
13	600	25	50,27	778,62
14	650	25	50,27	779,84
15	700	25	50,27	781,06
16	750	25	50,27	782,27

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 106 di 117
---	----------------------	-----------------

17      800      25      50,27      783,35

Armatura longitudinale lungo tutto il palo: 25 F 16

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR}=M_{rd}=783,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$

#### **Calcolo armatura a taglio**

L'armatura a taglio è costituita da spirale/staffe singole di dato diametro di cui si calcola il passo  
passo max della spirale/staffe prescritto dalla normativa (armatura trasv. minima regolam.re),  $t_c=9 \text{ cm}$   
lunghezza tratto superiore da armare a taglio,  $L_i=0 \text{ cm}$

lunghezza tratto centrale del palo dove disporre l'armatura minima regolamentare,  $L_c=800 \text{ cm}$

lunghezza tratto inferiore da armare a taglio,  $L_k=0 \text{ cm}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=416,3 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a "taglio compressione",  $V_{rcd}=2.266,85 \text{ kN}$

passo spirale/staffe nel tratto  $L_c$ ,  $t_c=9 \text{ cm}$

Resistenza di progetto a "taglio trazione" dell'armatura trasversale,  $V_{rsd\_c}=486,74 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a taglio,  $V_{rd\_c}=486,74 \text{ kN}$

FILA DI PALI n° 2

#### **Spostamenti nodali e caratteristiche di sollecitazione**

sez.	x ( cm)	w ( cm)	u ( cm)	rotaz.	$N_x$ ( kN)	$T_z$ ( kN)	$M_y$ ( kN*m)
1	0	0,5936	0,0157	-0,0021	-322,93	-353,6	0
2	50	0,4897	0,0149	-0,002	-331,1	-226,28	-176,8
3	100	0,3911	0,0141	-0,0019	-339,27	-124,6	-289,94
4	150	0,3014	0,0132	-0,0017	-347,43	-46,249	-352,24
5	200	0,2226	0,0123	-0,0015	-355,6	11,625	-375,37
6	250	0,1556	0,0114	-0,0012	-363,77	52,072	-369,56
7	300	0,1001	0,0105	-0,001	-371,94	78,107	-343,52
8	350	0,0555	0,0095	-0,0008	-380,11	92,541	-304,47
9	400	0,0205	0,0085	-0,0006	-388,28	97,87	-258,2
10	450	-0,0064	0,0075	-0,0005	-396,44	96,218	-209,26
11	500	-0,0266	0,0065	-0,0003	-404,61	89,308	-161,15
12	550	-0,0417	0,0055	-0,0003	-412,78	78,473	-116,5
13	600	-0,0531	0,0044	-0,0002	-420,95	64,679	-77,261
14	650	-0,062	0,0034	-0,0002	-429,12	48,571	-44,922
15	700	-0,0694	0,0023	-0,0001	-437,28	30,531	-20,636
16	750	-0,0761	0,0011	-0,0001	-445,45	10,741	-5,371
17	800	-0,0826	0	-0,0001	-453,62	10,741	0

#### **Calcolo armature a flessione**

armatura minima prescritta dalla normativa per i pali di fondazione = 50,27 cmq

n° minimo di barre (tenuto conto anche del passo max fissato) = 25 (50,27 cmq)

sez.	x ( cm)	Nb	Aft	Mrd
1	0	25	50,27	667,66
2	50	25	50,27	669,33
3	100	25	50,27	671,01

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 107 di 117
---	----------------------	-----------------

4	150	25	50,27	672,69
5	200	25	50,27	674,37
6	250	25	50,27	676,05
7	300	25	50,27	677,72
8	350	25	50,27	679,4
9	400	25	50,27	681,08
10	450	25	50,27	682,72
11	500	25	50,27	684,15
12	550	25	50,27	685,59
13	600	25	50,27	687,02
14	650	25	50,27	688,45
15	700	25	50,27	689,89
16	750	25	50,27	691,32
17	800	25	50,27	692,75

Armatura longitudinale lungo tutto il palo: 25 F 16

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR}=M_{rd}=692,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

#### **Calcolo armatura a taglio**

L'armatura a taglio è costituita da spirale/staffe singole di dato diametro di cui si calcola il passo passo max della spirale/staffe prescritto dalla normativa (armatura trasv. minima regolam.re),  $t_c=9 \text{ cm}$  lunghezza tratto superiore da armare a taglio,  $L_i=16 \text{ cm}$

lunghezza tratto centrale del palo dove disporre l'armatura minima regolamentare,  $L_c=784 \text{ cm}$

lunghezza tratto inferiore da armare a taglio,  $L_k=0 \text{ cm}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=324,7 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a "taglio compressione",  $V_{rcd}=2.079,09 \text{ kN}$

Taglio massimo nel tratto  $L_i$ ,  $T_{maxi}=353,60 \text{ kN}$

passo spirale/staffe nel tratto  $L_i$ ,  $t_i=9 \text{ cm}$

Resistenza di progetto a "taglio trazione" dell'armatura trasversale nel tratto  $L_i$ ,  $V_{rsd\_i}=486,74 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a taglio nel tratto  $L_i$ ,  $V_{rd\_i}=486,74 \text{ kN}$

passo spirale/staffe nel tratto  $L_c$ ,  $t_c=9 \text{ cm}$

Resistenza di progetto a "taglio trazione" dell'armatura trasversale,  $V_{rsd\_c}=486,74 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a taglio,  $V_{rd\_c}=486,74 \text{ kN}$

#### **AZIONI SUL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE E RIPARTIZIONE SULLE FILE DI PALI**

coeff. di spinta attiva,  $K_a=0,390462$

coeff. di spinta a riposo,  $K_o=0,561629$

Spinta a riposo dovuta al terrapieno,  $S_t=181,97 \text{ kN}$

componente orizzontale,  $S_{th}=181,97 \text{ kN}$

braccio componente orizzontale = 2 m

componente verticale,  $S_{tv}=0,00 \text{ kN}$

braccio componente verticale = 4 m

Spinta a riposo dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=21,90 \text{ kN}$

componente orizzontale,  $S_{qh}=21,90 \text{ kN}$

braccio componente orizzontale = 3 m

componente verticale,  $S_{qv}=0,00$  kN

braccio componente verticale = 4 m

Spinta a riposo complessiva,  $S=203,87$  kN

compon. orizz. della risultante delle forze sul piano di posa della fondazione,  $RH=258,46$  kN/m

compon. vertic. della risultante delle forze sul piano di posa della fondazione,  $RV=337,10$  kN/m

momento ribaltante rispetto all'estremo di valle,  $M_{rib}=538,83$  kN\*m/m

momento stabilizzante rispetto all'estremo di valle,  $M_{stab}=851,10$  kN\*m/m

eccentricità della componente verticale RV,  $e=-1,07$  m

**Sollecitazioni complessive che interessano l'intera lunghezza Lz del muro**

Sforzo normale,  $N_f=RH*L_z=3.371,00$  kN

Taglio,  $T_f=RV*L_z=2.584,62$  kN

Momento flettente,  $M_f=-RV*e*L_z=3.619,27$  kN\*m

**Ripartizione sollecitazioni complessive sulle singole file di pali**

Fila di pali n° 1 ( $X_p=0,7$  m)

forza assiale = 3.307,93 kN

forza trasversale di taglio = 1.292,31 kN

momento flettente = 0,00 kN

Fila di pali n° 2 ( $X_p=3,1$  m)

forza assiale = 312,67 kN

forza trasversale di taglio = 1.292,31 kN

momento flettente = 0,00 kN

**CARICHI AGENTI IN TESTA AL SINGOLO PALO**

Fila di pali n° 1

Carico assiale,  $N_{x0}=826,98$  kN

Carico trasversale,  $T_{z0}=323,08$  kN

Momento flettente,  $M_{y0}=0,00$  kN\*m

Fila di pali n° 2

Carico assiale,  $N_{x0}=104,22$  kN

Carico trasversale,  $T_{z0}=430,77$  kN

Momento flettente,  $M_{y0}=0,00$  kN\*m

**CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI**

**Approccio 2 (A1+M1+R3)**

FILA DI PALI n° 1

**Azione di progetto**

$E_d = N_{x0} + g_{Gs} * W_p = 957,67$  kN

**Resistenza di progetto**

**Verticale di indagine n° 1 ( )**

*Parametri geotecnici di progetto terreno alla punta del palo*

coesione di progetto = 20 kN/mq

angolo di resistenza al taglio di progetto = 29°

*Resistenza alla punta*

fattore  $N_q$  (Berezantzev) = 22,68

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 109 di 117
---	----------------------	-----------------

fattore  $N_c = 39,11$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità  $L$ ,  $s'_{VL} = 0,16$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza unitaria alla punta,  $p = 4,38$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza alla punta,  $P_{max} = 2.199,80$  kN

*Resistenza laterale*

Resistenza laterale,  $S_{max} = 450,76$  kN

**Resistenza alla punta e laterale di progetto**

Resistenza alla punta (valore medio) = 2.199,80 kN

Resistenza alla punta (valore minimo) = 2.199,80 kN

Resistenza laterale (valore medio) = 450,76 kN

Resistenza laterale (valore minimo) = 450,76 kN

Fattore di correlazione,  $\alpha_3 = 1,7$

Fattore di correlazione,  $\alpha_4 = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico) = 1.294,00 kN

Resistenza laterale (valore caratteristico) = 265,15 kN

Resistenza alla punta di progetto,  $P_{max\_d} = 958,52$  kN

Resistenza laterale di progetto,  $S_{max\_d} = 230,57$  kN

**Carico limite per carichi assiali di compressione**

$Q_{lim\_d} = P_{max\_d} + S_{max\_d} = 1.189,08$  kN

**Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione**

$Q_{limt\_d} = S_{max\_d} = 230,57$  kN

**Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione**

Verifica soddisfatta: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza,  $Q_{lim\_d}/E_d = 1,24$

FILA DI PALI n° 2

**Azione di progetto**

$E_d = N \times 0 + g_{Gs} \times W_p = 234,92$  kN

**Resistenza di progetto**

**Verticale di indagine n° 1 ( )**

*Parametri geotecnici di progetto terreno alla punta del palo*

coesione di progetto = 20 kN/m<sup>2</sup>

angolo di resistenza al taglio di progetto = 29°

*Resistenza alla punta*

fattore  $N_q$  (Berezantzev) = 22,68

fattore  $N_c = 39,11$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità  $L$ ,  $s'_{VL} = 0,16$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza unitaria alla punta,  $p = 4,38$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza alla punta,  $P_{max} = 2.199,80$  kN

*Resistenza laterale*

Resistenza laterale,  $S_{max} = 450,76$  kN

**Resistenza alla punta e laterale di progetto**

Resistenza alla punta (valore medio) = 2.199,80 kN

Resistenza alla punta (valore minimo) = 2.199,80 kN

Resistenza laterale (valore medio) = 450,76 kN  
Resistenza laterale (valore minimo) = 450,76 kN  
Fattore di correlazione,  $\chi_{s3}=1,7$   
Fattore di correlazione,  $\chi_{s4}=1,7$   
Resistenza alla punta (valore caratteristico) = 1.294,00 kN  
Resistenza laterale (valore caratteristico) = 265,15 kN  
Resistenza alla punta di progetto,  $P_{max\_d}=958,52$  kN  
Resistenza laterale di progetto,  $S_{max\_d}=230,57$  kN

**Carico limite per carichi assiali di compressione**

$Q_{lim\_d} = P_{max\_d} + S_{max\_d} = 1.189,08$  kN

**Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione**

$Q_{limt\_d} = S_{max\_d} = 230,57$  kN

**Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione**

Verifica soddisfatta: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto  
coeff. di sicurezza,  $Q_{lim\_d}/E_d=5,06$

**CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI**

**Approccio 2 (A1+M1+R3)**

FILA DI PALI n° 1

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR}=783,35$  kN\*m

**Azione di progetto**

$E_d = Tz_0 = 323,08$  kN

**Resistenza di progetto**

**Verticale di indagine n° 1 ( )**

angolo di resistenza al taglio di progetto = 29°  
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=2,882060$   
reazione del terreno alla profondità L,  $p(L)=1.051,38$  kN/m  
Meccanismo di rottura di "palo lungo"  
profondità f in cui si forma la seconda cerniera plastica = 3,29 m  
Carico limite trasversale,  $T_{lim}=713,29$  kN

**Carico limite trasversale di progetto**

valore medio = 713,29 kN  
valore minimo = 713,29 kN  
fattore di correlazione,  $\chi_{s3}=1,7$   
fattore di correlazione,  $\chi_{s4}=1,7$   
Carico limite trasversale (valore caratteristico),  $T_{lim,k}=419,58$  kN  
Carico limite trasversale di progetto,  $T_{lim\_d}=322,75$  kN

**Verifica al carico limite per carichi trasversali**

**NON VERIFICA: l'azione di progetto supera la resistenza di progetto**

FILA DI PALI n° 2

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR}=692,75$  kN\*m

**Azione di progetto**

$E_d = Tz_0 = 430,77$  kN

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 111 di 117
---	----------------------	-----------------

### **Resistenza di progetto**

#### **Verticale di indagine n° 1 ( )**

angolo di resistenza al taglio di progetto = 29°

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=2,882060$

reazione del terreno alla profondità L,  $p(L)=1.051,38$  kN/m

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

profondità f in cui si forma la seconda cerniera plastica = 3,16 m

Carico limite trasversale,  $T_{lim}=657,17$  kN

#### **Carico limite trasversale di progetto**

valore medio = 657,17 kN

valore minimo = 657,17 kN

fattore di correlazione,  $\alpha_3=1,7$

fattore di correlazione,  $\alpha_4=1,7$

Carico limite trasversale (valore caratteristico),  $T_{lim,k}=386,57$  kN

Carico limite trasversale di progetto,  $T_{lim,d}=297,36$  kN

#### **Verifica al carico limite per carichi trasversali**

**NON VERIFICA: l'azione di progetto supera la resistenza di progetto**

### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico (A2+M2+R2)

#### **Azioni di progetto**

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=5$  kN/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kN/m

Carico concentrato n° 1 applicato sul muro

$F_X = 0$  kN

$F_Y = 10$  kN

$C_Z = 0$  kN\*m

#### **Parametri geotecnici di progetto**

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $\phi_{i,d}=21,32^\circ$

coesione drenata,  $c'_{i,d}=0$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{i,d}=0^\circ$

strato 2 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $\phi_{i,d}=23,91^\circ$

coesione drenata,  $c'_{i,d}=16$  kN/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{i,d}=0^\circ$

n° di cerchi analizzati = 10

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di 90°, che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 112 di 117
---	----------------------	-----------------

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico: Xc=1,87 m Yc=10,4 m Rc=18,58 m**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	26,31	0	-55,1	0	1,4	0	10,4	0	68,74	15,87
2	73,49	0	-48,07	0	1,4	0	10,4	0	133,5	21,12
3	111,18	0	-41,92	0	1,4	0	10,4	0	171,09	24,13
4	141,79	0	-36,32	0	1,4	0	10,4	0	195,11	26,03
5	166,87	0	-31,1	0	1,4	0	10,4	0	211,35	27,29
6	187,38	0	-26,16	0	1,4	0	10,4	0	222,59	28,15
7	203,94	0	-21,42	0	1,4	0	10,4	0	230,33	28,73
8	216,96	0	-16,83	0	1,4	0	10,4	0	235,46	29,1
9	226,73	0	-12,35	0	1,4	0	10,4	0	238,51	29,3
10	233,44	0	-7,94	0	1,4	0	10,4	0	239,8	29,36
11	237,23	0	-3,58	0	1,4	0	10,4	0	239,53	29,29
12	128,35	0	-0,5	0	0,59	0	10,4	0	266,11	29,01
13	362,3	6,89	2,54	0	1,38	0	10,4	0	367,68	42,12
14	359,34	6,89	6,81	0	1,38	0	10,4	0	363,85	41,76
15	353,64	6,89	11,12	0	1,38	0	10,4	0	359,3	41,36
16	345,09	6,89	15,49	0	1,38	0	10,4	0	353,91	40,91
17	333,54	6,89	19,96	0	1,38	0	10,4	0	347,51	40,4
18	318,74	6,89	24,55	0	1,38	0	10,4	0	339,82	39,8
19	300,35	6,89	29,33	0	1,38	0	10,4	0	330,45	39,1
20	277,88	6,89	34,34	0	1,38	0	10,4	0	318,77	38,24
21	250,58	6,89	39,68	0	1,38	0	10,4	0	303,71	37,16
22	217,25	6,89	45,47	0	1,38	0	10,4	0	283,31	35,74
23	175,84	6,89	51,96	0	1,38	0	10,4	0	253,43	33,71
24	123,52	6,89	59,61	0	1,38	0	10,4	0	223,9	19,88
25	47,13	6,89	70,06	0	1,38	0	10,4	0	127,25	11,3

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=43,84 m

M\_resist = 63.608,82 kN\*m

M\_instab = 14.472,32 kN\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 4,395

Verifica soddisfatta

### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU) (A1+M1)**

#### **REAZIONE SOTTOSUOLO**

estremo di valle, qtA=233,47 kN/m

in corrisp. sezione incastro mens. valle, qtB=118,23 kN/m

in corrisp. sezione incastro mens. monte, qtC=68,84 kN/m

estremo di monte, qtD=0 kN/m

#### **MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE**

larghezza sezione,  $B=100,00$  cm

altezza sezione,  $H=60,00$  cm

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armatura di calcolo*

Momento flettente sezione di incastro,  $M_y=229,39$  kN\*m

Taglio sezione di incastro,  $T_z=-292,75$  kN

armatura inferiore = 12,06 cmq (6 fi 16)

armatura superiore = 6,03 cmq (3 fi 16)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=12 cmq
- armatura massima in zona tesa=240 cmq

*Verifica della sezione allo SLU per sforzo normale e momento flettente*

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us}=253,11$  kN\*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui}=-128,10$  kN\*m

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd}=253,11$  kN\*m

#### MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

larghezza sezione,  $B=100,00$  cm

altezza sezione,  $H=600,00$  cm

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armatura di calcolo*

Momento flettente sezione di incastro,  $M_y=-280,25$  kN\*m

Taglio sezione di incastro,  $T_z=253,26$  kN

armatura inferiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

armatura superiore = 14,07 cmq (7 fi 16)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa=12 cmq
- armatura massima in zona tesa=240 cmq

*Verifica della sezione allo SLU per sforzo normale e momento flettente*

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us}=169,85$  kN\*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui}=-294,32$  kN\*m

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd}=-294,32$  kN\*m

#### MENSOLA IN ELEVAZIONE

##### **Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=5,4 m)**

larghezza sezione,  $B=100$  cm

altezza sezione,  $H=60$  cm

Momento ribaltante,  $M_{rib}=306,25$  kN\*m

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=25,40$  kN\*m

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h=162,56$  kN

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v=77,50$  kN

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-3,92$  m ( $u = -3,62$  m)

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $N_x=-100,75$  kN

Taglio,  $T_z=-211,33$  kN

Momento flettente,  $M_y=513,93$  kN\*m

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 114 di 117
---	----------------------	-----------------

armatura lato monte/terra,  $A_f=24,13$  cmq (12 fi 16)

armatura lato valle/libero,  $A_{1f}=12,06$  cmq (6 fi 16)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa= $7,37$  cmq
- armatura massima in zona tesa= $252,06$  cmq

*Verifica della sezione allo SLU per sforzo normale e momento flettente*

Momento ultimo della sezione (lemba superiore maggiormente compresso),  $M_{us}=523,63$  kN\*m

Momento ultimo della sezione (lemba inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui}=-278,68$  kN\*m

Essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

Momento resistente sezione,  $M_{rd}=523,63$  kN\*m

**Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=3,6 m)**

larghezza sezione,  $B=100$  cm

altezza sezione,  $H=53,33$  cm

Momento ribaltante,  $M_{rib}=96,81$  kN\*m

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=11,20$  kN\*m

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h=75,62$  kN

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v=52,00$  kN

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-1,91$  m ( $u = -1,65$  m)

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $N_x=-67,60$  kN

Taglio,  $T_z=-98,30$  kN

Momento flettente,  $M_y=168,11$  kN\*m

armatura lato monte/terra,  $A_f=10,05$  cmq (5 fi 16)

armatura lato valle/libero,  $A_{1f}=6,03$  cmq (3 fi 16)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa= $6,5$  cmq
- armatura massima in zona tesa= $219,37$  cmq

*Verifica della sezione allo SLU per sforzo normale e momento flettente*

Momento ultimo della sezione (lemba superiore maggiormente compresso),  $M_{us}=201,75$  kN\*m

Momento ultimo della sezione (lemba inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui}=-128,55$  kN\*m

Essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

Momento resistente sezione,  $M_{rd}=201,75$  kN\*m

**Sez. 3-3 (distanza sezione rispetto alla testa del muro=1,8 m)**

larghezza sezione,  $B=100$  cm

altezza sezione,  $H=46,67$  cm

Momento ribaltante,  $M_{rib}=14,38$  kN\*m

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=0,20$  kN\*m

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h=21,43$  kN

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v=29,50$  kN

Eccentricità dello sforzo normale,  $e=-0,71$  m ( $u = -0,48$  m)

*Caratteristiche di sollecitazione nella sezione e, nel caso di calcolo di progetto, armature di calcolo*

Sforzo normale,  $N_x=-38,35$  kN

Taglio,  $T_z=-27,86$  kN

Momento flettente,  $M_y=35,59$  kN\*m

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 115 di 117
---	----------------------	-----------------

armatura lato monte/terra,  $A_f=6,03$  cmq (3 fi 16)

armatura lato valle/libero,  $A_{1f}=6,03$  cmq (3 fi 16)

L'armatura calcolata o inserita rispetta i limiti fissati dalla normativa di riferimento, ovvero:

- armatura minima in zona tesa= $5,62$  cmq
- armatura massima in zona tesa= $192,7$  cmq

*Verifica della sezione allo SLU per sforzo normale e momento flettente*

Momento ultimo della sezione (lemba superiore maggiormente compresso),  $M_{us}=105,21$  kN\*m

Momento ultimo della sezione (lemba inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui}=-105,21$  kN\*m

Essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

Momento resistente sezione,  $M_{rd}=105,21$  kN\*m

### **ARMATURA TRAVERSALE A TAGLIO O DI RIPARTIZIONE MURO**

L'armatura a taglio eventualmente necessaria è costituita solo da staffe ortogonali all'asse

#### **MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE**

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico,  $T_{z\_max}=306,94$  kN

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=201,40$  kN

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls),  $V_{rcd}=1.269,49$  kN

essendo  $T_{z\_max} > T_{cls}$  e  $T_{z\_max} \leq V_{rd}$  occorre specifica armatura a taglio

passo staffe minimo regolamentare =  $6,7$  cm

passo staffe adottato =  $6$  cm

Resistenza a "taglio-trazione" (armatura trasversale),  $V_{rds}=507,05$  kN

Resistenza a taglio sezione,  $V_{rd}=507,05$  kN

#### **MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE**

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico,  $T_{z\_max}=266,56$  kN

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=215,34$  kN

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls),  $V_{rcd}=1.269,49$  kN

essendo  $T_{z\_max} > T_{cls}$  e  $T_{z\_max} \leq V_{rd}$  occorre specifica armatura a taglio

passo staffe minimo regolamentare =  $6,7$  cm

passo staffe adottato =  $6$  cm

Resistenza a "taglio-trazione" (armatura trasversale),  $V_{rds}=507,05$  kN

Resistenza a taglio sezione,  $V_{rd}=507,05$  kN

#### **MENSOLA IN ELEVAZIONE**

##### **Sez. 1-1**

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico,  $T_{z\_max}=220,42$  kN

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=276,78$  kN

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls),  $V_{rcd}=1.287,62$  kN

Essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armatura a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare o di ripartizione)

Armatura di ripartizione (20% dell'armatura a flessione): 2 fi 8 con passo 19 cm

##### **Sez. 2-2**

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico,  $T_{z\_max}=104,37$  kN

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=191,47$  kN

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls),  $V_{rcd}=1.128,76$  kN

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 116 di 117
---	----------------------	-----------------

Essendo  $Tz_{max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armatura a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare o di ripartizione)

Armatura di ripartizione (20% dell'armatura a flessione): 2 fi 8 con passo 33 cm

### Sez. 3-3

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico,  $Tz_{max}=30,89$  kN

Resistenza al taglio dovuta al solo cls,  $T_{cls}=159,74$  kN

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls),  $V_{rzd}=970,70$  kN

Essendo  $Tz_{max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armatura a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare o di ripartizione)

Armatura di ripartizione (20% dell'armatura a flessione): 2 fi 8 con passo 33 cm

## ARMATURE DI CALCOLO

<b>Mensola di fondazione di valle</b>	armatura
lembo superiore	3 $\Phi$ 16 (6,03 cmq)
lembo inferiore	6 $\Phi$ 16 (12,06 cmq)
<b>Mensola di fondazione di monte</b>	armatura
lembo superiore	7 $\Phi$ 16 (14,07 cmq)
lembo inferiore	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)
<b>Mensola in elevazione</b>	armatura
sez. 1-1 (H = 5,4 m)	
lato terra	13 $\Phi$ 16 (26,14 cmq)
lato libero	7 $\Phi$ 16 (14,07 cmq)
sez. 2-2 (H = 3,6 m)	
lato terra	5 $\Phi$ 16 (10,05 cmq)
lato libero	3 $\Phi$ 16 (6,03 cmq)
sez. 3-3 (H = 1,8 m)	
lato terra	3 $\Phi$ 16 (6,03 cmq)
lato libero	3 $\Phi$ 16 (6,03 cmq)
<b>Pali di fondazione</b>	armatura
Fila n° 1	
armatura longitudinale	25 $\Phi$ 16 (50,27 cmq)
armatura trasversale (spirale)	$\Phi$ 8
passo: 9 cm	
Fila n° 2	
armatura longitudinale	25 $\Phi$ 16 (50,27 cmq)
armatura trasversale (spirale)	$\Phi$ 8
passo tratto iniziale (Li=32): 9 cm	
passo tratto centrale (Lc=768): 9 cm	

<b>Muri.Az 11.0</b> (Ing. <i>Ciro Azzara</i> )	<b>Manuale d'uso</b>	Pag. 117 di 117
---	----------------------	-----------------

## Bigliografia

- [1] Cestelli Guidi C. (1975) – *Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni* – Hoepli, Milano
- [2] Croce A. (1980) – *Appunti di Geotecnica* – L'Ateneo, Napoli
- [3] Jappelli R. (1984) – *Corso di Geotecnica, Tavole sinottiche* - Università di Palermo
- [4] Bowles, J.E. (1988) - *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill
- [5] Viggiani C. (1996) - *Fondazioni*. CUEN, Napoli
- [6] Lancellotta R. (2004) - *Geotecnica*. Zanichelli, Bologna
- [7] Bishop A.W. (1954) - *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*, Geotechnique Vol. 5 (1955)
- [8] Bustamante M., Doix B. (1985), *Une méthode pour le calcul des tirants ed des micropieux injectés*, Bull. Liaison Lab. Points et Chaussées, Paris, n. 140, nov-dèc. 1985 – Ref. 3047, pp- 75-92;
- [9] Lancellotta R. (2002), *Analytical solution of passive earth pressure*, Gèotechnique
- [10] Lancellotta R. (2007), *Lower-bound approach for seismic passive earth resistance*, Gèotechnique
- [11] S. Rampello, L. Callisto, L. Masini – *Spinte delle terre sulle strutture di sostegno*
- [12] Polizzotto C. – *Scienza delle costruzioni* – Centro stampa Facoltà di Ingegneria di Palermo (1980)
- [13] La Mendola L. – *Applicazione del metodo degli Elementi Finiti ai sistemi mono e bi-dimensionali* – Quaderni di Tecnica delle Costruzioni Università di Palermo A.A. 1989-90
- [14] Giangreco E. – *Teoria e tecnica delle costruzioni*, vol. 1 - Liguori editore, Napoli 1992
- [15] Gavarini C. et al. – *Costruzioni*, vol. 3 – Hoepli editore;
- [16] D.M. 11/03/1988 – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*;
- [17] Circolare Min. LL.PP. 24/09/1988, n. 30483 – *Legge 2 febbraio 1974 – D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione*;
- [18] D.M. 11/02/1992 – *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*
- [19] D.M. 09/01/1996 – *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*
- [20] Circ. 15/10/1996, n. 252 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9 gennaio 1996*
- [21] D.M. 14/01/2008 – *Norme tecniche per le costruzioni*
- [22] Circ. 02/02/2009, n. 617 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*
- [23] D.M. 17/01/2018 – *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*
- [24] Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP. – *Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.*

Data revisione Manuale d'uso: **Marzo 2021**