



**COMUNE DI
BRACIGLIANO**
Provincia di Salerno

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE
E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA**

DATA: LUGLIO 2023

*Intervento n°6 della deliberazione CIPE n.8 / 2012
già n.71 dell'allegato 1 all'Accordo di Programma del 12.11.2010*

CUP: I43B08000150001

PROGETTO RAFFORZATO DI FATTIBILITÀ TECNICO - ECONOMICA
(ai sensi del art.41 del DL 36/2023 - Allegato 1.7)
APPALTO INTEGRATO PROGETTO ESECUTIVO E LAVORI

numero	titolo	cod. elaborato
14	RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE	PD-ED.14
		scala
		-

Sindaco: Dott.re Giovanni Iuliano

U.T.C UFFICIO TECNICO COMUNALE
Ufficio del Rischio Idrogeologico

RUP: Arch. Paola Giannattasio

Supporto al RUP: Avv. Domenico Leone
Giuridico Amministrativo

Valutazione Incidenza Ambientale:
Dott. Biologo Gabriele De Filippo

Responsabile area economico/finanziaria:
Dott. Alfonso Amabile

Progettazione: Ing. Cono Francesco Cimino

Geologo: Dott. Elio Lo Russo

Valutazione Impatto Ambientale:
Dott. Agronomo Silvestro Caputo



Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali 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.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018



Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

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

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa, al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA**

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

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

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

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

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

Verifica a scorrimento



**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA**

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

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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppata lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = (N - Q) \tan \delta_f S_p + c_a L_r$$

con

$$L_r = B_r - L_c$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

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

Verifica al carico limite

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

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
------------------------------	--	-----------------------------	-------------------------------	--------------------------------------



INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA

Fattori di forma	$\varphi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_a = 1$	$s_y = 1$
	$\varphi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_a = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_y = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\varphi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_a = 1$	$d_y = 1$
	$\varphi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_a = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_y = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\varphi = 0$	$i_c = (1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ})^2$	$i_a = (1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ})^2$	$i_y = 0$
	$\varphi > 0$	$i_c = (1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ})^2$	$i_a = (1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ})^2$	$i_g = (1 - \frac{\theta^\circ}{\varphi^\circ})^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_s$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 - 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_s r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$



*INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA*

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W è il peso della striscia i -esima, c e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA**Dati**Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
<u>Calcestruzzo armato</u>	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kg/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cm ²]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cm ²]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kg/mc]	R _{ck} [kg/cm ²]	E [kg/cm ²]	ν	n	ntc
1	C25/30	C25/30	B450C	2500,00	305,91	320666	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [kg/cm ²]	f _{uk} [kg/cm ²]
B450C	4588,65	5506,38

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

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

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

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	10,00	0,00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10,00 [m]

Paramento

Materiale	C25/30	
Altezza paramento	5,00	[m]
Altezza paramento libero	5,00	[m]
Spessore in sommità	1,00	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,00	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	C25/30	
Lunghezza mensola di valle	0,00	[m]

Relazione sismica e sulle strutture	PD-ED	7
-------------------------------------	-------	---



INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA

Lunghezza mensola di monte	4,00	[m]
Lunghezza totale	5,00	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Altezza valle esterna	1,15	[m]
Altezza valle interna	1,15	[m]
Altezza monte interna	1,15	[m]
Altezza monte esterna	0,40	[m]
Spessore magrone	0,10	[m]
Sperone		
Posizione	Monte	
Distanza dal tacco della fondazione	0,00	[m]
Altezza	1,30	[m]
Spessore	0,50	[m]

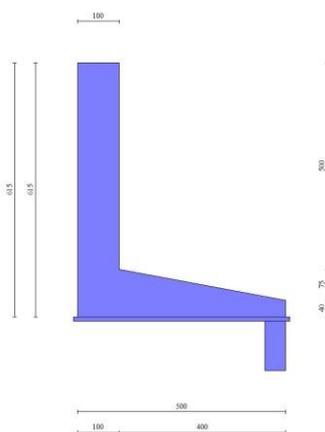


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c _a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]
<u>Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix</u>	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cm ²]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	c _a [kg/cm ²]	Cesp	τ_l [kg/cm ²]
1	Depositi di fondovalle	1822,00	2000,00	25.450	16.970	0,05	0,03	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
<u>Per calcolo pali (solo se presenti)</u>	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta



INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA

Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm²]	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
1	12,00	0.000	Depositi di fondovalle	---	---	---	---	---

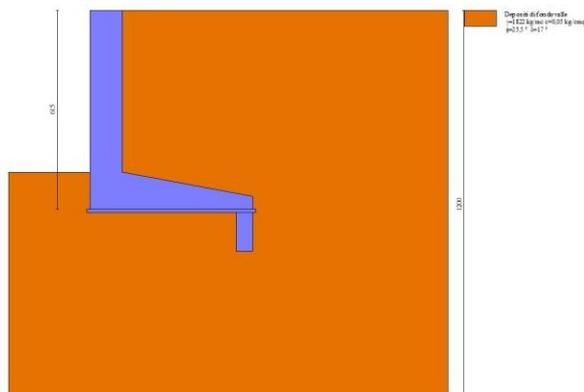


Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
- F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
- F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
- M Momento espresso in [kgm]
- X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
- X_r Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
- Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg]
- Q_r Intensità del carico per x=X_r espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione 1) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00



**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA**

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_f	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA**

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARADati sismici

Comune	Bracigliano
Provincia	Salerno
Regione	Campania
Latitudine	40.824537
Longitudine	14.706426
Indice punti di interpolazione	33207 - 33429 - 33430 - 33208
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	1.462	0.574
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.149	0.059
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.447	2.367
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.384	0.319
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss	C	1.481	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St	T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	10.066	5.033
Ultimo - Ribaltamento	0.570	15.099	7.550
Esercizio	0.470	4.949	2.475

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA****Opzioni di calcolo**Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_c$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra	

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Metodo di calcolo (per sole combinazioni SLD)	Richards-Elms
Spostamento limite	5,00 [cm]

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)**Paramento e fondazione muro**

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD NO

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura	Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure	NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
Calcolo momento fessurazione	Apertura
Resistenza a trazione per	Flessione
Valori limite aperture delle fessure:	$w_1=0.20$
	$w_2=0.30$
	$w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$



COMUNE DI BRACIGLIANO (SA)

*INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA*



Risultati

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kg]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	Cx [kg]	Cy [kg]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	19168	16,97	18333	5595	4,00	-5,20
	Peso/Inerzia muro			0	24750/0	0,46	-4,15
	Peso/Inerzia terrapieno			0	39173/0	2,05	-2,69
	Resistenza passiva sperone			-31153			

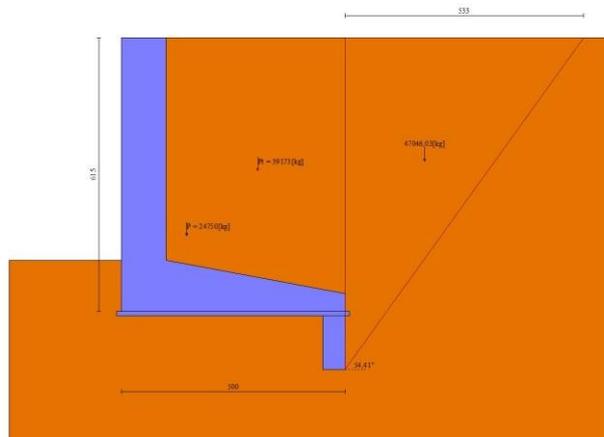


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

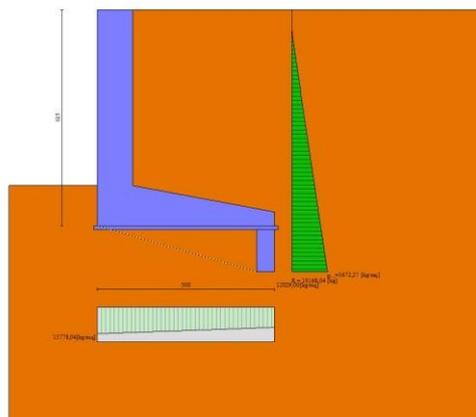


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

Verifiche geotecniche



Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{SUPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.810		1.871			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.451		1.274			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.427		1.360			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.986		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.915		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.894		
7 - EQU (A1-M1-R3)			10.492				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		4.158				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.232				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1332	0	30392	--	--	31724	22238	1.427

Dettagli verifica a scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N _{css}	Carico sul cuneo di spinta passiva, espresso in [kg]
φ _{Rp}	Angolo di rottura passiva, espresso in [°]
N _{rpp}	Carico residuo sul piano di posa, espresso in [kg]
L _r	Lunghezza base residua, espresso in [m]

n°	N _{css} [kg]	φ _{Rp}	N _{rpp} [kg]	L _r [m]
3	61580	16.138	3949	0,51

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kg]
Q _u	carico limite del terreno, espresso in [kg]
Q _d	Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kg]	Q _u [kg]	Q _d [kg]	FS
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	72479	92357	76964	1.274

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N _c , N _q , N _γ	Fattori di capacità portante
i _c , i _q , i _γ	Fattori di inclinazione del carico
d _c , d _q , d _γ	Fattori di profondità del piano di posa



**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA**

gc, gq, g _γ	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, b _γ	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, s _γ	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, p _γ	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
r _γ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B \cdot \gamma/N$, viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm ²]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '-' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	r _γ
2	21.393 11.181 7.297	0.635 0.635 0.080	1.073 1.036 1.036	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.729	0.901

n°	D	B'	H	γ	φ	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kg/mc]	[kg/cm ²]
2	1,15	5,00	3,96	1822	25.45	0,05

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kgm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kgm]	[kgm]	
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	182106	56347	3.232

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,50; 4,50	13,16	1.894

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
Q _y	carico sulla striscia espresso in [kg]
Q _f	carico acqua sulla striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
φ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm ²]
T _x ; T _y	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cm ²]

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W	Q _y	Q _f	b	α	φ	c	u	T _x ; T _y
	[kg]	[kg]	[kg]	[m]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg]
1	1464	0	0	10,88 - 0,86	65.272	25.450	0,05	0,000	
2	3990	0	0	0,86	57.578	25.450	0,05	0,000	
3	5887	0	0	0,86	51.101	25.450	0,05	0,000	
4	7407	0	0	0,86	45.449	25.450	0,05	0,000	



INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA

n°	W [kg]	Qy [kg]	Qf [kg]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	Tx; Ty [kg]
5	8665	0	0	0,86	40.324	25.450	0,05	0,000	
6	9719	0	0	0,86	35.565	25.450	0,05	0,000	
7	10607	0	0	0,86	31.077	25.450	0,05	0,000	
8	11354	0	0	0,86	26.793	25.450	0,05	0,000	
9	12697	0	0	0,86	22.666	25.450	0,05	0,000	
10	12860	0	0	0,86	18.660	25.450	0,05	0,000	
11	13359	0	0	0,86	14.748	25.450	0,05	0,000	
12	13761	0	0	0,86	10.905	25.450	0,05	0,000	
13	15085	0	0	0,86	7.111	25.450	0,05	0,000	
14	14977	0	0	0,86	3.348	25.450	0,05	0,000	
15	5733	0	0	0,86	-0.400	25.450	0,05	0,000	
16	5680	0	0	0,86	-4.149	25.450	0,05	0,000	
17	5537	0	0	0,86	-7.917	25.450	0,05	0,000	
18	5303	0	0	0,86	-11.720	25.450	0,05	0,000	
19	4975	0	0	0,86	-15.576	25.450	0,05	0,000	
20	4549	0	0	0,86	-19.506	25.450	0,05	0,000	
21	4016	0	0	0,86	-23.535	25.450	0,05	0,000	
22	3369	0	0	0,86	-27.692	25.450	0,05	0,000	
23	2593	0	0	0,86	-32.015	25.450	0,05	0,000	
24	1672	0	0	0,86	-36.555	25.450	0,05	0,000	
25	578	0	0	-10,62 - 0,86	-40.987	25.450	0,05	0,000	

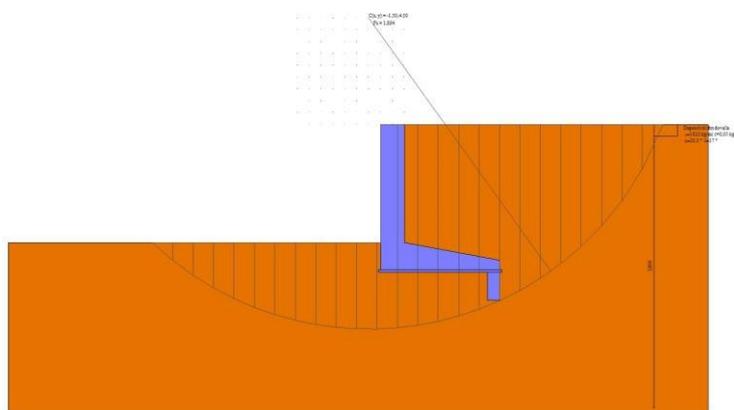


Fig. 5 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° indice sezione
- B larghezza sezione espresso in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- Afi area ferri inferiori espresso in [cmq]
- Afs area ferri superiori espressa in [cmq]
- M momento agente espressa in [kgm]
- N sforzo normale agente espressa in [kg]
- Mrd momento resistente espresso in [kgm]
- Nrd sforzo normale resistente espresso in [kg]
- FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
Paramento	51	100	100	16,08	32,17	13334	13129	123778	13129	9.283
Fondazione	15	100	89	18,10	18,10	-12147	0	-59076	0	4.864
Sperone	1	100	50	12,06	8,04	20750	0	21167	0	1.020

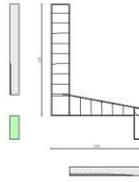


Fig. 6 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espressa in [cmq]
cotθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espressa in [kg]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
Paramento	51	100	100	0,00		0	0	42132	8297	5.078
Fondazione	25	100	70	0,00		0	0	27927	-5814	4.804
Sperone	1	100	50	4,02	2,500	104942	28013	28013	23930	1.171

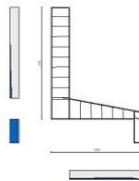


Fig. 7 - Paramento (Inviluppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
----	----------------

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
DISSESTI IN LOCALITÀ TAVOLARA

Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kgm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kg]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kg/cm ²]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kg/cm ²]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kg/cm ²]

Combinazioni SLER

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cm ²]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cm ²]	σ_{fi} [kg/cm ²]	σ_{fs} [kg/cm ²]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cm ²]
Paramento	51	100	100	16,08	32,17	6,23	152,34	101,13	85,70	3670,92
Fondazione	1	100	115	24,13	24,13	2,80	152,34	165,47	34,90	3670,92
Fondazione	31	100	59	12,06	12,06	2,26	152,34	22,59	129,37	3670,92
Sperone	1	100	50	12,06	8,04	44,36	152,34	2233,76	426,88	3670,92

Combinazioni SLEF

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cm ²]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cm ²]	σ_{fi} [kg/cm ²]	σ_{fs} [kg/cm ²]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cm ²]
Paramento	51	100	100	16,08	32,17	6,23	253,91	101,13	85,70	4588,65
Fondazione	1	100	115	24,13	24,13	2,80	253,91	165,47	34,90	4588,65
Fondazione	31	100	59	12,06	12,06	2,26	253,91	22,59	129,37	4588,65
Sperone	1	100	50	12,06	8,04	44,36	253,91	2233,76	426,88	4588,65

Combinazioni SLEQ

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cm ²]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cm ²]	σ_{fi} [kg/cm ²]	σ_{fs} [kg/cm ²]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cm ²]
Paramento	51	100	100	16,08	32,17	6,23	114,26	101,13	85,70	4588,65
Fondazione	1	100	115	24,13	24,13	2,80	114,26	165,47	34,90	4588,65
Fondazione	31	100	59	12,06	12,06	2,26	114,26	22,59	129,37	4588,65
Sperone	1	100	50	12,06	8,04	44,36	114,26	2233,76	426,88	4588,65

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
Mpf	momento di formazione/apertura fessure espressa in [kgm]
ϵ	deformazione espresso in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w	apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]	Wlim [mm]
Paramento	51	100	100	32,17	950,00	7114	65298	0,000000	0	0,000	0,400
Fondazione	1	100	115	24,13	950,00	4171	80357	0,000000	0	0,000	0,400
Sperone	1	100	50	12,06	950,00	11488	14879	0,000000	0	0,000	0,400

Combinazioni SLEQ

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]	Wlim [mm]
Paramento	51	100	100	32,17	950,00	7114	65298	0,000000	0	0,000	0,300
Fondazione	1	100	115	24,13	950,00	4171	80357	0,000000	0	0,000	0,300
Sperone	1	100	50	12,06	950,00	11488	14879	0,000000	0	0,000	0,300



Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione 16.0
Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.



Indice

Normative di riferimento	1
Richiami teorici	2
Calcolo della spinta sul muro	2
Valori caratteristici e valori di calcolo	2
Metodo di Culmann	2
Spinta in presenza di falda	2
Spinta in presenza di sisma	2
Verifica a ribaltamento	3
Verifica a scorrimento	3
Verifica al carico limite	4
Verifica alla stabilità globale	5
Dati	7
Materiali	7
Calcestruzzo armato	7
Acciai	7
Geometria profilo terreno a monte del muro	7
Geometria muro	7
Geometria paramento e fondazione	7
Descrizione terreni	8
Stratigrafia	8
Condizioni di carico	9
Normativa	9
Descrizione combinazioni di carico	10
Dati sismici	12
Opzioni di calcolo	13
Risultati	15
Spinta e forze	15
Verifiche geotecniche	15



Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati	16
Verifica a scorrimento fondazione	16
Dettagli verifica a scorrimento	16
Verifica a carico limite	16
Dettagli calcolo portanza	16
Verifica a ribaltamento	17
Verifica stabilità globale muro + terreno	17
Dettagli strisce verifiche stabilità	17
Verifiche strutturali	18
Verifiche a flessione	18
Verifiche a taglio	19
Verifica delle tensioni	19
Combinazioni SLER	20
Combinazioni SLEF	20
Combinazioni SLEQ	20
Verifica a fessurazione	20
Combinazioni SLEF	20
Combinazioni SLEQ	20
Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)	21