

**INTERVENTI RIFERITI A OPERE PUBBLICHE
MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO**

**COMUNE DI TRESANA
PROVINCIA DI MASSA CARRARA**



**MITIGAZIONE MOVIMENTO GRAVITATIVO
CON MESSA IN SICUREZZA DELLA STRADA
INTERNA AL CASTELLO DI TRESANA
CUP: F28H22000860001**

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:
Comune di Tresana
Piazzale 25 Aprile
54012 Tresana (MS)

R.U.P.:
Geom. Giulio Boni
Piazzale 25 Aprile
54012 Tresana (MS)

PROGETTISTA
L.A.B. INGEGNERIA
SOCIETA' COOPERATIVA
Ing. Marco Tabardi
Via Provinciale 66
54010 Podenzana (MS)

RELAZIONE GEOLOGICA
L.A.B. INGEGNERIA
SOCIETA' COOPERATIVA
Geol. Giusti Francesco
Via Provinciale 66
54010 Podenzana (MS)

FASCICOLO DEI CALCOLI

Tav. N.09.3	Data: Febbraio 2024	Scala:	File: T.09.3_Fascicolo dei calcoli
-------------	------------------------	--------	------------------------------------



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



MINISTERO
DELL'INTERNO

MICROPALI – TIRANTI _ PAC16

- INT. 01
- INT. 02

MICROPALI – TIRANTI _ PAC16
INT. 01

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

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto, il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am}	diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av}	diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm}	diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv}	diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità:

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo delle spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

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 valore della 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).

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 nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava 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.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/2 dell'altezza della parete stessa (diagramma rettangolare).

Tiranti di ancoraggio

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

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

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

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

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

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

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

$$N = \pi D L_f (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta

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

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

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

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.

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

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

$$\beta = \frac{N_0}{N}$$

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_r l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_r , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

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

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

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

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

$$Ku=p$$

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

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

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidità della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s = s_0 + K(u - u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare. In particolare, il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

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

Inoltre u ed l rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l = b / \cos \alpha_i$).

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

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_c e il gradiente idraulico di efflusso i_E .

$$FS_{SIF} = i_c / i_E$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w .

$$i_c = \gamma_m / \gamma_w$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L .

$$i_E = \Delta H / L$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza $D/2$.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto W e la pressione idrica al piede della paratia U dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:

Q_T portanza totale del palo
 Q_P portanza di base del palo
 Q_L portanza per attrito laterale del palo
 W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_p e Q_l sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo tesato:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo
 c è la coesione
 q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
 γ è il peso specifico del terreno
 D è il diametro del palo

N'_c , N'_q , N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove:

c_a è l'adesione palo-terreno
 δ è l'angolo di attrito palo-terreno
 γ è il peso specifico del terreno
 z è la generica quota a partire dalla testa del palo
 L è la lunghezza del palo
 P è il perimetro del palo
 K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	1.50	[m]
Profondità di infissione	6.50	[m]
Altezza totale della paratia	8.00	[m]
Lunghezza paratia	38.50	[m]

Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0.90	[m]
Diametro dei micropali	22.00	[cm]
Numero totale di micropali	42	
Numero di micropali per metro lineare	1.09	
Diametro esterno del tubolare	139.20	[mm]
Spessore del tubolare	8.00	[mm]

Geometria cordoli

Simbologia adottata

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

Cordoli in calcestruzzo

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

Cordoli in acciaio

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

N°	Y [m]	Tipo	B [cm]	H [cm]	A [cmq]	W [cm ³]
1	0.00	Calcestruzzo	70.00	70.00	--	--

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

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

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

Profilo di monte

N°	X [m]	Y [m]	A [°]
2	3.40	0.26	4.37

Profilo di valle

N°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-3.75	-2.60	0.00
2	0.00	-1.50	4.37

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	adesione terreno/paratia espressa in [kg/cm ²]
Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix	
Cesp	coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato
τ	tensione tangenziale minima e media lungo il tirante espresso in [kg/cm ²]

I parametri medi e minimi vengono usati per il calcolo di portanza di progetto dei pali e per la resistenza di progetto a sfilamento dei tiranti

N°	Descrizione	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]	Cesp	τ [kg/cm ²]	
1	Deposito detritico di versante	18.633	19.614	27.00	17.82	0.030	0.015	1.00	0.000	CAR

N°	Descrizione	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]	Cesp	τ [kg/cm ²]	
				27.00	17.82	0.030	0.015		0.000	MIN
				27.00	17.82	0.030	0.015		0.000	MED
2	Detrito di cop / Sub roccioso	21.575	21.575	32.00	21.33	0.300	0.150	1.00	0.000	CAR
				32.00	21.33	0.300	0.150		0.000	MIN
				32.00	21.33	0.300	0.150		0.000	MED

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp	spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw	costante di Winkler orizzontale espressa in [Kg/cm ² /cm]
α	inclinazione dello strato espressa in [°] (M: strato di monte, V: strato di valle)
Terreno	Terreno associato allo strato (M: strato di monte, V: strato di valle)

N°	sp [m]	α_M [°]	α_V [°]	K _{wM} [kg/cm ² /cm]	K _{wV} [kg/cm ² /cm]	Terreno M	Terreno V
1	3.00	31.00	31.00	0.52	0.52	Deposito detritico di versante	Deposito detritico di versante
2	7.00	31.00	31.00	3.58	3.58	Detrito di cop / Sub roccioso	Detrito di cop / Sub roccioso

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia	3.50	[m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia	4.50	[m]
Regime delle pressioni neutre:	Idrostatico	

Caratteristiche tiranti di ancoraggio

Tipologia tiranti n° 1 - Tirante passivo

Calcolo tiranti:	VERIFICA	
Diametro della perforazione	14,00	[cm]
Coeff. di espansione laterale	1.00	
Malta utilizzata per i tiranti		
Classe di Resistenza	Rck 250	
Resistenza caratteristica a compressione R _{ck}	250	[kg/cm ²]
Acciaio utilizzato per i tiranti		
Tipo	B500B	
Tensione di snervamento f _{yk}	5099	[kg/cm ²]
Tiranti passivi armati con tondini		
Numero tondini:	1	
Diametro dei tondini:	32	[mm]

I parametri di interazione tiranti-terreno sono stati definiti come percentuale di angolo di attrito e coesione dello strato:

- Aliquota angolo di attrito	90.00	[%]
- Aliquota coesione	90.00	[%]
Superficie di ancoraggio	Angolo di rottura	
Coefficiente di spinta	Spinta passiva	
Tensione limite resistenza malta	Tensione tangenziale aderenza acciaio-ds f _{bd} = 16.76 [kg/cm ²]	

Descrizione tiranti di ancoraggio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
Tipologia	Descrizione tipologia tirante
Y	ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I	interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
f	franco laterale espressa in [m]
alfa	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr	numero di tiranti della fila
Lt	lunghezza totale del tirante espresso in [m]
Lf	lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]
T	tiro iniziale espresso in [kN]

n°	Tipo	Y [m]	I [m]	f [m]	Alfa [°]	ALL	nr	Lt [m]	Lf [m]	T [kN]
1	Tirante passivo	0.35	2.70	0.20	35.00	Centrati	15	8.00	--	--

Caratteristiche materiali utilizzati

Simbologia adottata

γ_{cl}	Peso specifico cls, espresso in [kN/mc]
Classe cls	Classe di appartenenza del calcestruzzo
Rck	Rigidità cubica caratteristica, espressa in [kg/cmq]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cmq]
Acciaio	Tipo di acciaio
n	Coeff. di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Descrizione	γ_{cl} [kN/mc]	Classe cls	Rck [kg/cmq]	E [kg/cmq]	Acciaio	n
Paratia	24.52	C25/30	306	320666	S 355	15.00
Cordolo/Muro	24.52	C25/30	306	320666	B450C	15.00

Coeff. di omogeneizzazione cls teso/compresso 1.00

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate

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

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

Ig	Indice di gruppo
F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
Q_i, Q_r	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
V_i, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Variabile da traffico - Traffico veicolare (Ig=0) [$\Psi_0=0.70 - \Psi_1=0.70 - \Psi_2=0.60$]

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 0,00$	$X_r = 3,40$	$Q_i = 10,00$	$Q_r = 10,00$
--------------------------------	--------------	--------------	---------------	---------------

Condizione n° 2 - Permanente non strutturale - Pavimentazione stradale

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 0,00$	$X_r = 3,40$	$Q_i = 3,00$	$Q_r = 3,00$
--------------------------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Condizione n° 3 - Eccezionale - Urto da traffico

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=29,41$	$F_y=0,00$	$M=19,00$
----------------------------------	----------	-------------	------------	-----------

Condizione n° 4 - Permanente non strutturale - Pav. + guar rail

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=6,48$	$M=4,11$
----------------------------------	----------	------------	------------	----------

Condizione n° 5 - Permanente - Carico soletta + veletta

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=17,00$	$M=18,15$
----------------------------------	----------	------------	-------------	-----------

Condizione n° 6 - Variabile da traffico - Carico variabile da traffico (Ig=0) [$\Psi_0=0.70 - \Psi_1=0.70 - \Psi_2=0.60$]

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=23,00$	$M=13,23$
----------------------------------	----------	------------	-------------	-----------

Combinazioni di carico

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

Combinazione n° 1 - SLU - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.30	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.50	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.50	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.30	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.35	1.00
Carico variabile da traffico	SFAV	1.35	0.70

Combinazione n° 2 - SLU - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.30	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.50	1.00

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Pav. + guar rail	SFAV	1.50	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.30	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.35	0.70
Carico variabile da traffico	SFAV	1.35	1.00

Combinazione n° 3 - SLU - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.30	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.30	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.15	1.00
Carico variabile da traffico	SFAV	1.15	0.70

Combinazione n° 4 - SLU - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.30	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.30	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.15	0.70
Carico variabile da traffico	SFAV	1.15	1.00

Combinazione n° 5 - SLV - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	0.60

Combinazione n° 6 - Eccezionale

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Urto da traffico	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	0.60

Combinazione n° 7 - SLE - Rara

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	1.00
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	0.70

Combinazione n° 8 - SLE - Frequente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.70
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	0.60

Combinazione n° 9 - SLE - Quasi permanente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	0.60

Combinazione n° 10 - SLE - Rara

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.70
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - SLE - Frequente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	0.70

Combinazione n° 12 - SLD

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Pav. + guar rail	SFAV	1.00	1.00
Carico soletta + veletta	SFAV	1.00	1.00
Carico variabile da traffico	SFAV	1.00	0.60

Impostazioni di progettoSpinte e verifiche secondo: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (17/01/2018)****Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:**

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.00
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
Resistenza a compressione uniaassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

TIRANTI DI ANCORAGGIOCoefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti**Resistenza**

Laterale

 γ_{st} **R3**

1.20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate

5

 $\xi_3=1.60$ $\xi_4=1.55$ Verifica materiali: Stato Limite**Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo

1.50

Coefficiente di sicurezza acciaio

1.15

Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica

0.83

Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0,642	0,642
Prodotto $\alpha \beta$	0,642 > 0,2	0,642 > 0,2
Coefficiente di intensità sismica [%]	16,190	6,377
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0,50	
Coefficiente di riduzione (β_s)	0,380	0,470
Coefficiente di intensità sismica nella verifica di stabilità [%]	9,586	4,670
Il sisma verticale è considerato solo nella verifica di sbatilità.		

Inerzia massa strutturale **Non considerata**

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico: Rettangolare

Risultati

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 30 elementi fuori terra e 130 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incrementi di carico.

Altezza fuori terra della paratia	1.50	[m]
Profondità di infissione	6.50	[m]
Altezza totale della paratia	8.00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc	Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa [kN]	Y _{Pa} [m]	Is [kN]	Y _{Is} [m]	Pw [kN]	Y _{Pw} [m]	Pp [kN]	Y _{Pp} [m]	Pc [kN]	Y _{Pc} [m]
1	SLU - STR	19,76	1,05	--	--	39,23	5,99	-39,00	6,08	13,26	2,65
2	SLU - STR	18,34	1,08	--	--	39,23	5,99	-39,36	6,07	16,47	2,67
3	SLU - GEO	20,32	1,09	--	--	39,23	5,99	-38,60	6,07	8,35	2,60
4	SLU - GEO	18,33	1,11	--	--	39,23	5,99	-38,86	6,08	11,43	2,64
5	SLV - GEO	15,16	1,26	9,63	0,75	39,23	5,99	-38,38	6,07	4,87	2,55
6	Eccezionale	13,37	1,14	--	--	39,23	5,99	-39,96	6,07	23,81	2,72
7	SLE - Rara	13,10	1,06	--	--	39,23	5,99	-38,75	6,07	10,05	2,62
8	SLE - Frequente	11,35	1,09	--	--	39,23	5,99	-38,76	6,07	9,87	2,62
9	SLE - Quasi permanente	10,64	1,09	--	--	39,23	5,99	-38,79	6,07	10,16	2,62
10	SLE - Rara	12,14	1,10	--	--	39,23	5,99	-38,97	6,07	12,32	2,64
11	SLE - Frequente	10,83	1,10	--	--	39,23	5,99	-38,84	6,07	10,78	2,62
12	SLD	10,62	1,12	1,53	0,75	39,23	5,99	-38,73	6,07	9,66	2,61

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt	Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv	Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp	Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc [kN]	Y _{Rc} [m]	Rt [kN]	Y _{Rt} [m]	Rv [kN]	Y _{Rv} [m]	Rp [kN]	Y _{Rp} [m]
1	SLU - STR	0,00	0,00	33,25	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
2	SLU - STR	0,00	0,00	34,68	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	SLU - GEO	0,00	0,00	29,31	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
4	SLU - GEO	0,00	0,00	30,13	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
5	SLV - GEO	0,00	0,00	30,51	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Eccezionale	29,41	0,00	65,86	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	SLE - Rara	0,00	0,00	23,62	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
8	SLE - Frequente	0,00	0,00	21,69	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
9	SLE - Quasi permanente	0,00	0,00	21,24	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
10	SLE - Rara	0,00	0,00	24,72	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
11	SLE - Frequente	0,00	0,00	21,99	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
12	SLD	0,00	0,00	22,31	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P _{NUL}	Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P _{INV}	Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C _{ROT}	Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP	Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R _{MAX}	Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

n°	Tipo	P _{NUL} [m]	P _{INV} [m]	C _{ROT} [m]	MP [%]	R/R _{MAX} [%]
1	SLU - STR	1,81	5,60	3,79	0,00	2,73
2	SLU - STR	1,76	5,55	3,83	0,00	2,90
3	SLU - GEO	2,11	5,75	3,69	0,00	4,25
4	SLU - GEO	2,02	5,65	3,76	0,00	4,46
5	SLV - GEO	2,07	5,90	3,58	0,00	4,16
6	Eccezionale	1,64	5,45	3,93	0,00	3,97
7	SLE - Rara	1,70	5,70	3,73	0,00	3,22

n°	Tipo	P _{NUL} [m]	P _{INV} [m]	C _{ROT} [m]	MP [%]	R/R _{MAX} [%]
8	SLE - Frequente	1.66	5.70	3.72	0.00	3.26
9	SLE - Quasi permanente	1.64	5.70	3.73	0.00	3.30
10	SLE - Rara	1.66	5.60	3.77	0.00	3.36
11	SLE - Frequente	1.64	5.65	3.74	0.00	3.34
12	SLD	1.68	5.70	3.72	0.00	3.26

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P _{P,med} , P _{P,min}	Portanza di punta media e minima, espressa in [kN]
P _{L,med} , P _{L,min}	Portanza laterale media e minima, espressa in [kN]
P _d	Portanza di progetto, espressa in [kN]
N	Sforzo normale alla base del palo, espressa in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto Pd/N)

n°	Tipo	P _{P,med} [kN]	P _{L,med} [kN]	P _{P,min} [kN]	P _{L,min} [kN]	P _d [kN]	N [kN]	FS
1	SLU - STR	142.37	52.36	142.37	52.36	100.66	77.89	1.292
2	SLU - STR	142.37	52.36	142.37	52.36	100.66	87.34	1.152
6	Eccezionale	142.37	52.36	142.37	52.36	129.82	83.90	1.547

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M [kNm]	Y _M [m]	T [kN]	Y _T [m]	N [kN]	Y _N [m]	
1	SLU - STR	42.50	0.35	1.54	0.35	84.97	8.00	MAX
		-2.88	3.75	-31.70	0.35	0.00	0.00	MIN
2	SLU - STR	47.77	0.35	1.89	4.75	95.28	8.00	MAX
		-3.58	3.65	-33.63	0.35	0.00	0.00	MIN
3	SLU - GEO	34.42	0.35	1.73	0.35	72.59	8.00	MAX
		-1.86	4.00	-27.58	0.35	0.00	0.00	MIN
4	SLU - GEO	38.89	0.35	1.30	4.85	81.11	8.00	MAX
		-2.50	3.75	-28.92	0.35	0.00	0.00	MIN
5	SLV - GEO	30.65	0.35	2.73	0.35	66.78	8.00	MAX
		-1.30	4.40	-27.78	0.35	0.00	0.00	MIN
6	Eccezionale	59.53	0.35	29.74	0.35	91.53	8.00	MAX
		-5.03	3.65	-36.11	0.35	0.00	0.00	MIN
7	SLE - Rara	31.64	0.35	1.14	4.90	64.25	8.00	MAX
		-2.21	3.85	-22.81	0.35	0.00	0.00	MIN
8	SLE - Frequente	30.25	0.35	1.12	4.90	60.60	8.00	MAX
		-2.17	3.85	-21.24	0.35	0.00	0.00	MIN
9	SLE - Quasi permanente	30.24	0.35	1.15	4.90	60.28	8.00	MAX
		-2.24	3.80	-20.90	0.35	0.00	0.00	MIN
10	SLE - Rara	35.55	0.35	1.40	4.85	71.92	8.00	MAX
		-2.70	3.75	-24.27	0.35	0.00	0.00	MIN
11	SLE - Frequente	31.56	0.35	1.22	4.90	63.11	8.00	MAX
		-2.37	3.80	-21.66	0.35	0.00	0.00	MIN
12	SLD	30.29	0.35	1.10	4.90	61.03	8.00	MAX
		-2.13	3.85	-21.66	0.35	0.00	0.00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U [cm]	Y _U [m]	V [cm]	Y _V [m]	
1	SLU - STR	0.2993	0.00	0.0490	0.00	MAX
		-0.1175	1.70	0.0000	0.00	MIN
2	SLU - STR	0.3336	0.00	0.0553	0.00	MAX
		-0.1438	1.65	0.0000	0.00	MIN
3	SLU - GEO	0.2446	0.00	0.0415	0.00	MAX
		-0.0786	1.70	0.0000	0.00	MIN
4	SLU - GEO	0.2736	0.00	0.0467	0.00	MAX
		-0.1039	1.65	0.0000	0.00	MIN
5	SLV - GEO	0.2229	0.00	0.0379	0.00	MAX
		-0.0486	1.75	0.0000	0.00	MIN
6	Eccezionale	0.4742	0.00	0.0524	0.00	MAX
		-0.1908	1.75	0.0000	0.00	MIN
7	SLE - Rara	0.2218	0.00	0.0365	0.00	MAX

n°	Tipo	U [cm]	Yu [m]	V [cm]	Yv [m]	
8	SLE - Frequente	-0,0932	1,65	0,0000	0,00	MIN
		0,2102	0,00	0,0343	0,00	MAX
		-0,0924	1,65	0,0000	0,00	MIN
9	SLE - Quasi permanente	0,2097	0,00	0,0341	0,00	MAX
		-0,0949	1,65	0,0000	0,00	MIN
10	SLE - Rara	0,2471	0,00	0,0412	0,00	MAX
		-0,1122	1,65	0,0000	0,00	MIN
11	SLE - Frequente	0,2189	0,00	0,0358	0,00	MAX
		-0,0999	1,65	0,0000	0,00	MIN
12	SLD	0,2115	0,00	0,0345	0,00	MAX
		-0,0903	1,65	0,0000	0,00	MIN

Verifica a spostamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione/Fase
Tipo	Tipo combinazione/Fase
Ulim	spostamento orizzontale limite, espresso in [cm]
U	spostamento orizzontale calcolato, espresso in [cm] (positivo verso valle)

n°	Tipo	Ulim [cm]	U [cm]
1	SLU - STR	4,0000	0,2993
2	SLU - STR	4,0000	0,3336
3	SLU - GEO	4,0000	0,2446
4	SLU - GEO	4,0000	0,2736
5	SLV - GEO	4,0000	0,2229
6	Eccezionale	4,0000	0,4742
7	SLE - Rara	4,0000	0,2218
8	SLE - Frequente	4,0000	0,2102
9	SLE - Quasi permanente	4,0000	0,2097
10	SLE - Rara	4,0000	0,2471
11	SLE - Frequente	4,0000	0,2189
12	SLD	4,0000	0,2115

Verifiche di corpo rigido

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
S	Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kN]
R	Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espresso in [kN]
W	Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espresso in [kN]
T	Reazione tiranti espresso in [kN]
P	Reazione puntoni espresso in [kN]
V	Reazione vincoli espresso in [kN]
C	Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espresso in [kN]
Y	Punto di applicazione, espresso in [m]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
FS _{RIB}	Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS _{SCO}	Fattore di sicurezza a scorrimento

I punti di applicazione delle azioni sono riferiti alla testa della paratia.

La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y [kN]	R Y [kN]	W Y [kN]	T Y [kN]	P Y [kN]	V Y [kN]	C Y [kN]	Mr [kNm]	Ms [kNm]	FS _{RIB}	FS _{SCO}
5	SLV - GEO	55,0394 2,45	637,5287 5,54	39,2272 5,99	30,5079 0,35	0,0000 0,00	0,0000 0,00	0,0000 0,00	384,4395	1804,5678	4,694	7,087

Stabilità globale

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _c ; Y _c)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _v ; Y _v)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _m ; Y _m)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza
R	Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X _c , Y _c [m]	R [m]	X _v , Y _v [m]	X _m , Y _m [m]	FS	R
3	SLU - GEO	-7,20; 4,80	14,69	-16,71; -6,39	6,86; 0,52	2,092	1,100
4	SLU - GEO	-7,20; 5,60	15,39	-16,81; -6,42	7,35; 0,56	2,111	1,100
5	SLV - GEO	-7,20; 5,60	15,39	-16,81; -6,42	7,35; 0,56	2,025	1,200
12	SLD	-7,20; 5,60	15,39	-16,81; -6,42	7,35; 0,56	2,310	1,200

Dettagli superficie con fattore di sicurezza minimo**Simbologia adottata**

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
 Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
 Le strisce sono numerate da monte verso valle

N° numero d'ordine della striscia
 W peso della striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (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/cmq]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 L sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
 Ctn, Ctt contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espressa in [kN]

Combinazione n° 5 - SLV - GEO

Numero di strisce 51
 Sisma verticale verso l'alto.

Caratteristiche delle strisce

N°	W _i [kN]	α [°]	L [m]	ϕ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	(Ctn; Ctt) [kN]
1	10.5310	-37.51	0.61	27.00	0.030	0.210	(0,00; 0,00)
2	14.3395	-35.29	0.59	27.00	0.030	0.246	(0,00; 0,00)
3	17.9001	-33.12	0.57	27.00	0.030	0.279	(0,00; 0,00)
4	21.2314	-31.01	0.56	27.00	0.030	0.309	(0,00; 0,00)
5	24.3487	-28.95	0.55	27.00	0.030	0.336	(0,00; 0,00)
6	27.2650	-26.92	0.54	27.00	0.030	0.362	(0,00; 0,00)
7	29.9914	-24.94	0.53	27.00	0.030	0.385	(0,00; 0,00)
8	32.5373	-22.98	0.52	27.00	0.030	0.407	(0,00; 0,00)
9	34.9107	-21.05	0.51	27.00	0.030	0.426	(0,00; 0,00)
10	37.1186	-19.14	0.51	27.00	0.030	0.444	(0,00; 0,00)
11	39.1669	-17.26	0.50	27.00	0.030	0.459	(0,00; 0,00)
12	41.0608	-15.40	0.50	27.00	0.030	0.473	(0,00; 0,00)
13	42.8096	-13.55	0.49	27.00	0.030	0.486	(0,00; 0,00)
14	44.6337	-11.72	0.49	32.00	0.300	0.497	(0,00; 0,00)
15	46.8842	-9.90	0.49	32.00	0.300	0.506	(0,00; 0,00)
16	49.0930	-8.09	0.49	32.00	0.300	0.513	(0,00; 0,00)
17	51.1494	-6.28	0.48	32.00	0.300	0.519	(0,00; 0,00)
18	53.0551	-4.49	0.48	32.00	0.300	0.524	(0,00; 0,00)
19	54.8115	-2.70	0.48	32.00	0.300	0.527	(0,00; 0,00)
20	56.4194	-0.91	0.48	32.00	0.300	0.528	(0,00; 0,00)
21	57.8794	0.88	0.48	32.00	0.300	0.528	(0,00; 0,00)
22	59.1914	2.67	0.48	32.00	0.300	0.527	(0,00; 0,00)
23	60.3550	4.46	0.48	32.00	0.300	0.524	(0,00; 0,00)
24	61.3693	6.26	0.48	32.00	0.300	0.519	(0,00; 0,00)
25	62.2330	8.06	0.49	32.00	0.300	0.513	(0,00; 0,00)
26	62.9442	9.87	0.49	32.00	0.300	0.506	(0,00; 0,00)
27	63.5008	11.69	0.49	32.00	0.300	0.497	(0,00; 0,00)
28	63.8998	13.52	0.49	32.00	0.300	0.486	(0,00; 0,00)
29	64.1378	15.37	0.50	32.00	0.300	0.474	(0,00; 0,00)
30	64.2133	17.23	0.50	32.00	0.300	0.460	(0,00; 0,00)
31	64.2042	19.12	0.51	32.00	0.300	0.444	(0,00; 0,00)
32	64.0612	21.02	0.51	32.00	0.300	0.426	(0,00; 0,00)
33	63.7362	22.95	0.52	32.00	0.300	0.407	(0,00; 0,00)
34	63.2217	24.91	0.53	32.00	0.300	0.386	(0,00; 0,00)
35	62.5088	26.89	0.54	32.00	0.300	0.362	(0,00; 0,00)
36	77.4771	28.91	0.54	32.00	0.300	0.437	(0,00; 0,00)
37	75.4784	30.96	0.56	32.00	0.300	0.409	(0,00; 0,00)
38	73.2498	33.05	0.57	32.00	0.300	0.380	(0,00; 0,00)
39	70.7749	35.20	0.58	32.00	0.300	0.347	(0,00; 0,00)
40	68.0342	37.40	0.60	32.00	0.300	0.312	(0,00; 0,00)
41	65.0040	39.67	0.62	32.00	0.300	0.274	(0,00; 0,00)
42	61.6552	42.02	0.64	32.00	0.300	0.233	(0,00; 0,00)
43	54.4049	44.46	0.67	32.00	0.300	0.188	(0,00; 0,00)
44	49.7634	47.01	0.70	32.00	0.300	0.139	(0,00; 0,00)
45	45.2001	49.68	0.74	32.00	0.300	0.085	(0,00; 0,00)
46	40.0974	52.51	0.78	32.00	0.300	0.026	(10,34; 0,45)
47	34.3442	55.54	0.84	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
48	24.0508	58.56	0.78	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
49	18.3864	61.60	0.86	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
50	11.8591	64.99	0.96	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
51	4.1730	68.44	1.11	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)

Resistenza a taglio paratia = 0.0000 [kN]

$\Sigma W_i = 2440.6661$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 544.2765$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 1384.4320$ [kN]

$\Sigma c b / \cos \alpha_i = 680.5383$ [kN]

Risultati tiranti

Simbologia adottata

N	sfuerzo su ogni tirante della fila espresso in [kN]
A _f	area di armatura in ogni tirante espressa in [cmq]
L	lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
L _f	lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
σ _f	tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cm ²]
u	spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]
R1, R2, R3	resistenza nei tre meccanismi considerati (sfilamento della fondazione, aderenza malta-armatura, resistenza malta) espressa in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto min(R1, R2, R3)/N)

n°	N [kN]	A _f [cmq]	L _f [m]	L [m]	σ _f [kg/cm ²]	u [cm]	R1 [kN]	R2 [kN]	R3 [kN]	FS	cmb
1	108,65	8,04	7,00	8,00	1377,61	0,11763	217,40	1156,55	5059,92	2,001	2

Verifica armatura paratia (Inviluppo sezioni critiche)**Verifica a flessione****Simbologia adottata**

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sfuerzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
M _u	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
N _u	sfuerzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

Area della sezione del tubolare 32,97 [cmq]

n° - Tipo	Y [m]	M [kNm]	N [kN]	M _u [kNm]	N _u [kN]	FS
6 - Eccezionale	0,35	54,57	34,50	57,78	36,53	1,059

Verifica a taglio**Simbologia adottata**

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
V _{Ed}	taglio agente sul palo, espresso in [kN]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza a taglio (V _{Rd} /V _{Ed})

La verifica a taglio del micropalo è stata eseguita considerando una sezione anulare di area A = 32,97 cmq

n° - Tipo	Y [m]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	FS
6 - Eccezionale	0,35	-33,10	409,76	12,379

Verifica tensioni**Simbologia adottata**

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ _f	tensione nell'acciaio espressa in [kg/cm ²]
τ _f	tensione tangenziale in [kg/cm ²]
σ _{id}	tensione ideale espressa in [kg/cm ²]

Area della sezione del tubolare 32,97 [cmq]

σ _f [kg/cm ²]	τ _f [kg/cm ²]	σ _{id} [kg/cm ²]	cmb
3429,03	137,61	3437,30	10

Verifica sezione cordoli**Simbologia adottata**

M _h	momento flettente espresso in [kNm] nel piano orizzontale
T _h	taglio espresso in [kN] nel piano orizzontale
M _v	momento flettente espresso in [kNm] nel piano verticale
T _v	taglio espresso in [kN] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0.00 m) (Cordolo in c.a.)

B=70.00 [cm]	H=70.00 [cm]		
A _{fV} =20.11 [cmq]	A _{fH} =16.08 [cmq]	Staffe φ12/21	N _{bh} =2 - N _{bv} =2
M _h =60.01 [kNm]	M _{vh} =503.91 [kNm]	FS=8,40	
T _h =88.90 [kN]	T _{Rh} =635.38 [kN]	FS _T =7.15	cotgθ _h =2.50

$M_v=42.02$ [kNm]
 $T_v=62.25$ [kN]

$M_{uv}=503.91$ [kNm]
 $T_R=635.38$ [kN]

$FS=11.99$
 $FS_{TV}=10.21$

$\cotg\theta_v=2.50$

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. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018. L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni). 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	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	L.A.B. INGEGNERIA SOCIETA' COOPERATIVA
Licenza	AIU57732D

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.

Luogo e data

Il progettista
()

MICROPALI – TIRANTI _ PAC16
INT. 02

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

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto, il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am}	diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av}	diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm}	diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv}	diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità:

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo delle spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

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 valore della 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).

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 nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava 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.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W * C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/2 dell'altezza della parete stessa (diagramma rettangolare).

Tiranti di ancoraggio

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

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

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

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

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

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

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

$$N = \pi D L_f (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta

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

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

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

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.

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

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

$$\beta = \frac{N_0}{N}$$

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_r l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_r , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

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

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

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

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

$$Ku=p$$

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

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

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidità della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s = s_0 + K(u - u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare. In particolare, il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

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

Inoltre u ed l rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l = b / \cos \alpha_i$).

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

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_c e il gradiente idraulico di efflusso i_E .

$$FS_{SIF} = i_c / i_E$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w .

$$i_c = \gamma_m / \gamma_w$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L .

$$i_E = \Delta H / L$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza $D/2$.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto W e la pressione idrica al piede della paratia U dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:

Q_T portanza totale del palo
 Q_P portanza di base del palo
 Q_L portanza per attrito laterale del palo
 W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_p e Q_l sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo tesato:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo
 c è la coesione
 q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
 γ è il peso specifico del terreno
 D è il diametro del palo

N'_c , N'_q , N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove:

c_a è l'adesione palo-terreno
 δ è l'angolo di attrito palo-terreno
 γ è il peso specifico del terreno
 z è la generica quota a partire dalla testa del palo
 L è la lunghezza del palo
 P è il perimetro del palo
 K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	2.70	[m]
Profondità di infissione	5.30	[m]
Altezza totale della paratia	8.00	[m]
Lunghezza paratia	15.00	[m]

Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0.90	[m]
Diametro dei micropali	18.00	[cm]
Numero totale di micropali	16	
Numero di micropali per metro lineare	1.07	
Diametro esterno del tubolare	101.60	[mm]
Spessore del tubolare	8.00	[mm]

Geometria cordoli

Simbologia adottata

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

Cordoli in calcestruzzo

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

Cordoli in acciaio

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

N°	Y [m]	Tipo	B [cm]	H [cm]	A [cmq]	W [cm ³]
1	0.00	Calcestruzzo	70.00	70.00	--	--

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

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

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

Profilo di monte

N°	X [m]	Y [m]	A [°]
2	3.10	0.08	1.48

Profilo di valle

N°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-5.00	-3.10	0.00
2	0.00	-2.70	1.48

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	adesione terreno/paratia espressa in [kg/cm ²]
Cesp	coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato
τ	tensione tangenziale minima e media lungo il tirante espresso in [kg/cm ²]

Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix

I parametri medi e minimi vengono usati per il calcolo di portanza di progetto dei pali e per la resistenza di progetto a sfilamento dei tiranti

N°	Descrizione	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]	Cesp	τ [kg/cm ²]	
1	Deposito detritico di versante	18.633	19.614	27.00	17.82	0.030	0.015	1.00	0.000	CAR

N°	Descrizione	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cmq]	ca [kg/cmq]	Cesp	τ [kg/cmq]	
				27.00	17.82	0.030	0.015		0.000	MIN
				27.00	17.82	0.030	0.015		0.000	MED
2	Detrito di cop / Sub roccioso	21.575	21.575	32.00	21.33	0.300	0.150	1.00	0.000	CAR
				32.00	21.33	0.300	0.150		0.000	MIN
				32.00	21.33	0.300	0.150		0.000	MED

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp	spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw	costante di Winkler orizzontale espressa in [Kg/cm ² /cm]
α	inclinazione dello strato espressa in [°] (M: strato di monte, V: strato di valle)
Terreno	Terreno associato allo strato (M: strato di monte, V: strato di valle)

N°	sp [m]	α_M [°]	α_V [°]	K _{wM} [kg/cmq/cm]	K _{wV} [kg/cmq/cm]	Terreno M	Terreno V
1	5.20	31.00	31.00	0.84	0.84	Deposito detritico di versante	Deposito detritico di versante
2	6.75	31.00	31.00	4.34	4.34	Detrito di cop / Sub roccioso	Detrito di cop / Sub roccioso

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia	4.50	[m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia	4.50	[m]
Regime delle pressioni neutre:	Idrostatico	

Caratteristiche tiranti di ancoraggio

Tipologia tiranti n° 1 - Tirante passivo

Calcolo tiranti:	VERIFICA	
Diametro della perforazione	14,00	[cm]
Coeff. di espansione laterale	1.00	
Malta utilizzata per i tiranti		
Classe di Resistenza	Rck 250	
Resistenza caratteristica a compressione R _{ck}	250	[kg/cmq]
Acciaio utilizzato per i tiranti		
Tipo	B500B	
Tensione di snervamento f _{yk}	5099	[kg/cmq]
Tiranti passivi armati con tondini		
Numero tondini:	1	
Diametro dei tondini:	32	[mm]

I parametri di interazione tiranti-terreno sono stati definiti come percentuale di angolo di attrito e coesione dello strato:

- Aliquota angolo di attrito	100,00	[%]
- Aliquota coesione	100,00	[%]
Superficie di ancoraggio	Angolo di rottura	
Coefficiente di spinta	Spinta passiva	
Tensione limite resistenza malta	Tensione tangenziale aderenza acciaio-ds f _{bd} = 16.76	[kg/cmq]

Descrizione tiranti di ancoraggio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
Tipologia	Descrizione tipologia tirante
Y	ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I	interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
f	franco laterale espressa in [m]
alfa	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr	numero di tiranti della fila
Lt	lunghezza totale del tirante espresso in [m]
Lf	lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]
T	tiro iniziale espresso in [kN]

n°	Tipo	Y [m]	I [m]	f [m]	Alfa [°]	ALL	nr	Lt [m]	Lf [m]	T [kN]
1	Tirante passivo	0.35	2.70	0.20	35.00	Centrati	5	8.00	--	--

Caratteristiche materiali utilizzati

Simbologia adottata

γ_{cl}	Peso specifico cls, espresso in [kN/mc]
Classe cls	Classe di appartenenza del calcestruzzo
Rck	Rigidità cubica caratteristica, espressa in [kg/cmq]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cmq]
Acciaio	Tipo di acciaio
n	Coeff. di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Descrizione	γ_{cl} [kN/mc]	Classe cls	Rck [kg/cmq]	E [kg/cmq]	Acciaio	n
Paratia	24.52	C25/30	306	320666	S 355	15.00
Cordolo/Muro	24.52	C25/30	306	320666	B450C	15.00

Coeff. di omogeneizzazione cls teso/compresso 1.00

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate

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

Ig	Indice di gruppo
F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
Q_l, Q_r	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
V_l, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Variabile da traffico - Traffico veicolare (Ig=0) [$\Psi_0=0.70 - \Psi_1=0.70 - \Psi_2=0.60$]

Carico distribuito sul profilo	$X_l = 0,00$	$X_r = 3,10$	$Q_l = 2,50$	$Q_r = 2,50$
--------------------------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Condizione n° 2 - Permanente non strutturale - Pavimentazione stradale

Carico distribuito sul profilo	$X_l = 0,00$	$X_r = 3,10$	$Q_l = 2,70$	$Q_r = 2,70$
--------------------------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Combinazioni di carico

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

Combinazione n° 1 - SLU - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.30	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.50	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.35	1.00

Combinazione n° 2 - SLU - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.30	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.15	1.00

Combinazione n° 3 - SLV - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - SLE - Rara

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - SLE - Frequente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.70

Combinazione n° 6 - SLE - Quasi permanente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60

Combinazione n° 7 - SLD

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.60
Pavimentazione stradale	SFAV	1.00	1.00

Impostazioni di progettoSpinte e verifiche secondo: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (17/01/2018)****Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:**

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	γ_{tang}	1.00	1.25	1.00	1.00
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
Resistenza a compressione uniaxiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

TIRANTI DI ANCORAGGIOCoefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti**Resistenza**Laterale γ_{st} **R3** 1.20Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.Numero di verticali indagate 5 $\xi_3=1.60$ $\xi_4=1.55$ Verifica materiali: Stato Limite**Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Verifica Taglio

Sezione in acciaio

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

con:

A_v Area lorda sezione profilo**Impostazioni verifiche SLE**

Condizioni ambientali Ordinarie

Impostazioni di analisi**Analisi per Combinazioni di Carico.**Rottura del terreno:

Pressione passiva

Applicata diminuzione quota valle secondo NTC2018 - par 6.5.2.2

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Solo nel calcolo del coefficiente di spinta attiva Ka (la spinta è considerata orizzontale)Stabilità globale:

Metodo:	Metodo di Fellenius
Maglia dei centri	Passo maglia Automatica
Resistenza a taglio paratia	V_{Rd}

Impostazioni analisi sismica**Identificazione del sito**

Latitudine	44,255080
Longitudine	9,914904
Comune	
Provincia	
Regione	

Punti di interpolazione del reticolo 17820 - 17598 - 17597 - 17819

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni/Fase

	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s ²]	1,719	0,677
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F ₀	2,405	2,439
Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione T _c * [sec]	0,283	0,253
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1,200	1,200
Tipo di sottosuolo	B	
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S _s)	1,200	1,200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1,000	1,000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U _s [m]	0,040	0,040
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0,642	0,642
Prodotto $\alpha \beta$	0,642 > 0,2	0,642 > 0,2
Coefficiente di intensità sismica [%]	16,190	6,377
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0,50	
Coefficiente di riduzione (β_s)	0,380	0,470
Coefficiente di intensità sismica nella verifica di stabilità [%]	9,586	4,670

Il sisma verticale è considerato solo nella verifica di sbatilità.

Inerzia massa strutturale **Non considerata**
Influenza sisma nella spinta attiva da monte
Forma diagramma incremento sismico: Rettangolare

Risultati

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 54 elementi fuori terra e 106 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incrementi di carico.

Altezza fuori terra della paratia	2.70	[m]
Profondità di infissione	5.30	[m]
Altezza totale della paratia	8.00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc	Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa [kN]	Y _{Pa} [m]	Is [kN]	Y _{Is} [m]	Pw [kN]	Y _{Pw} [m]	Pp [kN]	Y _{Pp} [m]	Pc [kN]	Y _{Pc} [m]
1	SLU - STR	29,79	1,88	--	--	0,00	0,00	-20,17	3,77	4,16	5,98
2	SLU - GEO	30,85	1,91	--	--	0,00	0,00	-20,91	4,15	5,32	6,23
3	SLV - GEO	29,43	2,06	14,73	1,35	0,00	0,00	-28,30	4,26	7,67	6,29
4	SLE - Rara	19,85	1,90	--	--	0,00	0,00	-13,75	3,68	2,68	5,92
5	SLE - Frequente	19,18	1,92	--	--	0,00	0,00	-13,39	3,67	2,59	5,91
6	SLE - Quasi permanente	18,97	1,92	--	--	0,00	0,00	-13,27	3,66	2,55	5,91
7	SLD	18,95	1,94	3,30	1,35	0,00	0,00	-14,93	3,69	2,94	5,92

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt	Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv	Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp	Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc [kN]	Y _{Rc} [m]	Rt [kN]	Y _{Rt} [m]	Rv [kN]	Y _{Rv} [m]	Rp [kN]	Y _{Rp} [m]
1	SLU - STR	0,00	0,00	13,78	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
2	SLU - GEO	0,00	0,00	15,26	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	SLV - GEO	0,00	0,00	23,53	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
4	SLE - Rara	0,00	0,00	8,78	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
5	SLE - Frequente	0,00	0,00	8,37	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
6	SLE - Quasi permanente	0,00	0,00	8,25	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	SLD	0,00	0,00	10,27	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P _{NUL}	Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P _{INV}	Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C _{ROT}	Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP	Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R _{MAX}	Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

n°	Tipo	P _{NUL} [m]	P _{INV} [m]	C _{ROT} [m]	MP [%]	R/R _{MAX} [%]
1	SLU - STR	2,97	3,45	5,15	10,28	0,98
2	SLU - GEO	3,19	3,95	5,42	19,63	1,87
3	SLV - GEO	3,25	4,10	5,49	22,43	2,59
4	SLE - Rara	2,89	3,35	5,08	7,48	0,80
5	SLE - Frequente	2,88	3,30	5,08	7,48	0,78
6	SLE - Quasi permanente	2,88	3,30	5,07	7,48	0,77
7	SLD	2,91	3,35	5,09	8,41	0,87

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P _{p,med} , P _{p,min}	Portanza di punta media e minima, espressa in [kN]

$P_{L,med}$, $P_{L,min}$ Portanza laterale media e minima, espressa in [kN]
 P_d Portanza di progetto, espressa in [kN]
 N Sforzo normale alla base del palo, espressa in [kN]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto P_d/N)

n°	Tipo	$P_{P,med}$ [kN]	$P_{L,med}$ [kN]	$P_{P,min}$ [kN]	$P_{L,min}$ [kN]	P_d [kN]	N [kN]	FS
1	SLU - STR	83,73	25,37	83,73	25,37	56,05	14,04	3,993

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
 Tipo Tipo della combinazione/fase
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
 M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
 N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
 T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M [kNm]	Y_M [m]	T [kN]	Y_T [m]	N [kN]	Y_N [m]	
1	SLU - STR	5,94	4,10	16,01	2,95	14,97	8,00	MAX
		-13,09	1,90	-13,41	0,35	0,00	0,00	MIN
2	SLU - GEO	7,16	4,40	15,59	3,15	16,01	8,00	MAX
		-15,00	2,00	-14,61	0,35	0,00	0,00	MIN
3	SLV - GEO	9,94	4,50	20,63	3,25	21,80	8,00	MAX
		-20,44	2,00	-21,46	0,35	0,00	0,00	MIN
4	SLE - Rara	3,84	4,00	11,07	2,85	11,47	8,00	MAX
		-8,65	1,90	-8,67	0,35	0,00	0,00	MIN
5	SLE - Frequente	3,71	4,00	10,81	2,85	11,19	8,00	MAX
		-8,38	1,90	-8,29	0,35	0,00	0,00	MIN
6	SLE - Quasi permanente	3,66	4,00	10,72	2,85	11,10	8,00	MAX
		-8,29	1,90	-8,17	0,35	0,00	0,00	MIN
7	SLD	4,20	4,00	11,99	2,90	12,51	8,00	MAX
		-9,41	1,90	-9,81	0,35	0,00	0,00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
 Tipo Tipo della combinazione/fase
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
 U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
 V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U [cm]	Y_U [m]	V [cm]	Y_V [m]	
1	SLU - STR	0,6231	2,00	0,0111	0,00	MAX
		-0,0484	0,00	0,0000	0,00	MIN
2	SLU - GEO	0,8057	2,15	0,0121	0,00	MAX
		-0,0764	0,00	0,0000	0,00	MIN
3	SLV - GEO	1,1515	2,15	0,0173	0,00	MAX
		-0,0884	0,00	0,0000	0,00	MIN
4	SLE - Rara	0,3961	2,00	0,0080	0,00	MAX
		-0,0313	0,00	0,0000	0,00	MIN
5	SLE - Frequente	0,3816	2,00	0,0077	0,00	MAX
		-0,0310	0,00	0,0000	0,00	MIN
6	SLE - Quasi permanente	0,3768	2,00	0,0077	0,00	MAX
		-0,0308	0,00	0,0000	0,00	MIN
7	SLD	0,4355	1,95	0,0089	0,00	MAX
		-0,0280	0,00	0,0000	0,00	MIN

Verifica a spostamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione/Fase
 Tipo Tipo combinazione/Fase
 U_{lim} spostamento orizzontale limite, espresso in [cm]
 U spostamento orizzontale calcolato, espresso in [cm] (positivo verso valle)

n°	Tipo	U_{lim} [cm]	U [cm]
1	SLU - STR	4,0000	0,6231
2	SLU - GEO	4,0000	0,8057
3	SLV - GEO	4,0000	1,1515
4	SLE - Rara	4,0000	0,3961
5	SLE - Frequente	4,0000	0,3816
6	SLE - Quasi permanente	4,0000	0,3768
7	SLD	4,0000	0,4355

Verifiche di corpo rigido

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
S	Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kN]
R	Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espresso in [kN]
W	Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espresso in [kN]
T	Reazione tiranti espresso in [kN]
P	Reazione puntoni espresso in [kN]
V	Reazione vincoli espresso in [kN]
C	Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espresso in [kN]
Y	Punto di applicazione, espresso in [m]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
FS _{RIB}	Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS _{SCO}	Fattore di sicurezza a scorrimento

I punti di applicazione delle azioni sono riferiti alla testa della paratia.
La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y [kN]	R Y [kN]	W Y [kN]	T Y [kN]	P Y [kN]	V Y [kN]	C Y [kN]	Mr [kNm]	Ms [kNm]	FS _{RIB}	FS _{SCO}
3	SLV - GEO	108.2657 3.31	568.2665 6.21	0.0000 0.00	23.5318 0.35	0.0000 0.00	0.0000 0.00	0.0000 0.00	507.6577	1199.9578	2.364	5.466

Stabilità globale

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _c ; Y _c)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _v ; Y _v)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _m ; Y _m)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza
R	Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X _c , Y _c [m]	R [m]	X _v , Y _v [m]	X _m , Y _m [m]	FS	R
2	SLU - GEO	-4.80; 2.40	11.45	-14.40; -3.84	6.44; 0.17	2.908	1.100
3	SLV - GEO	-7.20; 6.40	16.10	-19.29; -4.23	7.66; 0.20	2.513	1.200
7	SLD	-6.40; 4.80	14.31	-17.61; -4.09	7.16; 0.18	3.024	1.200

Dettagli superficie con fattore di sicurezza minimo

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)	
Le strisce sono numerate da monte verso valle	
N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (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]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] (L=b/cosα)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm ²]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Combinazione n° 3 - SLV - GEO

Numero di strisce 51
Sisma verticale verso l'alto.

Caratteristiche delle strisce

N°	W _i [kN]	α [°]	L [m]	φ [°]	c [kg/cm ²]	u [kg/cm ²]	(Ctn; Ctt) [kN]
1	2.8959	-47.27	0.79	27.00	0.030	0.002	(0.00; 0.00)
2	8.8103	-44.52	0.75	27.00	0.030	0.058	(0.00; 0.00)
3	14.2597	-41.90	0.72	27.00	0.030	0.108	(0.00; 0.00)
4	19.2739	-39.39	0.69	27.00	0.030	0.154	(0.00; 0.00)
5	23.8997	-36.96	0.67	27.00	0.030	0.196	(0.00; 0.00)
6	28.1744	-34.61	0.65	27.00	0.030	0.235	(0.00; 0.00)
7	32.1280	-32.32	0.63	27.00	0.030	0.270	(0.00; 0.00)
8	35.7852	-30.09	0.62	27.00	0.030	0.303	(0.00; 0.00)
9	39.1662	-27.91	0.61	27.00	0.030	0.332	(0.00; 0.00)
10	42.2881	-25.77	0.60	27.00	0.030	0.360	(0.00; 0.00)
11	45.1652	-23.67	0.59	27.00	0.030	0.384	(0.00; 0.00)
12	47.8097	-21.61	0.58	27.00	0.030	0.407	(0.00; 0.00)
13	50.2319	-19.57	0.57	27.00	0.030	0.427	(0.00; 0.00)
14	52.4405	-17.56	0.56	27.00	0.030	0.445	(0.00; 0.00)
15	54.4430	-15.57	0.56	27.00	0.030	0.461	(0.00; 0.00)
16	56.2457	-13.60	0.55	27.00	0.030	0.475	(0.00; 0.00)
17	57.8539	-11.64	0.55	27.00	0.030	0.487	(0.00; 0.00)
18	59.2720	-9.70	0.54	27.00	0.030	0.497	(0.00; 0.00)

N°	W _i [kN]	α [°]	L [m]	φ [°]	c [kg/cm ²]	u [kg/cm ²]	(Ctn; Ctt) [kN]
19	60.5036	-7.77	0.54	27.00	0.030	0.505	(0,00; 0,00)
20	61.5517	-5.85	0.54	27.00	0.030	0.511	(0,00; 0,00)
21	62.4184	-3.94	0.54	27.00	0.030	0.516	(0,00; 0,00)
22	63.1052	-2.03	0.54	27.00	0.030	0.519	(0,00; 0,00)
23	63.7644	-0.12	0.54	32.00	0.300	0.520	(0,00; 0,00)
24	64.4080	1.79	0.54	32.00	0.300	0.519	(0,00; 0,00)
25	64.8550	3.70	0.54	32.00	0.300	0.516	(0,00; 0,00)
26	65.1044	5.61	0.54	32.00	0.300	0.512	(0,00; 0,00)
27	65.1545	7.53	0.54	32.00	0.300	0.506	(0,00; 0,00)
28	65.0030	9.46	0.54	32.00	0.300	0.498	(0,00; 0,00)
29	64.6468	11.40	0.55	32.00	0.300	0.488	(0,00; 0,00)
30	64.0821	13.35	0.55	32.00	0.300	0.476	(0,00; 0,00)
31	63.3041	15.32	0.56	32.00	0.300	0.463	(0,00; 0,00)
32	62.3072	17.31	0.56	32.00	0.300	0.447	(0,00; 0,00)
33	61.0844	19.32	0.57	32.00	0.300	0.429	(0,00; 0,00)
34	59.6278	21.35	0.58	32.00	0.300	0.409	(0,00; 0,00)
35	57.9279	23.41	0.58	32.00	0.300	0.387	(0,00; 0,00)
36	55.9737	25.51	0.59	32.00	0.300	0.363	(0,00; 0,00)
37	77.7072	27.59	0.58	32.00	0.300	0.337	(0,00; 0,00)
38	75.1910	29.66	0.59	32.00	0.300	0.309	(0,00; 0,00)
39	72.4528	31.78	0.60	32.00	0.300	0.278	(0,00; 0,00)
40	69.5397	33.95	0.62	32.00	0.300	0.245	(0,00; 0,00)
41	66.3333	36.17	0.63	32.00	0.300	0.209	(0,00; 0,00)
42	62.8023	38.46	0.65	32.00	0.300	0.170	(0,00; 0,00)
43	57.0087	40.82	0.68	32.00	0.300	0.128	(0,00; 0,00)
44	52.5908	43.27	0.70	32.00	0.300	0.082	(0,00; 0,00)
45	47.8659	45.82	0.73	32.00	0.300	0.032	(0,00; 0,00)
46	42.6343	48.50	0.77	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
47	36.8120	51.33	0.82	32.00	0.300	0.000	(9,93; 0,64)
48	30.2831	54.34	0.88	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
49	22.8791	57.60	0.95	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
50	14.3387	61.18	1.06	32.00	0.300	0.000	(0,00; 0,00)
51	4.8789	64.88	1.20	27.00	0.030	0.000	(0,00; 0,00)

Resistenza a taglio paratia = 0,0000 [kN]

$\Sigma W_i = 2528,2832$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 369,9860$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 1385,1534$ [kN]

$\Sigma c b_i / \cos \alpha_i = 573,1041$ [kN]

Risultati tiranti

Simbologia adottata

N	sfuerzo su ogni tirante della fila espresso in [kN]
A _f	area di armatura in ogni tirante espressa in [cm ²]
L	lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
L _f	lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
σ _f	tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cm ²]
u	spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]
R1, R2, R3	resistenza nei tre meccanismi considerati (sfaldamento della fondazione, aderenza malta-armatura, resistenza malta) espressa in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto min(R1, R2, R3)/N)

n°	N [kN]	A _f [cm ²]	L _f [m]	L [m]	σ _f [kg/cm ²]	u [cm]	R1 [kN]	R2 [kN]	R3 [kN]	FS	cmb
1	86.18	8.04	5.00	8.00	1092.68	0.20264	218.93	826.11	3614.23	2.540	3

Verifica armatura paratia (Involuppo sezioni critiche)

Verifica a flessione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sfuerzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
M _u	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
N _u	sfuerzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

Area della sezione del tubolare

23.52

[cm²]

n° - Tipo	Y [m]	M [kNm]	N [kN]	M _u [kNm]	N _u [kN]	FS
3 - SLV - GEO	2.00	-19.16	16.70	-24.73	21.55	1.291

Verifica a taglio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
V _{Ed}	taglio agente sul palo, espresso in [kN]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza a taglio (V _{Rd} /V _{Ed})

La verifica a taglio del micropalo è stata eseguita considerando una sezione anulare di area A = 23,52 cmq

n° - Tipo	Y [m]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	FS
3 - SLV - GEO	0,35	-20,12	292,33	14,529

*Verifica tensioni**Simbologia adottata*

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ _f	tensione nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
τ _f	tensione tangenziale in [kg/cmq]
σ _{id}	tensione ideale espressa in [kg/cmq]

Area della sezione del tubolare 23,52 [cmq]

σ _f [kg/cmq]	τ _f [kg/cmq]	σ _{id} [kg/cmq]	cmb
1649,79	0,03	1649,79	4

Verifica sezione cordoli*Simbologia adottata*

M _h	momento flettente espresso in [kNm] nel piano orizzontale
T _h	taglio espresso in [kN] nel piano orizzontale
M _v	momento flettente espresso in [kNm] nel piano verticale
T _v	taglio espresso in [kN] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0.00 m) (Cordolo in c.a.)

B=70,00 [cm]	H=70,00 [cm]		
A _{rv} =20,11 [cmq]	A _{rh} =16,08 [cmq]	Staffe φ12/21	Nbh=2 - Nbv=2
M _h =21,44 [kNm]	M _{uh} =503,91 [kNm]	FS=23,50	
T _h =31,77 [kN]	T _{rh} =635,38 [kN]	FS _T =20,00	cotgθh=2,50
M _v =15,01 [kNm]	M _{uv} =503,91 [kNm]	FS=33,56	
T _v =22,24 [kN]	T _R =635,38 [kN]	FS _{TV} =28,56	cotgθv=2,50

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. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018. L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni). 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	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	L.A.B. INGEGNERIA SOCIETA' COOPERATIVA
Licenza	AIU57732D

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.

Luogo e data

Il progettista
()

RAFFORZAMENTO CORTICALE _ SRS

– INT. 04

Relazione di calcolo

Generalità

SRS è un software di calcolo per il dimensionamento, in ossequio alle vigenti NTC 2018, di un sistema di rivestimento corticale di coltri instabili, costituito da reti metalliche solidarizzate al terreno mediante ancoraggi in barra.

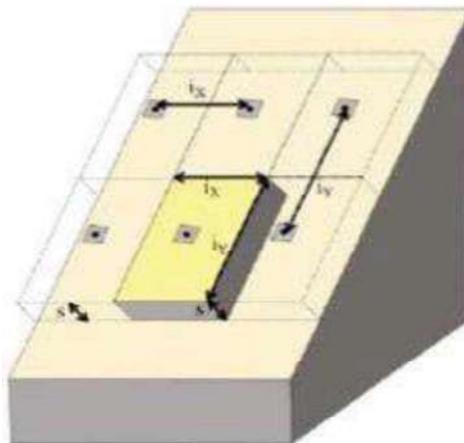
In **SRS**, invertendo l'usuale approccio progettuale, il Progettista fissa il valore del coefficiente di sicurezza di progetto (FS_{des}) e il software consente di determinare lo sforzo (di trazione) nel singolo ancoraggio necessario per raggiungerlo.

Poiché viene quantificato l'incremento del coefficiente di sicurezza conseguito in seguito alla realizzazione del sistema di consolidamento, questo può essere considerato come "intervento di stabilizzazione" secondo quanto prescritto al punto 6.3.5 della NTC 2018.

Schema di calcolo

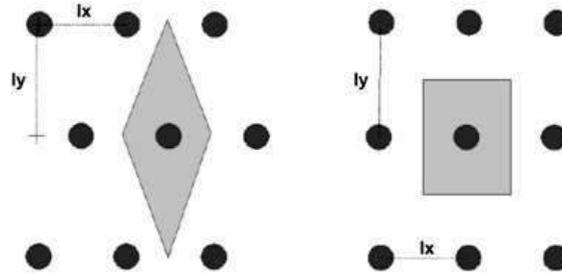
Lo schema adottato in **SRS** prevede l'analisi di stabilità rispetto a un cinemismo di tipo traslazionale del volume di terreno rappresentato planimetricamente dall'area di influenza del singolo ancoraggio e avente spessore pari allo spessore, misurato perpendicolarmente alla superficie di scorrimento, della coltre da stabilizzare (S).

Viene ipotizzato che lo scorrimento possa avvenire sulla superficie di contatto tra la coltre e il sottostante substrato, che può essere costituito da terreno oppure da roccia, avente lo stesso angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale della superficie topografica



L'analisi viene condotta anche in condizioni sismiche secondo l'approccio pseudostatico, così come previsto al punto 7.11.3.5.2 delle NTC 2018, considerando tali azioni secondo le condizioni più sfavorevoli.

Per la definizione del volume di terreno, può farsi riferimento ai seguenti schemi di disposizione degli ancoraggi (*raster* rettangolare o romboidale).

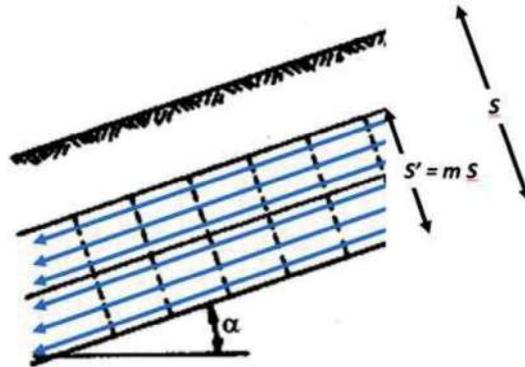


Il volume, sia in caso di *raster* romboidale che rettangolare, sarà dato da:

$$V = l_x l_y S \text{ (m}^3\text{)}$$

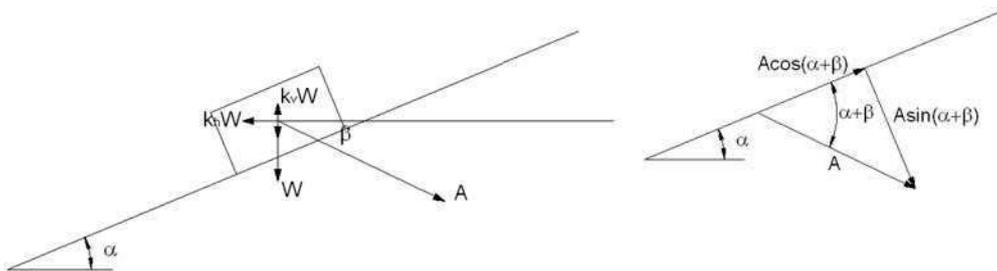
L'analisi di stabilità può essere condotta considerando, oltre alle azioni sismiche, anche la presenza di un moto di filtrazione con linee di flusso parallele al pendio che interessi la coltre per uno spessore:

$$S' = m S$$



In caso di assenza di falda: $m = 0$; per falda a p.c.: $m = 1$

Lo sforzo (di trazione) A da trasferire al singolo ancoraggio per ottenere il valore del coefficiente di sicurezza di progetto (FS_{des}) è ottenuto risolvendo la seguente espressione:



$$FS_{des} = \frac{[(W \pm F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha + A \sin(\alpha + \beta)] \tan \varphi}{(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha - A \cos(\alpha + \beta)}$$

Noto lo sforzo di trazione agente sull'ancoraggio per il raggiungimento di FS_{des} , vengono effettuate, applicando gli opportuni coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018, le seguenti verifiche:

- 1) Verifica a trazione della barra;

- 2) Verifica a taglio della barra;
- 3) Verifica a sfilamento barra/malta;
- 4) Verifica a sfilamento fondazione/terreno;
- 5) Verifica a punzonamento della rete;
- 6) Verifica a trazione della rete.

Le verifiche si ritengono soddisfatte se le sollecitazioni E_d risultano inferiori alle resistenze R_d :

$$E_d < R_d$$

L'approccio di calcolo utilizzato, secondo le NTC 2018, è l'Approccio 2, che prevede l'unica combinazione (A1 + M1 + R3).

INPUT

Parametri del terreno e del substrato

Coltre

- I.1. *Inclinazione del pendio α* : angolo "medio" (in gradi sessagesimali) di inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale
- I.2. *Spessore S* : spessore (in m) della coltre da stabilizzare mediante il sistema, misurato perpendicolarmente alla superficie topografica;
- I.3. *Peso unità di volume γ_{col}* : peso (in kN/m³) dell'unità di volume della coltre;
- I.4. *Angolo d'attrito ϕ_{col}* : angolo d'attrito (in gradi sessagesimali) del terreno;
- I.5. *Coesione drenata c'_{col}* : coesione drenata (in kPa) del terreno.
- I.6. *Spessore (adimensionalizzato) interessato da moto di filtrazione m* : rappresenta il rapporto $m = S' / S$, dove S' è lo spessore, misurato perpendicolarmente alla superficie di scorrimento, nel quale si verifica un moto di filtrazione con linee di flusso parallele alla superficie stessa ($m = 0$ per falda assente, $m = 1$ per falda al p.c., $0 < m < 1$ per situazioni intermedie).

Substrato

- I.7. *1 = terreno; 2 = roccia*: inserire il valore "1" in caso di substrato costituito da terreno, "2" in caso di substrato costituito da roccia.

Caso 1: terreno

- I.8. *Tensione di aderenza del terreno costituente il substrato ad_{soil}* (in MPa), desumibile da prove di estrazione o, in mancanza di determinazioni dirette, dalla tabella seguente:

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
	min	max
ROCCIA		
✓ Basalto	5.50	6.00
✓ Calcare	2.80	4.80
✓ Arenaria	1.50	1.70
✓ Dolomite	1.70	1.90
✓ Scisti	0.50	0.70
✓ Scisti alterati	0.30	0.50
✓ Gesso	0.60	0.80
✓ Ardesia	1.60	1.80
SCIOLTO		
✓ Limi argillosi	0.06	0.09
✓ Argilla satura	0.05	0.08
✓ Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓ Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓ Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓ Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓ Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio"
(Industria Italiana del Cemento 6/88)

I.9. Coefficiente α_{iniez} , che tiene conto delle modalità di iniezione, desumibile dalla tabella seguente:

LITOLOGIA	COEFFICIENTE α			
	Iniezione ripetuta		Iniezione semplice	
	min	max	min	max
✓ Ghiaia	1.8	1.8	1.3	1.4
✓ Ghiaia sabbiosa	1.6	1.8	1.2	1.4
✓ Sabbia ghiaiosa	1.5	1.6	1.2	1.3
✓ Sabbia pulita	1.4	1.5	1.1	1.2
✓ Sabbia limosa	1.4	1.5	1.1	1.2
✓ Limo	1.4	1.6	1.1	1.2
✓ Argilla	1.8	2.0	1.2	1.2
✓ Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1.8	1.8	1.1	1.2

Bustamante & Doix (1985)

Caso 2: roccia

I.10. Tensione di aderenza della roccia costituente il substrato ad_{rock} (in MPa), desumibile da prove di estrazione o, in mancanza di determinazioni dirette, dalle tabelle seguenti:

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
	min	max
ROCCIA		
✓ Basalto	5.50	6.00
✓ Calcare	2.80	4.80
✓ Arenaria	1.50	1.70
✓ Dolomite	1.70	1.90
✓ Scisti	0.50	0.70
✓ Scisti alterati	0.30	0.50
✓ Gesso	0.60	0.80
✓ Ardesia	1.60	1.80
SCIOLTO		
✓ Limi argillosi	0.06	0.09
✓ Argilla satura	0.05	0.08
✓ Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓ Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓ Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓ Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓ Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio" (Industria Italiana del Cemento 6/88)

	Tensione di aderenza unitaria [Mpa]		
	min	med	max
✓ Basalto compatto		5.73	
✓ Granito alterato	1.5		2.5
✓ Basalto		3.86	
✓ Granito		4.83	
✓ Serpentino		1.55	
✓ Granito e basalto	1.72		3.10
✓ Scisto		2.80	
✓ Ardesia e argilla scistosa	0.83		1.38
✓ Calcare		2.83	
✓ Creta (Chalk)	0.22		1.07
✓ Calcare argilloso		2.75	
✓ Calcare tenero	1.03		1.52
✓ Calcare dolomitico	1.38		2.07
✓ Arenaria alterata	0.69		0.85
✓ Limo ben cementato		0.69	
✓ Arenaria compatta		2.24	
✓ Arenaria	0.83		1.73
✓ Marna del Keuper	0.17		0.25
✓ Argilla scistosa tenera		0.35	
✓ Argilla tenera e scistosa	0.21		0.83

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce "Rock anchors – Design and quality control" (1975)

Parametri sismici

1.11. *Coefficiente sismico orizzontale K_h* : tale coefficiente rappresenta il moltiplicatore della massa per ottenere, secondo l'approccio pseudostatico, la forza sismica orizzontale e verticale. Il valore del coefficiente si ricava, secondo la Normativa, in funzione dell'accelerazione massima attesa su sito rigido di riferimento, dipendente, a sua volta, dal tempo di ritorno considerato per l'azione sismica, opportunamente amplificato

attraverso i coefficienti S_s (amplificazione stratigrafica) e S_T (amplificazione topografica). Le forze sismiche sono considerate sempre secondo la direzione più cautelativa (aumento delle sollecitazioni, diminuzione delle resistenze).

Fattore di sicurezza di progetto

- I.12. **FS_{des}** : valore del coefficiente di sicurezza da raggiungere post-intervento. Poiché a tutte le grandezze che entrano in gioco vengono applicati, secondo Normativa, coefficienti parziali amplificativi (per le sollecitazioni) o riduttivi (per le resistenze), a tale variabile può essere attribuito di poco superiore all'unità (es.: 1,05).

Parametri del sistema

Ancoraggi

- I.13. *Dim Y raster I_y* : distanza (in m) in direzione verticale tra due ancoraggi;
- I.14. *Dim X raster I_x* : distanza (in m) in direzione orizzontale tra due ancoraggi;
- I.15. *Inclinazione ancoraggi β* : inclinazione (in °) degli ancoraggi rispetto all'orizzontale;
- I.16. *Lunghezza degli ancoraggi L_a* : lunghezza degli ancoraggi, considerando sia la parte che si sviluppa all'interno della coltre (non collaborante), che quella che si sviluppa nel substrato (collaborante);
- I.17. *Diametro della perforazione D_f* : diametro (in mm) del foro di alloggiamento degli ancoraggi;
- I.18. *Diametro barra ϕ_b* : diametro (in mm) della barra di ancoraggio;
- I.19. *Tensione di snervamento barra f_{yk}* : tensione caratteristica di snervamento (in N/mm²) dell'acciaio costituente la barra (dato fornito dal produttore);
- I.20. *Resistenza cubica a compressione malta R_{bk}* : resistenza caratteristica a compressione (in N/mm²) della malta di iniezione;
- I.21. *Coefficiente aderenza*: coefficiente riduttivo per la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo, previsto al punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2018, pari a 1 per buona aderenza e a 0,7 per non buona aderenza;
- I.22. *Numero di profili di indagine per la definizione dei parametri geotecnici*: numero in base al quale si determinano i fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, secondo Tab. 6.6.III delle NTC 2018.

Rete

- I.23. *Resistenza a trazione unitaria rete $R_{tr,u,rete}$* : resistenza (in kN/m) per metro di larghezza della rete scelta per il consolidamento (dato fornito dal produttore);
- I.24. *Resistenza a punzonamento rete R_{punz}* : resistenza (in kN) a punzonamento della rete scelta per il consolidamento (dato fornito dal produttore);
- I.25. *Coefficiente resistenza rete γ_{rete}* : coefficiente (≥ 1) che l'Utente può applicare per ridurre i valori di resistenza a trazione e a punzonamento della rete forniti dal produttore (non previsto dalle NTC).

ELABORAZIONI

- E.1. *Volume agente V*: volume in (m³) individuato dall'area di influenza del singolo ancoraggio moltiplicata per lo spessore della coltre:

$$V = S l_x l_y;$$

- E.2. *Peso volume W*: peso del volume (in kN) sopra calcolato:

$$W = \gamma_{col} V;$$

- E.3. *Sottospinta idraulica U*: spinta verso l'alto (in kN) esercitata alla base del blocco di terreno in caso di presenza di moto di filtrazione nella coltre, calcolata come:

$$U = \gamma_w S' \cos \alpha i_x i_y$$

- E.4. *Forza sismica orizzontale F_h*: forza sismica (in kN) in direzione orizzontale, ottenuta moltiplicando il coefficiente sismico orizzontale *K_h* per il peso del volume:

$$F_h = K_h W$$

- E.5. *Forza sismica verticale F_v*: forza sismica (in kN) in direzione verticale, ottenuta moltiplicando per 0,5 la forza sismica orizzontale:

$$F_v = 0,5 F_h$$

- E.6. *Forza tangenziale resistente Tres₀*: resistenza (in kN) opposta lungo la superficie di scorrimento, ottenuta come:

$$Tres_0 = c'_{col} i_x i_y + [V (\gamma_{col} - m \gamma_w) \cos \alpha - F_h \sin \alpha - F_v \cos \alpha] \cos \alpha \tan \phi_{col}$$

- E.7. *Forza tangenziale agente Tag₀*: forza (in kN) agente lungo la superficie di scorrimento, ottenuta come:

$$Tag_0 = W \sin \alpha + F_h \cos \alpha + F_v \sin \alpha$$

- E.8. *Coefficiente di sicurezza pre-intervento FS₀*: ottenuto come:

$$FS_0 = Tres_0 / Tag_0$$

- E.9. *Forza di trazione A*: sforzo di trazione nell'ancoraggio (in kN) necessario per raggiungere il valore del coefficiente di sicurezza di progetto *FS_{des}*, ottenuto come:

$$A = (FS_{des} Tag_0 - Tres_0) / [\sin (\alpha + \beta) \tan \phi_{col} + FS_{des} \cos (\alpha + \beta)]$$

- E.10. *Sollecitazione di trazione di progetto nell'ancoraggio Ed*: ottenuta moltiplicando il valore di *A* per il coefficiente parziale $\gamma_{Q1} = 1,5$ (caso statico NTC 2018 A1 - 6.2.4.1.1) oppure 1,0 (caso sismico - Tab. 6.2.I e 7.11.1):

$$E_d = \gamma_{Q1} A$$

- E.11. *Sollecitazione di taglio di progetto T_d*: ottenuta moltiplicando il valore di *Tag₀* per il coefficiente parziale $\gamma_{Q1} = 1,5$ o 1,0 (NTC 2018 A1 - 6.2.4.1.1 - Tab. 6.2.I e 7.11.1):

$$T_d = \gamma_{Q1} Tag_0$$

- E.12. *Resistenza massima a trazione barra R_f* : massimo sforzo di trazione (in kN) sopportabile dalla barra in funzione del tipo di acciaio e del diametro scelti, applicando il coefficiente amplificativo γ_f di stato limite ultimo per l'acciaio, pari a 1,15 (NTC 2018 4.1.2.1.1.3):

$$R_f = [f_{yk} (\phi_b^2/4) / \gamma_f] / 1000$$

- E.13. *Resistenza massima a taglio barra T_f* : massimo sforzo di taglio (in kN) sopportabile dalla barra intesa come "chiodo" pari a:

$$T_f = R_f / (3)^{0,5}$$

- E.14. *Resistenza cilindrica a compressione malta f_{ck}* : resistenza (in N/mm²) riferita a provini cilindrici, ottenuta moltiplicando la resistenza cubica per 0,83 (NTC 2018 11.2.10.1);

- E.15. *Resistenza media a trazione malta f_{ctm}* : resistenza media (in N/mm²) a trazione della malta, ottenuta come (NTC 2018 11.2.10.2):

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3}$$

- E.16. *Resistenza caratteristica a trazione malta f_{ctk}* : resistenza caratteristica (in N/mm²) a trazione della malta, ottenuta come (NTC 2018 11.2.10.2):

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

- E.17. *Coefficiente diametro barre η_2* : coefficiente definito al punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2018 in funzione del diametro delle barre di ancoraggio, pari a 1,0 per barre di diametro $\phi_b \leq 32$ mm e pari a $(132 - \phi_b)/100$ per barre di diametro superiore;

- E.18. *Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza f_{bk}* : resistenza tangenziale malta/barra (in N/mm²), data da (NTC 2018 4.1.2.1.1.4):

$$f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$$

- E.19. *Resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd}* : resistenza tangenziale di progetto per l'aderenza malta/barra (in N/mm²), data da (NTC 2018 4.1.2.1.1.4):

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

con $\gamma_c = 1,5$ coefficiente parziale per il calcestruzzo (NTC 2018 4.1.2.1.1.1);

- E.20. *Resistenza allo sfilamento barra/malta R_{bm}* : resistenza massima allo sfilamento (in kN) della barra dalla malta di iniezione, ottenuta come:

$$R_{bm} = f_{bd} S_{lat_bar}$$

dove la superficie laterale della barra è data da:

$$S_{lat_bar} = \pi \phi_b L_{tot}$$

(nell'ipotesi che la perforazione sia iniettata per tutta la sua lunghezza)

- E.21. *Lunghezza ancoraggio non collaborante L_{nc}* : parte dell'ancoraggio (in m) che si sviluppa nella coltre e non considerata ai fini della verifica a sfilamento bulbo/substrato, calcolata come:

$$L_{nc} = S / \cos (\alpha + \beta)$$

E.22. *Lunghezza ancoraggio collaborante (bulbo) L_{bulb}* : parte dell'ancoraggio (in m) che si sviluppa nel substrato e considerata ai fini della verifica a sfilamento bulbo/substrato, calcolata come:

$$L_{bulb} = L_{tot} - L_{nc}$$

E.23. *Aderenza media bulbo/substrato τ_{sub}* : valore (in MPa) dell'aderenza tra il bulbo e il substrato:

In caso di substrato costituito da terreno (I.7 = 1):

$$\tau_{sub} = \alpha_{iniez} \mathbf{ad}_{soil}$$

In caso di substrato costituito da roccia (I.7 = 2):

$$\tau_{sub} = \mathbf{ad}_{rock}$$

E.24. *Coefficiente riduttivo verticali investigate ξ_{a4}* : coefficiente ricavato dalla Tab. 6.6.III delle NTC 2018 in funzione del numero dei profili di indagine per la definizione dei parametri geotecnici:

Tab. 6.6.III

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

E.25. *Coefficiente riduttivo ancoraggi permanenti γ_{Rap}* : coefficiente ricavato dalla Tab. 6.6.I delle NTC 2018:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

E.26. *Resistenza allo sfilamento bulbo/substrato R_{bulb}* : resistenza massima allo sfilamento (in kN) del bulbo di fondazione dal substrato, ottenuta considerando solo la parte dell'ancoraggio (diametro perforazione D_f in mm) che si sviluppa nel substrato L_{bulb} (in m, trascurando la lunghezza che si sviluppa nella coltre, non collaborante), applicando i coefficienti di Normativa per ancoraggi permanenti e per le verticali investigate:

$$R_{bulb} = (\tau_{sub} L_{bulb} \pi D_f) / \xi_{a4} / \gamma_{Rap}$$

E.27. *Resistenza a punzonamento rete di progetto R_{punz_des}* : (in kN) ottenuta dividendo il valore della resistenza a punzonamento R_{punz} per il coefficiente di resistenza della rete γ_{rete} :

$$R_{punz_des} = R_{punz} / \gamma_{rete}$$

E.28. *Resistenza a trazione rete di progetto* $R_{tr\ rete_des}$: resistenza della rete (in kN) ottenuta moltiplicando il valore della resistenza a trazione unitaria della rete $R_{tr_u_rete}$ per il valore dell'interasse orizzontale del raster I_x e dividendo per il coefficiente di resistenza della rete γ_{rete} :

$$R_{tr\ rete} = R_{tr_u_rete} I_x / \gamma_{rete}$$

OUTPUT

Viene fornito l'incremento del valore del coefficiente di sicurezza e vengono condotte le verifiche di sicurezza valutando, per ogni meccanismo, la condizione:

$$E_d < R_d$$

Viene, inoltre, per ogni meccanismo analizzato, fornito il valore del coefficiente di sicurezza FS definito come:

$$FS = R_d / E_d$$

R.1. *Incremento del coefficiente di sicurezza* ΔFS : ottenuto come differenza tra il valore del coefficiente di sicurezza pre-intervento FS_0 e il valore del coefficiente di sicurezza di progetto FS_{des} :

$$\Delta FS = FS_{des} - FS_0$$

R.2. **Trazione barra**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza a trazione della barra R_f ;

R.3. **Taglio barra**: si confronta lo sforzo di taglio T_d con la resistenza a taglio della barra T_f ;

R.4. **Sfilamento barra/malta**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza allo sfilamento barra/malta R_{bm} ;

R.5. **Sfilamento bulbo/substrato**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza allo sfilamento bulbo/substrato R_{bulb} ;

R.6. **Punzonamento rete**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza al punzonamento della rete R_{punz} ;

R.7. **Trazione rete**: si confronta lo sforzo di taglio T_d con la resistenza alla trazione della rete R_{tr_rete} : (in questo caso, si ipotizza che tutta la sollecitazione di taglio debba essere assorbita dalla rete, la quale reagisce attraverso la propria resistenza a trazione).

Viene, infine, condotto un calcolo di massima sulle quantità riferite agli ancoraggi per ogni 100m² di rete:

R.8. **Numero di ancoraggi** N_{tot} : numero di ancoraggi per ogni 100m² di rete, ottenuto come:

$$N_{tot} = 100 / (i_x i_y)$$

R.9. **Lunghezza totale delle perforazioni** L_{tot} : lunghezza delle perforazioni per ogni 100m² di rete, ottenuto come:

$$L_{tot} = N_{tot} L_a$$

INPUT**Parametri del terreno e del substrato****Coltre**

- I.1. $\alpha = 38^\circ$
- I.2. $S: 0.65 \text{ m}$
- I.3. $\gamma_{col}: 19 \text{ kN/m}^3$
- I.4. $\phi_{col}: 27^\circ$
- I.5. $c'_{col}: 3 \text{ kPa}$
- I.6. $m: 0$

Substrato

- I.7. **Terreno**
- I.8. $ad_{soil}: 0.29 \text{ MPa}$
- I.9. $\alpha_{iniez}: 1.2$

Parametri sismici

- I.11. $K_h: 0$

Fattore di sicurezza di progetto

- I.12. $FS_{des}: 1.2$

Parametri del sistema**Ancoraggi**

- I.13. $l_y: 3 \text{ m};$
- I.14. $l_x: 3 \text{ m};$
- I.15. $L_a: 6 \text{ m};$
- I.16. $\beta: 25^\circ;$
- I.17. $D_f: 90 \text{ mm};$
- I.18. $\phi_b: 25 \text{ mm}$
- I.19. $f_{yk}: 500 \text{ N/mm}^2$ Barra GEWI
- I.20. $R_{bk}: 25 \text{ N/mm}^2$
- I.21. $\eta_1: 0.70 = \text{Non buona aderenza}$
- I.22. $N_{prof}: 2$

Rete

Tipo rete: ARCOFORT700

Maglia: 8x10 cm

Filo: 3.40 mm

- I.23. $R_{tr_u_rete}: 75 \text{ kN/m}$
- I.24. $R_{punz}: 92 \text{ kN}$.

Elaborazioni

- E.1. V : 5.85 m³
- E.2. W : 111.15 kN
- E.3. U : 0 kN
- E.4. F_h : 0 kN
- E.5. F_v : 0 kN
- E.6. $Tres_0$: 71.63 kN
- E.7. Tag_0 : 68.43 kN
- E.8. FS_0 : 1.05
- E.9. A : 10.5 kN
- E.10. Ed : 15.75 kN
- E.11. Td : 102.65 kN
- E.12. R_f : 213.42 kN
- E.13. T_f : 123.22 kN
- E.14. f_{ck} : 20.75 N/mm²
- E.15. f_{ctm} : 2.27 N/mm²
- E.16. f_{ctk} : 1.59 N/mm²
- E.17. η_2 : 1 (Diametro \leq 32 mm $\eta_2 = 1.00$)
- E.18. f_{bk} : 2.5 N/mm²
- E.19. f_{bd} : 1.67 N/mm²
- E.20. R_{bm} : 784.62 kN
- E.21. L_{nc} : 0.73 m
- E.22. L_{bulb} : 5.27 m
- E.23. τ_{sub} : 0.35 MPa
- E.24. ξ_{a4} : 1.7
- E.25. γ_{Rap} : 1.2
- E.26. R_{bulb} : 254.21 kN
- E.27. R_{punz_des} : 92 kN
- E.28. $R_{tr\ rete}$: 225 kN

Risultati

- R.1. ΔFS : 0.15
- R.2. **Trazione barra**: FS = 13.55 **OK**
- R.3. **Taglio barra**: FS = 1.20 **OK**
- R.4. **Sfilamento barra/malta**: FS = 49.81 **OK**
- R.5. **Sfilamento bulbo/substrato**: FS = 16.14 **OK**
- R.6. **Punzonamento rete**: FS = 5.84 **OK**
- R.7. **Trazione rete**: FS = 2.19 **OK**
- R.8. **Numero di ancoraggi N_{tot}** : numero di ancoraggi per ogni 100m² di rete 11
- R.9. **Lunghezza totale delle perforazioni L_{tot}** : lunghezza delle perforazioni per ogni 100m² di rete 66 m

Relazione di calcolo

Generalità

SRS è un software di calcolo per il dimensionamento, in ossequio alle vigenti NTC 2018, di un sistema di rivestimento corticale di coltri instabili, costituito da reti metalliche solidarizzate al terreno mediante ancoraggi in barra.

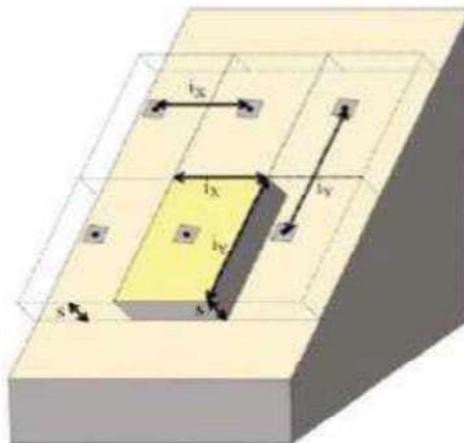
In **SRS**, invertendo l'usuale approccio progettuale, il Progettista fissa il valore del coefficiente di sicurezza di progetto (FS_{des}) e il software consente di determinare lo sforzo (di trazione) nel singolo ancoraggio necessario per raggiungerlo.

Poiché viene quantificato l'incremento del coefficiente di sicurezza conseguito in seguito alla realizzazione del sistema di consolidamento, questo può essere considerato come "intervento di stabilizzazione" secondo quanto prescritto al punto 6.3.5 della NTC 2018.

Schema di calcolo

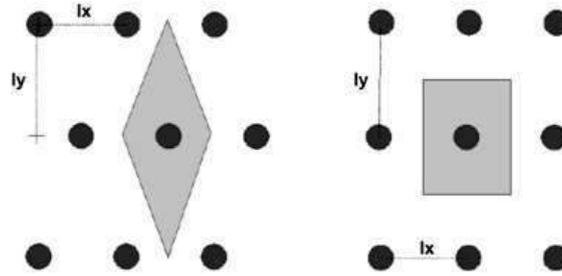
Lo schema adottato in **SRS** prevede l'analisi di stabilità rispetto a un cinematisma di tipo traslazionale del volume di terreno rappresentato planimetricamente dall'area di influenza del singolo ancoraggio e avente spessore pari allo spessore, misurato perpendicolarmente alla superficie di scorrimento, della coltre da stabilizzare (S).

Viene ipotizzato che lo scorrimento possa avvenire sulla superficie di contatto tra la coltre e il sottostante substrato, che può essere costituito da terreno oppure da roccia, avente lo stesso angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale della superficie topografica



L'analisi viene condotta anche in condizioni sismiche secondo l'approccio pseudostatico, così come previsto al punto 7.11.3.5.2 delle NTC 2018, considerando tali azioni secondo le condizioni più sfavorevoli.

Per la definizione del volume di terreno, può farsi riferimento ai seguenti schemi di disposizione degli ancoraggi (*raster* rettangolare o romboidale).

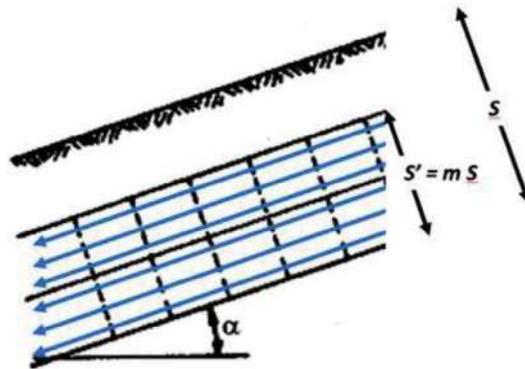


Il volume, sia in caso di *raster* romboidale che rettangolare, sarà dato da:

$$V = l_x l_y S \text{ (m}^3\text{)}$$

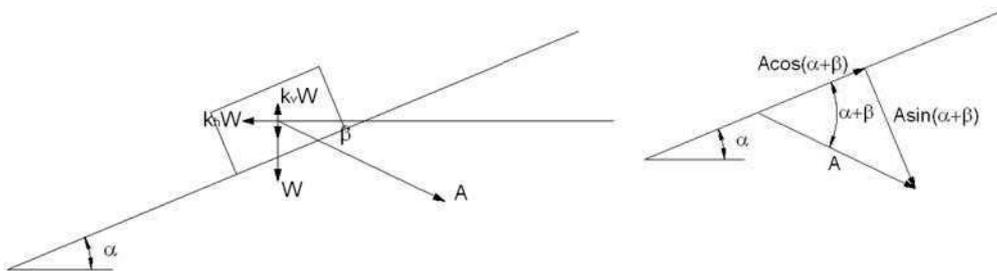
L'analisi di stabilità può essere condotta considerando, oltre alle azioni sismiche, anche la presenza di un moto di filtrazione con linee di flusso parallele al pendio che interessi la coltre per uno spessore:

$$S' = m S$$



In caso di assenza di falda: $m = 0$; per falda a p.c.: $m = 1$

Lo sforzo (di trazione) A da trasferire al singolo ancoraggio per ottenere il valore del coefficiente di sicurezza di progetto (FS_{des}) è ottenuto risolvendo la seguente espressione:



$$FS_{des} = \frac{[(W \pm F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha + A \sin(\alpha + \beta)] \tan \varphi}{(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha - A \cos(\alpha + \beta)}$$

Noto lo sforzo di trazione agente sull'ancoraggio per il raggiungimento di FS_{des} , vengono effettuate, applicando gli opportuni coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018, le seguenti verifiche:

- 1) Verifica a trazione della barra;

- 2) Verifica a taglio della barra;
- 3) Verifica a sfilamento barra/malta;
- 4) Verifica a sfilamento fondazione/terreno;
- 5) Verifica a punzonamento della rete;
- 6) Verifica a trazione della rete.

Le verifiche si ritengono soddisfatte se le sollecitazioni E_d risultano inferiori alle resistenze R_d :

$$E_d < R_d$$

L'approccio di calcolo utilizzato, secondo le NTC 2018, è l'Approccio 2, che prevede l'unica combinazione (A1 + M1 + R3).

INPUT

Parametri del terreno e del substrato

Coltre

- I.1. *Inclinazione del pendio α* : angolo "medio" (in gradi sessagesimali) di inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale
- I.2. *Spessore S* : spessore (in m) della coltre da stabilizzare mediante il sistema, misurato perpendicolarmente alla superficie topografica;
- I.3. *Peso unità di volume γ_{col}* : peso (in kN/m³) dell'unità di volume della coltre;
- I.4. *Angolo d'attrito ϕ_{col}* : angolo d'attrito (in gradi sessagesimali) del terreno;
- I.5. *Coesione drenata c'_{col}* : coesione drenata (in kPa) del terreno.
- I.6. *Spessore (adimensionalizzato) interessato da moto di filtrazione m* : rappresenta il rapporto $m = S' / S$, dove S' è lo spessore, misurato perpendicolarmente alla superficie di scorrimento, nel quale si verifica un moto di filtrazione con linee di flusso parallele alla superficie stessa ($m = 0$ per falda assente, $m = 1$ per falda al p.c., $0 < m < 1$ per situazioni intermedie).

Substrato

- I.7. *1 = terreno; 2 = roccia*: inserire il valore "1" in caso di substrato costituito da terreno, "2" in caso di substrato costituito da roccia.

Caso 1: terreno

- I.8. *Tensione di aderenza del terreno costituente il substrato ad_{soil}* (in MPa), desumibile da prove di estrazione o, in mancanza di determinazioni dirette, dalla tabella seguente:

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
	min	max
ROCCIA		
✓ Basalto	5.50	6.00
✓ Calcare	2.80	4.80
✓ Arenaria	1.50	1.70
✓ Dolomite	1.70	1.90
✓ Scisti	0.50	0.70
✓ Scisti alterati	0.30	0.50
✓ Gesso	0.60	0.80
✓ Ardesia	1.60	1.80
SCIOLTO		
✓ Limi argillosi	0.06	0.09
✓ Argilla satura	0.05	0.08
✓ Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓ Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓ Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓ Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓ Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio"
(Industria Italiana del Cemento 6/88)

I.9. Coefficiente α_{iniez} , che tiene conto delle modalità di iniezione, desumibile dalla tabella seguente:

LITOLOGIA	COEFFICIENTE α			
	Iniezione ripetuta		Iniezione semplice	
	min	max	min	max
✓ Ghiaia	1.8	1.8	1.3	1.4
✓ Ghiaia sabbiosa	1.6	1.8	1.2	1.4
✓ Sabbia ghiaiosa	1.5	1.6	1.2	1.3
✓ Sabbia pulita	1.4	1.5	1.1	1.2
✓ Sabbia limosa	1.4	1.5	1.1	1.2
✓ Limo	1.4	1.6	1.1	1.2
✓ Argilla	1.8	2.0	1.2	1.2
✓ Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1.8	1.8	1.1	1.2

Bustamante & Doix (1985)

Caso 2: roccia

I.10. Tensione di aderenza della roccia costituente il substrato ad_{rock} (in MPa), desumibile da prove di estrazione o, in mancanza di determinazioni dirette, dalle tabelle seguenti:

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
	min	max
ROCCIA		
✓ Basalto	5.50	6.00
✓ Calcare	2.80	4.80
✓ Arenaria	1.50	1.70
✓ Dolomite	1.70	1.90
✓ Scisti	0.50	0.70
✓ Scisti alterati	0.30	0.50
✓ Gesso	0.60	0.80
✓ Ardesia	1.60	1.80
SCIOLTO		
✓ Limi argillosi	0.06	0.09
✓ Argilla satura	0.05	0.08
✓ Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓ Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓ Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓ Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓ Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio" (Industria Italiana del Cemento 6/88)

	Tensione di aderenza unitaria [Mpa]		
	min	med	max
✓ Basalto compatto		5.73	
✓ Granito alterato	1.5		2.5
✓ Basalto		3.86	
✓ Granito		4.83	
✓ Serpentino		1.55	
✓ Granito e basalto	1.72		3.10
✓ Scisto		2.80	
✓ Ardesia e argilla scistosa	0.83		1.38
✓ Calcare		2.83	
✓ Creta (Chalk)	0.22		1.07
✓ Calcare argilloso		2.75	
✓ Calcare tenero	1.03		1.52
✓ Calcare dolomitico	1.38		2.07
✓ Arenaria alterata	0.69		0.85
✓ Limo ben cementato		0.69	
✓ Arenaria compatta		2.24	
✓ Arenaria	0.83		1.73
✓ Marna del Keuper	0.17		0.25
✓ Argilla scistosa tenera		0.35	
✓ Argilla tenera e scistosa	0.21		0.83

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce "Rock anchors – Design and quality control" (1975)

Parametri sismici

1.11. *Coefficiente sismico orizzontale K_h* : tale coefficiente rappresenta il moltiplicatore della massa per ottenere, secondo l'approccio pseudostatico, la forza sismica orizzontale e verticale. Il valore del coefficiente si ricava, secondo la Normativa, in funzione dell'accelerazione massima attesa su sito rigido di riferimento, dipendente, a sua volta, dal tempo di ritorno considerato per l'azione sismica, opportunamente amplificato

attraverso i coefficienti S_s (amplificazione stratigrafica) e S_T (amplificazione topografica). Le forze sismiche sono considerate sempre secondo la direzione più cautelativa (aumento delle sollecitazioni, diminuzione delle resistenze).

Fattore di sicurezza di progetto

- I.12. FS_{des} : valore del coefficiente di sicurezza da raggiungere post-intervento. Poiché a tutte le grandezze che entrano in gioco vengono applicati, secondo Normativa, coefficienti parziali amplificativi (per le sollecitazioni) o riduttivi (per le resistenze), a tale variabile può essere attribuito di poco superiore all'unità (es.: 1,05).

Parametri del sistema

Ancoraggi

- I.13. *Dim Y raster I_y* : distanza (in m) in direzione verticale tra due ancoraggi;
 I.14. *Dim X raster I_x* : distanza (in m) in direzione orizzontale tra due ancoraggi;
 I.15. *Inclinazione ancoraggi β* : inclinazione (in °) degli ancoraggi rispetto all'orizzontale;
 I.16. *Lunghezza degli ancoraggi L_a* : lunghezza degli ancoraggi, considerando sia la parte che si sviluppa all'interno della coltre (non collaborante), che quella che si sviluppa nel substrato (collaborante);
 I.17. *Diametro della perforazione D_f* : diametro (in mm) del foro di alloggiamento degli ancoraggi;
 I.18. *Diametro barra ϕ_b* : diametro (in mm) della barra di ancoraggio;
 I.19. *Tensione di snervamento barra f_{yk}* : tensione caratteristica di snervamento (in N/mm²) dell'acciaio costituente la barra (dato fornito dal produttore);
 I.20. *Resistenza cubica a compressione malta R_{bk}* : resistenza caratteristica a compressione (in N/mm²) della malta di iniezione;
 I.21. *Coefficiente aderenza*: coefficiente riduttivo per la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo, previsto al punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2018, pari a 1 per buona aderenza e a 0,7 per non buona aderenza;
 I.22. *Numero di profili di indagine per la definizione dei parametri geotecnici*: numero in base al quale si determinano i fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, secondo Tab. 6.6.III delle NTC 2018.

Rete

- I.23. *Resistenza a trazione unitaria rete $R_{tr_u,rete}$* : resistenza (in kN/m) per metro di larghezza della rete scelta per il consolidamento (dato fornito dal produttore);
 I.24. *Resistenza a punzonamento rete R_{punz}* : resistenza (in kN) a punzonamento della rete scelta per il consolidamento (dato fornito dal produttore);
 I.25. *Coefficiente resistenza rete γ_{rete}* : coefficiente (≥ 1) che l'Utente può applicare per ridurre i valori di resistenza a trazione e a punzonamento della rete forniti dal produttore (non previsto dalle NTC).

ELABORAZIONI

- E.1. *Volume agente V*: volume in (m³) individuato dall'area di influenza del singolo ancoraggio moltiplicata per lo spessore della coltre:

$$V = S l_x l_y;$$

- E.2. *Peso volume W*: peso del volume (in kN) sopra calcolato:

$$W = \gamma_{col} V;$$

- E.3. *Sottospinta idraulica U*: spinta verso l'alto (in kN) esercitata alla base del blocco di terreno in caso di presenza di moto di filtrazione nella coltre, calcolata come:

$$U = \gamma_w S' \cos \alpha i_x i_y$$

- E.4. *Forza sismica orizzontale F_h*: forza sismica (in kN) in direzione orizzontale, ottenuta moltiplicando il coefficiente sismico orizzontale *K_h* per il peso del volume:

$$F_h = K_h W$$

- E.5. *Forza sismica verticale F_v*: forza sismica (in kN) in direzione verticale, ottenuta moltiplicando per 0,5 la forza sismica orizzontale:

$$F_v = 0,5 F_h$$

- E.6. *Forza tangenziale resistente Tres₀*: resistenza (in kN) opposta lungo la superficie di scorrimento, ottenuta come:

$$Tres_0 = c'_{col} i_x i_y + [V (\gamma_{col} - m \gamma_w) \cos \alpha - F_h \sin \alpha - F_v \cos \alpha] \cos \alpha \tan \phi_{col}$$

- E.7. *Forza tangenziale agente Tag₀*: forza (in kN) agente lungo la superficie di scorrimento, ottenuta come:

$$Tag_0 = W \sin \alpha + F_h \cos \alpha + F_v \sin \alpha$$

- E.8. *Coefficiente di sicurezza pre-intervento FS₀*: ottenuto come:

$$FS_0 = Tres_0 / Tag_0$$

- E.9. *Forza di trazione A*: sforzo di trazione nell'ancoraggio (in kN) necessario per raggiungere il valore del coefficiente di sicurezza di progetto *FS_{des}*, ottenuto come:

$$A = (FS_{des} Tag_0 - Tres_0) / [\sin (\alpha + \beta) \tan \phi_{col} + FS_{des} \cos (\alpha + \beta)]$$

- E.10. *Sollecitazione di trazione di progetto nell'ancoraggio Ed*: ottenuta moltiplicando il valore di *A* per il coefficiente parziale $\gamma_{Q1} = 1,5$ (caso statico NTC 2018 A1 - 6.2.4.1.1) oppure 1,0 (caso sismico - Tab. 6.2.I e 7.11.1):

$$E_d = \gamma_{Q1} A$$

- E.11. *Sollecitazione di taglio di progetto T_d*: ottenuta moltiplicando il valore di *Tag₀* per il coefficiente parziale $\gamma_{Q1} = 1,5$ o 1,0 (NTC 2018 A1 - 6.2.4.1.1 - Tab. 6.2.I e 7.11.1):

$$T_d = \gamma_{Q1} Tag_0$$

- E.12. *Resistenza massima a trazione barra R_f* : massimo sforzo di trazione (in kN) sopportabile dalla barra in funzione del tipo di acciaio e del diametro scelti, applicando il coefficiente amplificativo γ_f di stato limite ultimo per l'acciaio, pari a 1,15 (NTC 2018 4.1.2.1.1.3):

$$R_f = [f_{yk} (\phi_b^2/4) / \gamma_f] / 1000$$

- E.13. *Resistenza massima a taglio barra T_f* : massimo sforzo di taglio (in kN) sopportabile dalla barra intesa come "chiodo" pari a:

$$T_f = R_f / (3)^{0,5}$$

- E.14. *Resistenza cilindrica a compressione malta f_{ck}* : resistenza (in N/mm²) riferita a provini cilindrici, ottenuta moltiplicando la resistenza cubica per 0,83 (NTC 2018 11.2.10.1);

- E.15. *Resistenza media a trazione malta f_{ctm}* : resistenza media (in N/mm²) a trazione della malta, ottenuta come (NTC 2018 11.2.10.2):

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3}$$

- E.16. *Resistenza caratteristica a trazione malta f_{ctk}* : resistenza caratteristica (in N/mm²) a trazione della malta, ottenuta come (NTC 2018 11.2.10.2):

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

- E.17. *Coefficiente diametro barre η_2* : coefficiente definito al punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2018 in funzione del diametro delle barre di ancoraggio, pari a 1,0 per barre di diametro $\phi_b \leq 32$ mm e pari a $(132 - \phi_b)/100$ per barre di diametro superiore;

- E.18. *Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza f_{bk}* : resistenza tangenziale malta/barra (in N/mm²), data da (NTC 2018 4.1.2.1.1.4):

$$f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$$

- E.19. *Resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd}* : resistenza tangenziale di progetto per l'aderenza malta/barra (in N/mm²), data da (NTC 2018 4.1.2.1.1.4):

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

con $\gamma_c = 1,5$ coefficiente parziale per il calcestruzzo (NTC 2018 4.1.2.1.1.1);

- E.20. *Resistenza allo sfilamento barra/malta R_{bm}* : resistenza massima allo sfilamento (in kN) della barra dalla malta di iniezione, ottenuta come:

$$R_{bm} = f_{bd} S_{lat_bar}$$

dove la superficie laterale della barra è data da:

$$S_{lat_bar} = \pi \phi_b L_{tot}$$

(nell'ipotesi che la perforazione sia iniettata per tutta la sua lunghezza)

- E.21. *Lunghezza ancoraggio non collaborante L_{nc}* : parte dell'ancoraggio (in m) che si sviluppa nella coltre e non considerata ai fini della verifica a sfilamento bulbo/substrato, calcolata come:

$$L_{nc} = S / \cos (\alpha + \beta)$$

E.22. *Lunghezza ancoraggio collaborante (bulbo) L_{bulb}* : parte dell'ancoraggio (in m) che si sviluppa nel substrato e considerata ai fini della verifica a sfilamento bulbo/substrato, calcolata come:

$$L_{bulb} = L_{tot} - L_{nc}$$

E.23. *Aderenza media bulbo/substrato τ_{sub}* : valore (in MPa) dell'aderenza tra il bulbo e il substrato:

In caso di substrato costituito da terreno (I.7 = 1):

$$\tau_{sub} = \alpha_{iniez} \mathbf{ad}_{soil}$$

In caso di substrato costituito da roccia (I.7 = 2):

$$\tau_{sub} = \mathbf{ad}_{rock}$$

E.24. *Coefficiente riduttivo verticali investigate ξ_{a4}* : coefficiente ricavato dalla Tab. 6.6.III delle NTC 2018 in funzione del numero dei profili di indagine per la definizione dei parametri geotecnici:

Tab. 6.6.III

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

E.25. *Coefficiente riduttivo ancoraggi permanenti γ_{Rap}* : coefficiente ricavato dalla Tab. 6.6.I delle NTC 2018:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

E.26. *Resistenza allo sfilamento bulbo/substrato R_{bulb}* : resistenza massima allo sfilamento (in kN) del bulbo di fondazione dal substrato, ottenuta considerando solo la parte dell'ancoraggio (diametro perforazione D_f in mm) che si sviluppa nel substrato L_{bulb} (in m, trascurando la lunghezza che si sviluppa nella coltre, non collaborante), applicando i coefficienti di Normativa per ancoraggi permanenti e per le verticali investigate:

$$R_{bulb} = (\tau_{sub} L_{bulb} \pi D_f) / \xi_{a4} / \gamma_{Rap}$$

E.27. *Resistenza a punzonamento rete di progetto R_{punz_des}* : (in kN) ottenuta dividendo il valore della resistenza a punzonamento R_{punz} per il coefficiente di resistenza della rete γ_{rete} :

$$R_{punz_des} = R_{punz} / \gamma_{rete}$$

E.28. *Resistenza a trazione rete di progetto* $R_{tr\ rete_des}$: resistenza della rete (in kN) ottenuta moltiplicando il valore della resistenza a trazione unitaria della rete $R_{tr_u_rete}$ per il valore dell'interasse orizzontale del raster I_x e dividendo per il coefficiente di resistenza della rete γ_{rete} :

$$R_{tr\ rete} = R_{tr_u_rete} I_x / \gamma_{rete}$$

OUTPUT

Viene fornito l'incremento del valore del coefficiente di sicurezza e vengono condotte le verifiche di sicurezza valutando, per ogni meccanismo, la condizione:

$$E_d < R_d$$

Viene, inoltre, per ogni meccanismo analizzato, fornito il valore del coefficiente di sicurezza FS definito come:

$$FS = R_d / E_d$$

R.1. *Incremento del coefficiente di sicurezza* ΔFS : ottenuto come differenza tra il valore del coefficiente di sicurezza pre-intervento FS_0 e il valore del coefficiente di sicurezza di progetto FS_{des} :

$$\Delta FS = FS_{des} - FS_0$$

R.2. **Trazione barra**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza a trazione della barra R_f ;

R.3. **Taglio barra**: si confronta lo sforzo di taglio T_d con la resistenza a taglio della barra T_f ;

R.4. **Sfilamento barra/malta**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza allo sfilamento barra/malta R_{bm} ;

R.5. **Sfilamento bulbo/substrato**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza allo sfilamento bulbo/substrato R_{bulb} ;

R.6. **Punzonamento rete**: si confronta lo sforzo di trazione E_d con la resistenza al punzonamento della rete R_{punz} ;

R.7. **Trazione rete**: si confronta lo sforzo di taglio T_d con la resistenza alla trazione della rete R_{tr_rete} : (in questo caso, si ipotizza che tutta la sollecitazione di taglio debba essere assorbita dalla rete, la quale reagisce attraverso la propria resistenza a trazione).

Viene, infine, condotto un calcolo di massima sulle quantità riferite agli ancoraggi per ogni 100m² di rete:

R.8. **Numero di ancoraggi** N_{tot} : numero di ancoraggi per ogni 100m² di rete, ottenuto come:

$$N_{tot} = 100 / (i_x i_y)$$

R.9. **Lunghezza totale delle perforazioni** L_{tot} : lunghezza delle perforazioni per ogni 100m² di rete, ottenuto come:

$$L_{tot} = N_{tot} L_a$$

INPUT**Parametri del terreno e del substrato****Coltre**

- I.1. $\alpha = 38^\circ$
- I.2. $S: 0.65 \text{ m}$
- I.3. $\gamma_{col}: 19 \text{ kN/m}^3$
- I.4. $\phi_{col}: 27^\circ$
- I.5. $c'_{col}: 3 \text{ kPa}$
- I.6. $m: 0$

Substrato

- I.7. **Terreno**
- I.8. $ad_{soil}: 0.29 \text{ MPa}$
- I.9. $\alpha_{iniez}: 1.2$

Parametri sismici

- I.11. $K_h: 0.081$

Fattore di sicurezza di progetto

- I.12. $FS_{des}: 1.2$

Parametri del sistema**Ancoraggi**

- I.13. $l_y: 3 \text{ m};$
- I.14. $l_x: 3 \text{ m};$
- I.15. $L_a: 6 \text{ m};$
- I.16. $\beta: 25^\circ;$
- I.17. $D_f: 90 \text{ mm};$
- I.18. $\phi_b: 25 \text{ mm}$
- I.19. $f_{yk}: 500 \text{ N/mm}^2$ Barra GEWI
- I.20. $R_{bk}: 25 \text{ N/mm}^2$
- I.21. $\eta_1: 0.70 = \text{Non buona aderenza}$
- I.22. $N_{prof}: 2$

Rete

Tipo rete: ARCOFORT700

Maglia: 8x10 cm

Filo: 3.40 mm

- I.23. $R_{tr_u_rete}: 75 \text{ kN/m}$
- I.24. $R_{punz}: 92 \text{ kN}$.

Elaborazioni

- E.1. **V**: 5.85 m³
- E.2. **W**: 111.15 kN
- E.3. **U**: 0 kN
- E.4. **F_h**: 9 kN
- E.5. **F_v**: 4.5 kN
- E.6. **Tres₀**: 67 kN
- E.7. **Tag₀**: 78.3 kN
- E.8. **FS₀**: 0.86
- E.9. **A**: 26.99 kN
- E.10. **Ed**: 26.99 kN
- E.11. **Td**: 78.3 kN
- E.12. **R_f**: 213.42 kN
- E.13. **T_f**: 123.22 kN
- E.14. **f_{ck}**: 20.75 N/mm²
- E.15. **f_{ctm}**: 2.27 N/mm²
- E.16. **f_{ctk}**: 1.59 N/mm²
- E.17. **η₂**: 1 (Diametro ≤ 32 mm η₂ = 1.00)
- E.18. **f_{bk}**: 2.5 N/mm²
- E.19. **f_{bd}**: 1.67 N/mm²
- E.20. **R_{bm}**: 784.62 kN
- E.21. **L_{nc}**: 0.73 m
- E.22. **L_{bulb}**: 5.27 m
- E.23. **τ_{sub}**: 0.35 MPa
- E.24. **ξ_{a4}**: 1.7
- E.25. **γ_{Rap}**: 1.2
- E.26. **R_{bulb}**: 254.21 kN
- E.27. **R_{punz_des}**: 92 kN
- E.28. **R_{tr rete}**: 225 kN

Risultati

- R.1. **ΔFS**: 0.34
- R.2. **Trazione barra**: FS = 7.91 **OK**
- R.3. **Taglio barra**: FS = 1.57 **OK**
- R.4. **Sfilamento barra/malta**: FS = 29.07 **OK**
- R.5. **Sfilamento bulbo/substrato**: FS = 9.42 **OK**
- R.6. **Punzonamento rete**: FS = 3.41 **OK**
- R.7. **Trazione rete**: FS = 2.87 **OK**
- R.8. **Numero di ancoraggi N_{tot}**: numero di ancoraggi per ogni 100m² di rete 11
- R.9. **Lunghezza totale delle perforazioni L_{tot}**: lunghezza delle perforazioni per ogni 100m² di rete 66 m

undefined

MURO IN PIETRA / CHIAVE E TIRANTE

– INT.05

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 z . 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

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 parte pari a

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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 diseuguaglianza:

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

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

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 la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, 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:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

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		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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 ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

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

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5B\gamma N_\gamma r_\gamma$$

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:

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

dove il termine m è espresso da

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

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i 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.

Cedimenti della fondazione

Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20. L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto.

Tiranti di ancoraggio

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

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

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

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

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

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

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

$$N = \pi D L_f (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta

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

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

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

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.

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

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

$$\beta = \frac{N_0}{N}$$

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
Rck	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 tesoro/compresso
Pietrame	
γ	Peso di volume, espresso in [kN/mc]
σ_{cp}	Tensione di compressione, espresso in [kg/cm ²]
ϕ	Angolo di attrito interno, espresso in [°]
τ_p	Resistenza a taglio, espressa in [kg/cm ²]

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	Rck	E	ν	n	ntc
				[kN/mc]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]			
1	Cls Armato	Rck 250	B450C	24.5170	250.00	306659	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti passivi	C25/30	B500B	24.5170	305.91	320666	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk}	f_{uk}
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
B500B	5000.00	5500.00

Pietrame

n°	Descr	γ	σ_{cp}	ϕ	τ_p
		[kN/mc]	[kg/cm ²]	[°]	[kg/cm ²]
4	Pietrame	18.6329	50.00	45.00	0.80

Tipologie tiranti

Simbologia adottata

Descr	Descrizione tipologia
Imat	Indice materiale
D	Diametro di perforazione, espresso in [mm]
Cesp	Coeff. di espansione laterale
Tipo armatura	Attivo, Passivo tondini o Passivo tubolare
Caratteristiche:	
- per tiranti attivi: numero trefoli e area trefolo espresso in [cm ²]	
- per tiranti passivi con tondini: numero tondini e diametro tondino espresso in [mm]	
- per tiranti passivi con tubolare: diametro e spessore tubolare, espressi in [mm]	

Descr	Imat	D	Cesp	Tipo armatura	Caratteristiche
		[cm]			
Tirante passivo	2	9.00	1.100	Passivo tondini	1 / 28.00 [mm]

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	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0.00	0.00	0.000
2	2.20	0.35	9.039
3	6.90	1.10	9.067

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

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	10.00	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	Pietrame	
Altezza paramento	1.60	[m]
Altezza paramento libero	1.60	[m]
Spessore in sommità	0.50	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.78	[m]
Inclinazione paramento esterno	10.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	Cls Armato	
Lunghezza mensola di valle	0.00	[m]
Lunghezza mensola di monte	0.00	[m]
Lunghezza totale	0.78	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.30	[m]
Spessore magrone	0.10	[m]

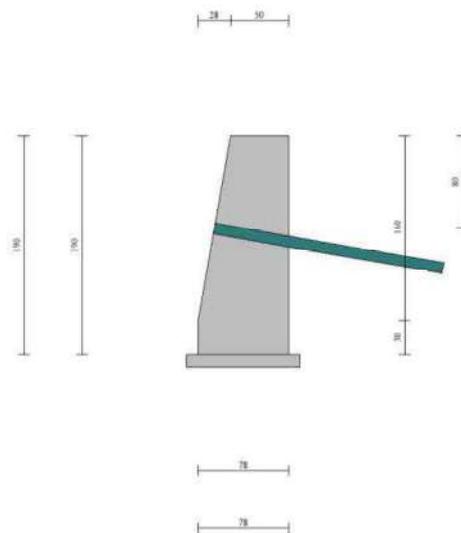


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Tiranti di ancoraggio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
Dest	Destinazione del tirante (Fondazione, Paramento)
S	ordinata della fila misurata dalla testa del muro (se il tirante è posizionato sul paramento), ascissa della fila misurata dal tacco della fondazione (se il tirante è posizionato sulla fondazione) espressa in [m]
I	Interasse tra i tiranti della fila espressa in [m]
F	Franco della fila espressa in [m]
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
Nt	numero di tiranti della fila
α	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
T	tiro iniziale espresso in [kN]. Solo per i tiranti attivi
Lt, Lf	Lunghezza totale e di fondazione espressa in [m]. Definiti solo nel caso di Verifica.

n°	Tipologia	Dest	S [m]	I [m]	F [m]	ALL	Nt	α [°]	T [kN]	Lt [m]	Lf [m]
1	Tirante passivo	Paramento	0.80	1.50	0.50	Sfalsati	6	10.00	--	10.00	7.50

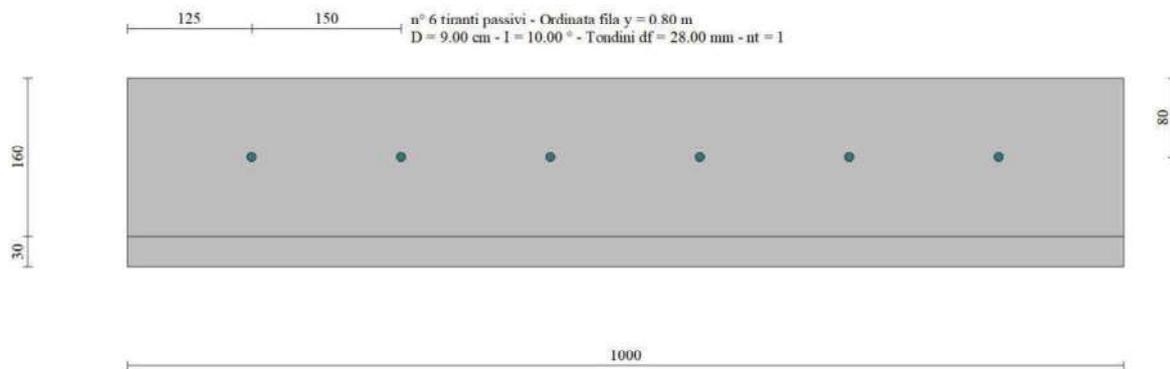


Fig. 2 - Prospetto del paramento con i tiranti

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/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]
Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix	
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 [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	c_a [kg/cm ²]	Cesp	τ_l [kg/cm ²]	
1	Unità A / A1 - Detrito di copertura superficiale	18.6329	19.6136	27.000	23.000	0.03	0.02	1.000	0.00	(CAR)
				27.000	23.000	0.03	0.02			(MIN)
				27.000	23.000	0.03	0.02			(MED)
2	Unità B / B1 - Detrito di copertura clasto / sub rocciosa	21.5750	21.5750	32.000	21.330	0.30	0.15	1.000	0.00	(CAR)
				32.000	21.333	0.30	0.15			(MIN)
				32.000	21.333	0.30	0.15			(MED)

Parametri di deformabilità

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cm ²]
ν	Coeff. di Poisson
E_d	Modulo edometrico, espresso in [kg/cm ²]
CR	Rapporto di compressione
RR	Rapporto di ricompressione
OCR	Grado di sovraconsolidazione

n°	Descr	E [kg/cm ²]	ν	E_d [kg/cm ²]	CR	RR	OCR
1	Unità A / A1 - Detrito di copertura superficiale	46.00	0.330	60.00	0.000	0.000	1.000
2	Unità B / B1 - Detrito di copertura clasto / sub rocciosa	274.00	0.330	350.00	0.000	0.000	1.000

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
K _{wn} , K _{wt}	Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm ² /cm

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

Coeff. parziali γ_R per la resistenza di ancoraggi

		R3
Laterale	γ_{Ra}	1.20

Coefficienti di riduzione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti

Numero di verticali indagate 3

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.65$

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
Carico veicolo	1.50	1.00	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)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Carico veicolo	1.30	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
Carico veicolo	1.50	1.00	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
Carico veicolo	1.00	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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
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

Dati sismici

Comune	Tresana
Provincia	
Regione	Toscana
Latitudine	44.255080
Longitudine	9.914904
Indice punti di interpolazione	17820 - 17598 - 17597 - 17819
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]	1.719	0.677
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.175	0.069
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.405	2.439
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.283	0.253
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		E	1.537
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T3	1.200

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	32.302	16.151
Ultimo - Ribaltamento	1.000	32.302	16.151
Esercizio	1.000	13.248	6.624

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta a riposo
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)	Aritmetica
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 ($0.5B\gamma N_r$) 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	10.00
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
Richiesto controllo eccentricità verifiche muro a gravità in cls	

Spostamenti

Modello a blocchi	
Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti	
Spostamento limite	5.00 [cm]

Cedimenti

Metodo di calcolo delle tensioni	Boussinesq
Metodo di calcolo dei cedimenti	Edometrico
Profondità calcolo cedimenti	Automatica
ΔH massimo suddivisione strati	1.00 [m]

Opzioni calcolo tiranti

Superficie di ancoraggio	Angolo di rottura
Tensione limite resistenza malta	Tensione tangenziale aderenza acciaio-cls (fbd)

Risultati per combinazione

Spinta e forze

Simbologia adottata

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

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]	
1	Spinta statica	17.88	21.33	16.66	6.51	0.00	-1.24	
	Peso/Inerzia muro			0.00	24.86/0.00	-0.34	-1.06	
	Resistenza passiva terreno antistante			-0.51				
	Diagramma correttivo			2.68		0.00	-0.13	
	Resistenza tiranti			-42.70	7.53	-0.64	-0.80	
2	Spinta statica	11.39	21.33	10.61	4.14	0.00	-1.29	
	Incremento di spinta sismica			21.92	20.42	7.97	0.00	-0.95
	Peso/Inerzia muro			8.03	24.86/4.02	-0.34	-1.06	
	Resistenza passiva terreno antistante			-0.51				
	Diagramma correttivo			1.38		0.00	-0.08	
Resistenza tiranti	-42.70	7.53	-0.64	-0.80				
3	Spinta statica	11.39	21.33	10.61	4.14	0.00	-1.29	
	Incremento di spinta sismica			20.17	18.78	7.34	0.00	-0.95
	Peso/Inerzia muro			8.03	24.86/-4.02	-0.34	-1.06	
	Resistenza passiva terreno antistante			-0.51				
	Diagramma correttivo			2.27		0.00	-0.11	
Resistenza tiranti	-42.70	7.53	-0.64	-0.80				
10	Spinta statica	12.05	21.33	11.23	4.38	0.00	-1.28	
	Peso/Inerzia muro			0.00	24.86/0.00	-0.34	-1.06	
	Resistenza passiva terreno antistante			-0.51				
	Diagramma correttivo			1.90		0.00	-0.13	
	Resistenza tiranti			-51.24	9.04	-0.64	-0.80	
11	Spinta statica	11.39	21.33	10.61	4.14	0.00	-1.29	
	Peso/Inerzia muro			0.00	24.86/0.00	-0.34	-1.06	
	Resistenza passiva terreno antistante			-0.51				
	Diagramma correttivo			1.89		0.00	-0.13	
	Resistenza tiranti			-51.24	9.04	-0.64	-0.80	
12	Spinta statica	11.39	21.33	10.61	4.14	0.00	-1.29	
	Peso/Inerzia muro			0.00	24.86/0.00	-0.34	-1.06	
	Resistenza passiva terreno antistante			-0.51				
	Diagramma correttivo			1.89		0.00	-0.13	
	Resistenza tiranti			-51.24	9.04	-0.64	-0.80	

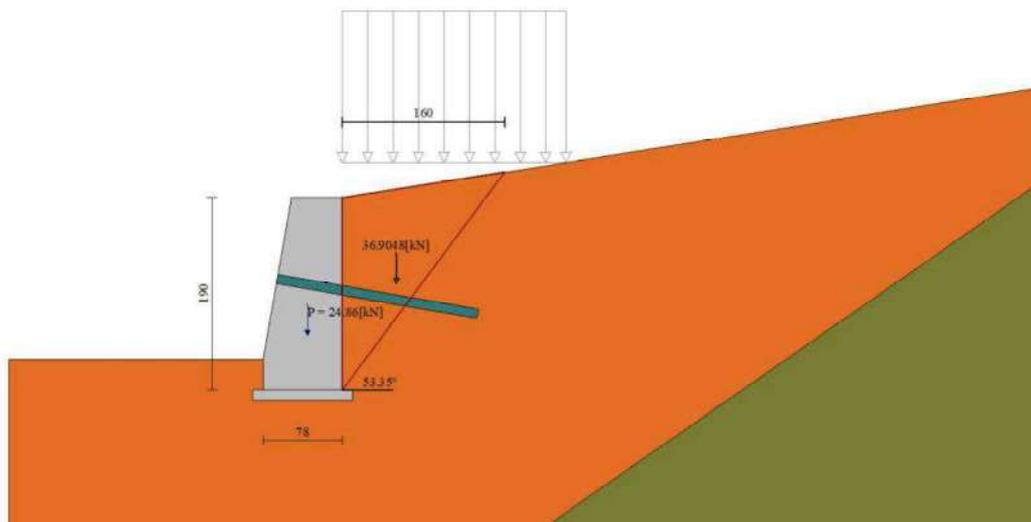


Fig. 4 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

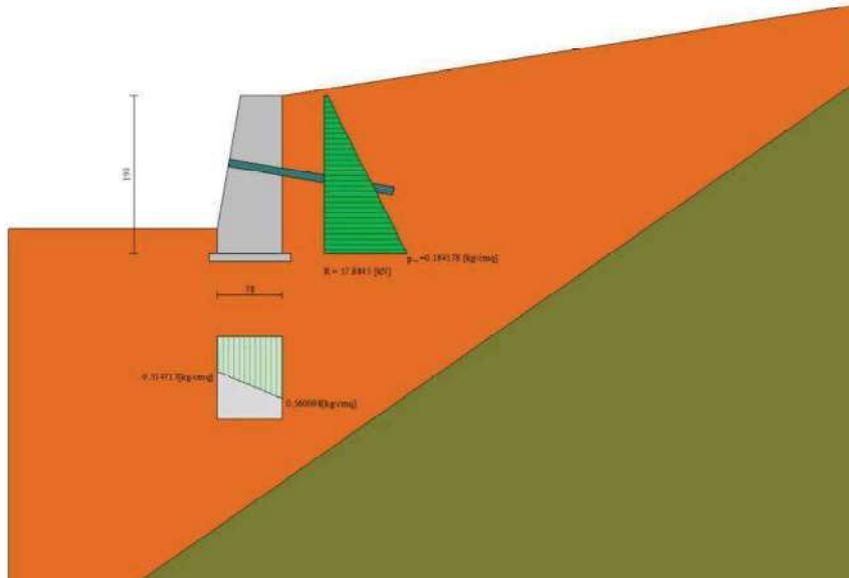


Fig. 5 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

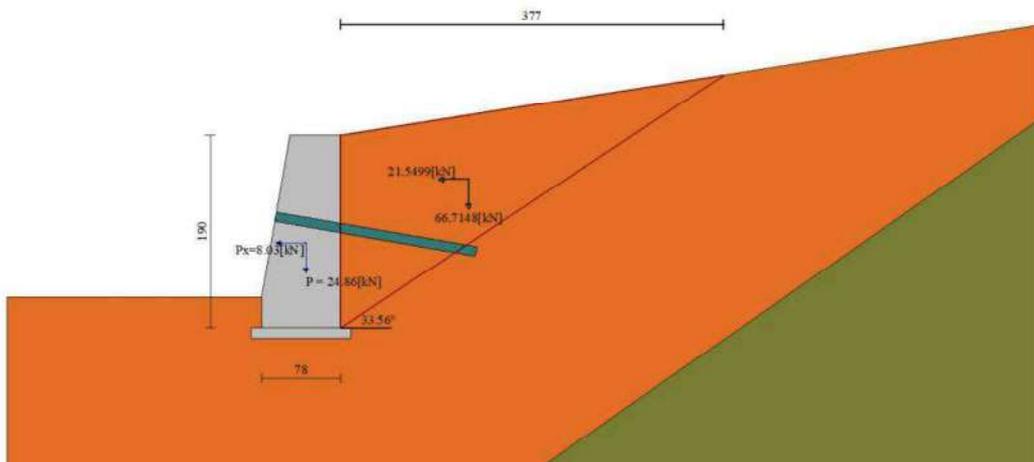


Fig. 6 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

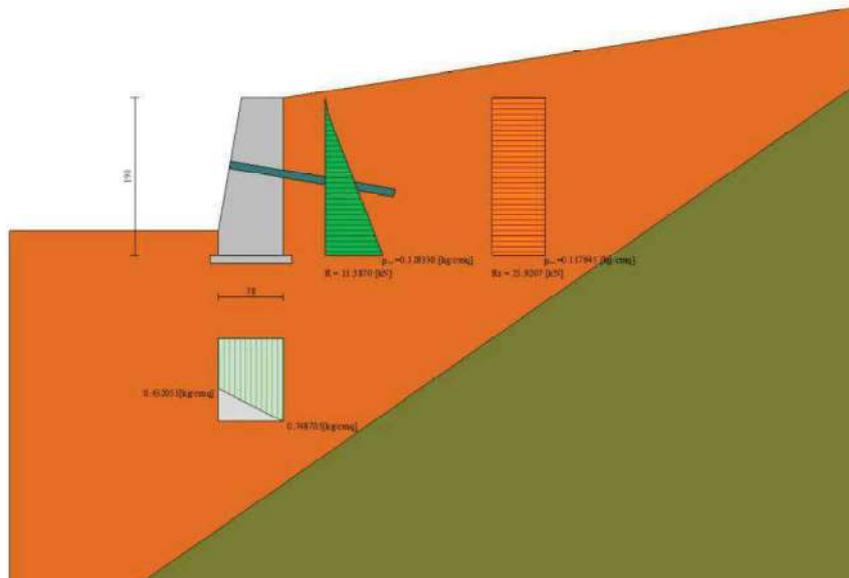


Fig. 7 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

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)		3.031		3.398			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.580		2.227			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.519		2.528			
4 - GEO (A2-M2-R2)					2.915		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.949		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.924		
7 - EQU (A1-M1-R3)			2.730				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.675				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.614				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

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

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	15.39	0.51	0.00		--	42.70	58.61	19.34
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	20.70	0.51	0.00		--	42.70	63.91	40.44
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	17.06	0.51	0.00		--	42.70	60.28	39.69

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	33.56	114.04	81.46	3.398
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	46.06	102.56	85.47	2.227
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	37.48	94.77	78.98	2.528

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza 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 _γ N _γ 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 [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm ^q]

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
1	23.942	0.757	1.125	--	--	--	--	--	--	0.789	1.000
	13.199	0.757	1.063	--	--	--	--	--			
	9.463	0.322	1.063	--	--	--	--	--			
2	23.942	0.707	1.125	--	--	--	--	--	--	0.800	1.000
	13.199	0.707	1.063	--	--	--	--	--			
	9.463	0.221	1.063	--	--	--	--	--			
3	23.942	0.684	1.125	--	--	--	--	--	--	0.783	1.000
	13.199	0.684	1.063	--	--	--	--	--			
	9.463	0.180	1.063	--	--	--	--	--			

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kg/cm ^q]
1	0.30	0.78	0.64	27.95	27.00	0.05
2	0.30	0.78	0.64	27.95	27.00	0.05
3	0.30	0.78	0.64	27.95	27.00	0.05

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

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

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	30.01	10.99	2.730
8 - EQU (A1-M1-R3) H + V	54.50	32.54	1.675
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	52.86	32.75	1.614

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 [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 0.00	2.77	2.915
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	0.00; 4.50	6.46	1.949
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2.00; 0.00	2.77	1.924

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 [kN]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
 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/cmq]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cmq]

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	Tx; Ty [kN]
1	2.35	0.26	0.00	0.77 - 0.20	79.000	22.177	0.02	0.000	0.76; 0.00
2	4.93	0.26	0.00	0.20	63.344	22.177	0.02	0.000	
3	6.10	0.26	0.00	0.20	55.045	22.177	0.02	0.000	
4	6.95	0.21	0.00	0.20	48.266	22.177	0.02	0.000	
5	7.68	0.00	0.00	0.20	42.308	22.177	0.02	0.000	
6	8.31	0.00	0.00	0.20	36.878	22.177	0.02	0.000	
7	7.75	0.00	0.00	0.20	31.813	22.177	0.02	0.000	
8	4.27	0.00	0.00	0.20	27.015	22.177	0.02	0.000	
9	3.60	0.00	0.00	0.20	22.415	22.177	0.02	0.000	
10	3.88	0.00	0.00	0.20	17.964	22.177	0.02	0.000	
11	4.09	0.00	0.00	0.20	13.624	22.177	0.02	0.000	
12	4.24	0.00	0.00	0.20	9.362	22.177	0.02	0.000	
13	4.34	0.00	0.00	0.20	5.152	22.177	0.02	0.000	
14	4.38	0.00	0.00	0.20	0.970	22.177	0.02	0.000	
15	4.37	0.00	0.00	0.20	-3.207	22.177	0.02	0.000	
16	4.30	0.00	0.00	0.20	-7.401	22.177	0.02	0.000	
17	4.17	0.00	0.00	0.20	-11.636	22.177	0.02	0.000	
18	3.98	0.00	0.00	0.20	-15.936	22.177	0.02	0.000	
19	3.73	0.00	0.00	0.20	-20.331	22.177	0.02	0.000	
20	3.42	0.00	0.00	0.20	-24.857	22.177	0.02	0.000	
21	3.03	0.00	0.00	0.20	-29.555	22.177	0.02	0.000	
22	2.55	0.00	0.00	0.20	-34.486	22.177	0.02	0.000	
23	1.98	0.00	0.00	0.20	-39.731	22.177	0.02	0.000	
24	1.28	0.00	0.00	0.20	-45.418	22.177	0.02	0.000	
25	0.42	0.00	0.00	-4.27 - 0.20	-49.786	22.177	0.02	0.000	

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

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	Tx; Ty [kN]
1	0.95	0.00	0.00	5.34 - 0.30	52.314	27.000	0.03	0.000	31.22; 0.00
2	2.73	0.00	0.00	0.30	49.274	27.000	0.03	0.000	
3	4.28	0.00	0.00	0.30	45.346	27.000	0.03	0.000	
4	5.61	0.00	0.00	0.30	41.676	27.000	0.03	0.000	
5	6.74	0.00	0.00	0.30	38.206	27.000	0.03	0.000	
6	7.72	0.00	0.00	0.30	34.894	27.000	0.03	0.000	
7	8.55	0.00	0.00	0.30	31.712	27.000	0.03	0.000	
8	9.25	0.00	0.00	0.30	28.636	27.000	0.03	0.000	
9	9.85	0.00	0.00	0.30	25.648	27.000	0.03	0.000	
10	10.33	0.00	0.00	0.30	22.733	27.000	0.03	0.000	
11	10.72	0.00	0.00	0.30	19.879	27.000	0.03	0.000	
12	11.01	0.00	0.00	0.30	17.076	27.000	0.03	0.000	
13	11.21	0.00	0.00	0.30	14.315	27.000	0.03	0.000	
14	11.33	0.00	0.00	0.30	11.587	27.000	0.03	0.000	
15	11.37	0.00	0.00	0.30	8.885	27.000	0.03	0.000	
16	11.32	0.00	0.00	0.30	6.204	27.000	0.03	0.000	
17	11.20	0.00	0.00	0.30	3.536	27.000	0.03	0.000	
18	11.00	0.00	0.00	0.30	0.876	27.000	0.03	0.000	
19	10.90	0.00	0.00	0.30	-1.783	27.000	0.03	0.000	
20	9.62	0.00	0.00	0.30	-4.445	27.000	0.03	0.000	
21	2.63	0.00	0.00	0.30	-7.117	27.000	0.03	0.000	
22	1.46	0.00	0.00	0.30	-9.805	27.000	0.03	0.000	
23	1.13	0.00	0.00	0.30	-12.514	27.000	0.03	0.000	
24	0.72	0.00	0.00	0.30	-15.253	27.000	0.03	0.000	
25	0.22	0.00	0.00	-2.15 - 0.30	-16.287	27.000	0.03	0.000	

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

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	Tx; Ty [kN]
1	2.35	0.00	0.00	0.77 - 0.20	79.000	27.000	0.03	0.000	0.76; 0.00
2	4.93	0.00	0.00	0.20	63.344	27.000	0.03	0.000	
3	6.10	0.00	0.00	0.20	55.045	27.000	0.03	0.000	
4	6.95	0.00	0.00	0.20	48.266	27.000	0.03	0.000	
5	7.68	0.00	0.00	0.20	42.308	27.000	0.03	0.000	
6	8.31	0.00	0.00	0.20	36.878	27.000	0.03	0.000	
7	7.75	0.00	0.00	0.20	31.813	27.000	0.03	0.000	
8	4.27	0.00	0.00	0.20	27.015	27.000	0.03	0.000	
9	3.60	0.00	0.00	0.20	22.415	27.000	0.03	0.000	
10	3.88	0.00	0.00	0.20	17.964	27.000	0.03	0.000	
11	4.09	0.00	0.00	0.20	13.624	27.000	0.03	0.000	
12	4.24	0.00	0.00	0.20	9.362	27.000	0.03	0.000	
13	4.34	0.00	0.00	0.20	5.152	27.000	0.03	0.000	
14	4.38	0.00	0.00	0.20	0.970	27.000	0.03	0.000	
15	4.37	0.00	0.00	0.20	-3.207	27.000	0.03	0.000	
16	4.30	0.00	0.00	0.20	-7.401	27.000	0.03	0.000	
17	4.17	0.00	0.00	0.20	-11.636	27.000	0.03	0.000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	u [kg/cm ²]	Tx; Ty [kN]
18	3.98	0.00	0.00	0.20	-15.936	27.000	0.03	0.000	
19	3.73	0.00	0.00	0.20	-20.331	27.000	0.03	0.000	
20	3.42	0.00	0.00	0.20	-24.857	27.000	0.03	0.000	
21	3.03	0.00	0.00	0.20	-29.555	27.000	0.03	0.000	
22	2.55	0.00	0.00	0.20	-34.486	27.000	0.03	0.000	
23	1.98	0.00	0.00	0.20	-39.731	27.000	0.03	0.000	
24	1.28	0.00	0.00	0.20	-45.418	27.000	0.03	0.000	
25	0.42	0.00	0.00	-4.27 - 0.20	-49.786	27.000	0.03	0.000	

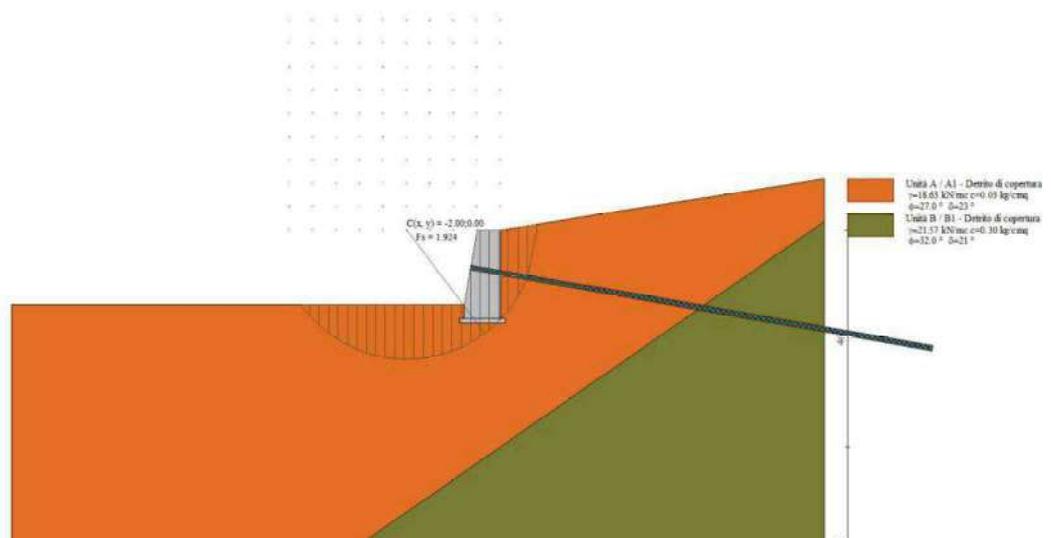


Fig. 8 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Cedimenti

Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione
X, Y	Punto di calcolo del cedimento, espressa in [m]
w	Cedimento, espressa in [cm]
dw	Cedimento differenziale, espressa in [cm]

Ic	X; Y [m]	w [cm]	dw [cm]
10	-0.78; -1.90	0.652	0.000
10	-0.39; -1.90	0.899	0.247
10	0.00; -1.90	0.728	0.076
11	-0.78; -1.90	0.645	0.000
11	-0.39; -1.90	0.890	0.245
11	0.00; -1.90	0.721	0.075
12	-0.78; -1.90	0.645	0.000
12	-0.39; -1.90	0.890	0.245
12	0.00; -1.90	0.721	0.075

Tiranti

Simbologia adottata

It	Indice tirante (tra parentesi viene indicata la posizione P: paramento, F: fondazione)
S	Ordinata sul paramento o ascissa sulla fondazione, espressa in [m]
Ic	Indice combinazione

Dettagli di calcolo

Simbologia adottata

Lf	Lunghezza bulbo fondazione necessaria ad assorbire il tiro in esercizio, espressa in [m]. In grassetto la lunghezza usata nel calcolo della resistenza
Lt	Lunghezza totale (lunghezza del bulbo di fondazione + tratto inefficace), espressa in [m]. In grassetto la lunghezza massima
N	Tiro in esercizio sul tirante, espresso in [kN]. In grassetto il tiro massimo in esercizio
Nx/ml, Ny/ml	Componente in direzione X ed Y del tiro a metro lineare, espresso in [kN]
R	Resistenza di progetto, espresso in [kN]
Rx/ml, Ry/ml	Resistenza in direzione X ed Y a metro lineare, espressa in [kN]

It	S [m]	Ic	Lf [m]	Lt [m]	N [kN]	Nx/ml [kN]	Ny/ml [kN]	R [kN]	Rx/ml [kN]	Ry/ml [kN]
1 [P]	0.80	1	3.60	6.10	20.99	12.40	2.19	70.80	12.40	2.19
		2	5.90	8.40	48.57	28.70	5.06	70.80	28.70	5.06

It	S [m]	Ic	Lf [m]	Lt [m]	N [kN]	Nx/ml [kN]	Ny/ml [kN]	R [kN]	Rx/ml [kN]	Ry/ml [kN]
		3	6.00	8.50	49.52	29.26	5.16	70.80	29.26	5.16
		7	3.60	6.10	20.99	12.40	2.19	70.80	12.40	2.19
		8	5.90	8.40	48.57	28.70	5.06	70.80	28.70	5.06
		9	6.00	8.50	49.52	29.26	5.16	70.80	29.26	5.16
		10	2.70	5.20	13.55	8.01	1.41	84.96	8.01	1.41
		11	2.60	5.10	12.76	7.54	1.33	84.96	7.54	1.33
		12	2.60	5.10	12.76	7.54	1.33	84.96	7.54	1.33
		13	3.60	6.10	24.72	14.61	2.58	84.96	14.61	2.58
		14	3.50	6.00	23.28	13.75	2.43	84.96	13.75	2.43
			7.50	10.00	49.52					

Verifica di resistenza allo sfilamento

Simbologia adottata

R1	Resistenza allo sfilamento del tirante dal terreno, espressa in [kN]
R2	Resistenza di aderenza malta-armatura, espressa in [kN]
R3	Resistenza malta, espressa in [kN]
R	Resistenza (minimo tra R1, R2 e R3), espressa in [kN]
N	Tiro in esercizio sul tirante, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/N)

It	S [m]	Ic	R1 [kN]	R2 [kN]	R3 [kN]	R [kN]	N [kN]	FS
1 [P]	0.80	1	70.80	1240.43	4385.81	70.80	20.99	3.373
		2	70.80	1240.43	4385.81	70.80	48.57	1.458
		3	70.80	1240.43	4385.81	70.80	49.52	1.430
		7	70.80	1240.43	4385.81	70.80	20.99	3.373
		8	70.80	1240.43	4385.81	70.80	48.57	1.458
		9	70.80	1240.43	4385.81	70.80	49.52	1.430
		10	84.96	1240.43	4385.81	84.96	13.55	6.268
		11	84.96	1240.43	4385.81	84.96	12.76	6.658
		12	84.96	1240.43	4385.81	84.96	12.76	6.658
		13	84.96	1240.43	4385.81	84.96	24.72	3.436
		14	84.96	1240.43	4385.81	84.96	23.28	3.650

Verifica delle tensioni massime nell'armatura del tirante

Simbologia adottata

N _{MAX}	Tiro massimo in esercizio sul tirante, espresso in [kN]
A	Area del tirante, espresso in [cm ²]
σ _f	Tensione nel tirante (N _{MAX} /A), espresso in [kg/cm ²]
σ _{lim}	Tensione limite dell'acciaio del tirante, espresso in [kg/cm ²]

It	S [m]	N _{MAX} [kN]	A [cm ²]	σ _f [kg/cm ²]	σ _{lim} [kg/cm ²]
1 [P]	0.80	49.52	6.16	820.02	4347.83

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	Indice della sezione
X	Posizione della sezione, espresso in [m]
N	Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T	Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M	Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.95	1.18	0.05
3	-0.20	1.93	2.25	0.21
4	-0.30	2.94	2.98	0.46
5	-0.40	3.99	3.42	0.75
6	-0.50	5.07	3.81	1.07
7	-0.60	6.18	4.28	1.42
8	-0.70	7.33	4.84	1.82
9	-0.80	8.50	5.48	2.26
10	-0.80	10.69	-6.93	2.96
11	-0.90	11.90	-6.21	2.21
12	-1.00	13.15	-5.40	1.52
13	-1.10	14.42	-4.51	0.90
14	-1.20	15.73	-3.54	0.36
15	-1.40	18.45	-1.34	-0.43
16	-1.50	19.86	-0.11	-0.67
17	-1.60	21.30	1.19	-0.80

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	1.10	2.10	0.10
3	-0.20	2.24	3.73	0.38
4	-0.30	3.42	5.01	0.80
5	-0.40	4.63	6.33	1.33
6	-0.50	5.89	7.73	1.98
7	-0.60	7.18	9.20	2.77
8	-0.70	8.51	10.74	3.70
9	-0.80	9.88	12.36	4.77
10	-0.80	14.94	-16.34	6.39
11	-0.90	16.34	-14.65	4.71
12	-1.00	17.79	-12.88	3.18
13	-1.10	19.27	-11.04	1.82
14	-1.20	20.79	-9.13	0.63
15	-1.40	23.95	-5.08	-1.19
16	-1.50	25.58	-2.94	-1.81
17	-1.60	27.26	-0.73	-2.23

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.79	2.23	0.11
3	-0.20	1.62	4.17	0.42
4	-0.30	2.47	5.55	0.89
5	-0.40	3.35	6.76	1.48
6	-0.50	4.25	8.05	2.19
7	-0.60	5.18	9.40	3.02
8	-0.70	6.14	10.83	3.98
9	-0.80	7.13	12.33	5.08
10	-0.80	12.29	-16.93	6.73
11	-0.90	13.31	-15.35	5.00
12	-1.00	14.35	-13.70	3.43
13	-1.10	15.42	-11.97	2.01
14	-1.20	16.52	-10.17	0.77
15	-1.40	18.80	-6.35	-1.20
16	-1.50	19.98	-4.32	-1.91
17	-1.60	21.18	-2.22	-2.42

Combinazione n° 10 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.95	0.88	0.04
3	-0.20	1.93	1.54	0.15
4	-0.30	2.94	1.97	0.31
5	-0.40	3.99	2.22	0.49
6	-0.50	5.07	2.43	0.68
7	-0.60	6.18	2.72	0.89
8	-0.70	7.33	3.06	1.12
9	-0.80	8.50	3.47	1.37
10	-0.80	9.92	-4.54	1.82
11	-0.90	11.13	-4.07	1.30
12	-1.00	12.37	-3.53	0.82
13	-1.10	13.65	-2.93	0.38
14	-1.20	14.96	-2.27	-0.01
15	-1.40	17.68	-0.75	-0.60
16	-1.50	19.08	0.11	-0.80
17	-1.60	20.52	1.03	-0.92

Combinazione n° 11 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.95	0.86	0.04
3	-0.20	1.93	1.49	0.15
4	-0.30	2.94	1.89	0.30
5	-0.40	3.99	2.10	0.47
6	-0.50	5.07	2.29	0.65
7	-0.60	6.18	2.54	0.84
8	-0.70	7.33	2.85	1.05
9	-0.80	8.50	3.22	1.28
10	-0.80	9.83	-4.32	1.71
11	-0.90	11.05	-3.88	1.20
12	-1.00	12.29	-3.38	0.74
13	-1.10	13.57	-2.81	0.31
14	-1.20	14.87	-2.18	-0.06
15	-1.40	17.59	-0.73	-0.64
16	-1.50	19.00	0.09	-0.84
17	-1.60	20.44	0.98	-0.96

Combinazione n° 12 - SLEQ

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.95	0.86	0.04
3	-0.20	1.93	1.49	0.15
4	-0.30	2.94	1.89	0.30
5	-0.40	3.99	2.10	0.47
6	-0.50	5.07	2.29	0.65
7	-0.60	6.18	2.54	0.84
8	-0.70	7.33	2.85	1.05
9	-0.80	8.50	3.22	1.28
10	-0.80	9.83	-4.32	1.71
11	-0.90	11.05	-3.88	1.20
12	-1.00	12.29	-3.38	0.74
13	-1.10	13.57	-2.81	0.31
14	-1.20	14.87	-2.18	-0.06
15	-1.40	17.59	-0.73	-0.64
16	-1.50	19.00	0.09	-0.84
17	-1.60	20.44	0.98	-0.96

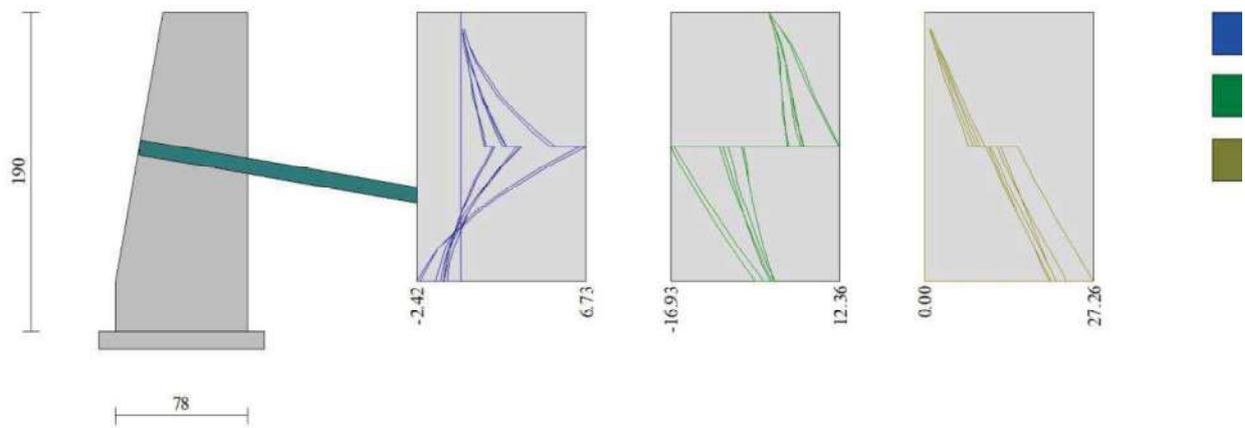


Fig. 9 - Paramento (Inviluppo)

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

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

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
2	Spinta statica	11.39	21.33	10.61	4.14	0.00	-1.29
	Incremento di spinta sismica		21.92	20.42	7.97	0.00	-0.95
	Peso/Inerzia muro			8.03	24.86/4.02	-0.34	-1.06
	Resistenza passiva terreno antistante			-0.51			
	Diagramma correttivo			1.38		0.00	-0.08
	Resistenza tiranti			-42.70	7.53	-0.64	-0.80

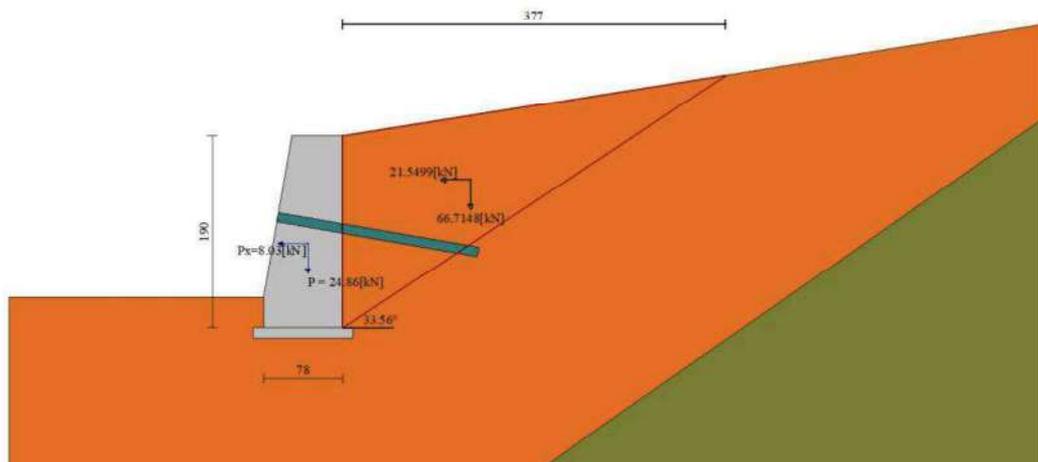


Fig. 10 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

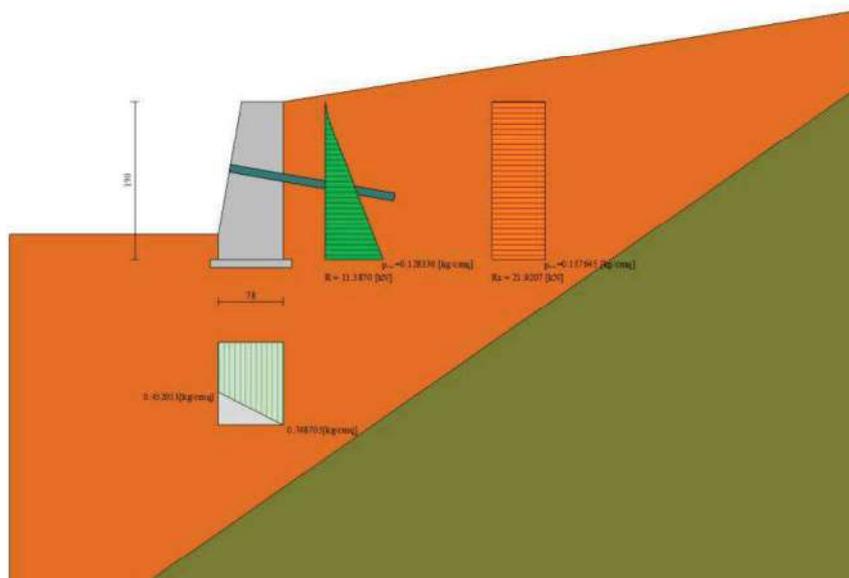


Fig. 11 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

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 _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

	Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)			3.031		3.398			
2 - STR (A1-M1-R3)		H + V	1.580		2.227			
3 - STR (A1-M1-R3)		H - V	1.519		2.528			
4 - GEO (A2-M2-R2)						2.915		
5 - GEO (A2-M2-R2)		H + V				1.949		
6 - GEO (A2-M2-R2)		H - V				1.924		
7 - EQU (A1-M1-R3)				2.730				
8 - EQU (A1-M1-R3)		H + V		1.675				
9 - EQU (A1-M1-R3)		H - V		1.614				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

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

	n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
3 - STR (A1-M1-R3) H - V		17.06	0.51	0.00	--	42.70	60.28	39.69	1.519

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

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

	n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
2 - STR (A1-M1-R3) H + V		46.06	102.56	85.47	2.227

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_c$ 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 [kN/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	ry
2	23.942 13.199	0.707 0.707	1.125 1.063	-- --	-- --	-- --	-- --	-- --	-- --	0.800	1.000

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	ry
	9.463	0.221	1.063	--	--	--	--				

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kg/cm ²]
2	0.30	0.78	0.64	27.95	27.00	0.05

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	52.86	32.75	1.614

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 [m]	R [m]	FS
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2.00; 0.00	2.77	1.924

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 [kN]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
 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/cm²]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cm²]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kg/cm ²]	u [kg/cm ²]	Tx; Ty [kN]
1	2.35	0.00	0.00	0.77 - 0.20	79.000	27.000	0.03	0.000	0.76; 0.00
2	4.93	0.00	0.00	0.20	63.344	27.000	0.03	0.000	
3	6.10	0.00	0.00	0.20	55.045	27.000	0.03	0.000	
4	6.95	0.00	0.00	0.20	48.266	27.000	0.03	0.000	
5	7.68	0.00	0.00	0.20	42.308	27.000	0.03	0.000	
6	8.31	0.00	0.00	0.20	36.878	27.000	0.03	0.000	
7	7.75	0.00	0.00	0.20	31.813	27.000	0.03	0.000	
8	4.27	0.00	0.00	0.20	27.015	27.000	0.03	0.000	
9	3.60	0.00	0.00	0.20	22.415	27.000	0.03	0.000	
10	3.88	0.00	0.00	0.20	17.964	27.000	0.03	0.000	
11	4.09	0.00	0.00	0.20	13.624	27.000	0.03	0.000	
12	4.24	0.00	0.00	0.20	9.362	27.000	0.03	0.000	
13	4.34	0.00	0.00	0.20	5.152	27.000	0.03	0.000	
14	4.38	0.00	0.00	0.20	0.970	27.000	0.03	0.000	
15	4.37	0.00	0.00	0.20	-3.207	27.000	0.03	0.000	
16	4.30	0.00	0.00	0.20	-7.401	27.000	0.03	0.000	
17	4.17	0.00	0.00	0.20	-11.636	27.000	0.03	0.000	
18	3.98	0.00	0.00	0.20	-15.936	27.000	0.03	0.000	
19	3.73	0.00	0.00	0.20	-20.331	27.000	0.03	0.000	
20	3.42	0.00	0.00	0.20	-24.857	27.000	0.03	0.000	
21	3.03	0.00	0.00	0.20	-29.555	27.000	0.03	0.000	
22	2.55	0.00	0.00	0.20	-34.486	27.000	0.03	0.000	
23	1.98	0.00	0.00	0.20	-39.731	27.000	0.03	0.000	
24	1.28	0.00	0.00	0.20	-45.418	27.000	0.03	0.000	
25	0.42	0.00	0.00	-4.27 - 0.20	-49.786	27.000	0.03	0.000	

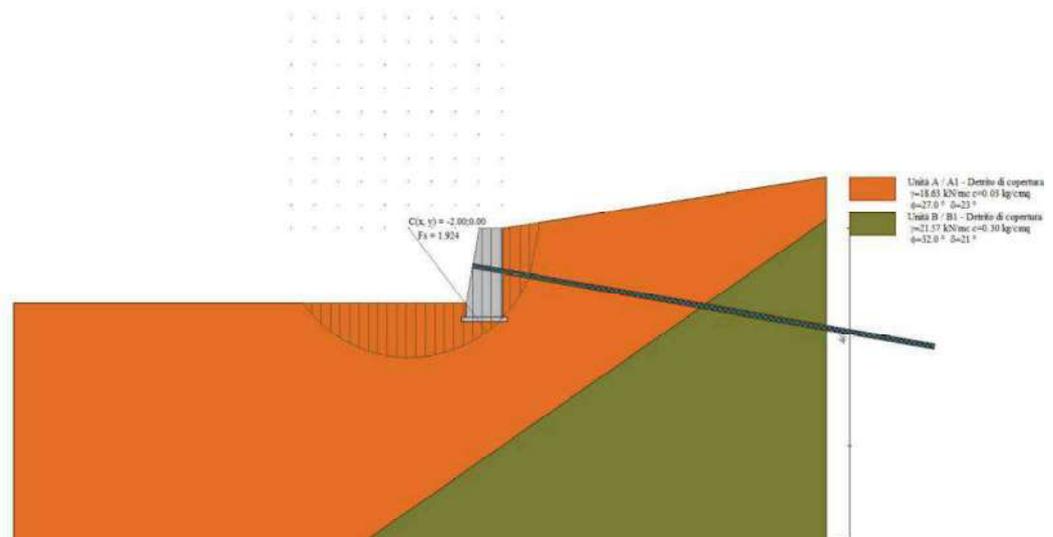


Fig. 12 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Cedimenti

Simbologia adottata

- Ic Indice combinazione
- X, Y Punto di calcolo del cedimento, espressa in [m]
- w Cedimento, espressa in [cm]
- dw Cedimento differenziale, espressa in [cm]

Ic	X; Y [m]	w [cm]	dw [cm]
10	-0.78; -1.90	0.652	0.000
10	-0.39; -1.90	0.899	0.247
10	0.00; -1.90	0.728	0.076

Tiranti

Simbologia adottata

- It Indice tirante (tra parentesi viene indicata la posizione P: paramento, F: fondazione)
- S Ordinata sul paramento o ascissa sulla fondazione, espressa in [m]
- Ic Indice combinazione

Dettagli di calcolo

Simbologia adottata

- Lf Lunghezza bulbo fondazione necessaria ad assorbire il tiro in esercizio, espressa in [m]. In grassetto la lunghezza usata nel calcolo della resistenza
- Lt Lunghezza totale (lunghezza del bulbo di fondazione + tratto inefficace), espressa in [m]. In grassetto la lunghezza massima
- N Tiro in esercizio sul tirante, espresso in [kN]. In grassetto il tiro massimo in esercizio
- Nx/ml, Ny/ml Componente in direzione X ed Y del tiro a metro lineare, espresso in [kN]
- R Resistenza di progetto, espresso in [kN]
- Rx/ml, Ry/ml Resistenza in direzione X ed Y a metro lineare, espressa in [kN]

It	S [m]	Ic	Lf [m]	Lt [m]	N [kN]	Nx/ml [kN]	Ny/ml [kN]	R [kN]	Rx/ml [kN]	Ry/ml [kN]
1 [P]	0.80	1	3.60	6.10	20.99	12.40	2.19	70.80	12.40	2.19
		2	5.90	8.40	48.57	28.70	5.06	70.80	28.70	5.06
		3	6.00	8.50	49.52	29.26	5.16	70.80	29.26	5.16
		7	3.60	6.10	20.99	12.40	2.19	70.80	12.40	2.19
		8	5.90	8.40	48.57	28.70	5.06	70.80	28.70	5.06
		9	6.00	8.50	49.52	29.26	5.16	70.80	29.26	5.16
		10	2.70	5.20	13.55	8.01	1.41	84.96	8.01	1.41
		11	2.60	5.10	12.76	7.54	1.33	84.96	7.54	1.33
		12	2.60	5.10	12.76	7.54	1.33	84.96	7.54	1.33
		13	3.60	6.10	24.72	14.61	2.58	84.96	14.61	2.58
		14	3.50	6.00	23.28	13.75	2.43	84.96	13.75	2.43
			7.50	10.00	49.52					

Verifica di resistenza allo sfilamento

Simbologia adottata

- R1 Resistenza allo sfilamento del tirante dal terreno, espressa in [kN]
- R2 Resistenza di aderenza malta-armatura, espressa in [kN]

R3 Resistenza malta, espressa in [kN]
 R Resistenza (minimo tra R1, R2 e R3), espressa in [kN]
 N Tiro in esercizio sul tirante, espresso in [kN]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto R/N)

It	S [m]	Ic	R1 [kN]	R2 [kN]	R3 [kN]	R [kN]	N [kN]	FS
1 [P]	0.80	1	70.80	1240.43	4385.81	70.80	20.99	3.373
		2	70.80	1240.43	4385.81	70.80	48.57	1.458
		3	70.80	1240.43	4385.81	70.80	49.52	1.430
		7	70.80	1240.43	4385.81	70.80	20.99	3.373
		8	70.80	1240.43	4385.81	70.80	48.57	1.458
		9	70.80	1240.43	4385.81	70.80	49.52	1.430
		10	84.96	1240.43	4385.81	84.96	13.55	6.268
		11	84.96	1240.43	4385.81	84.96	12.76	6.658
		12	84.96	1240.43	4385.81	84.96	12.76	6.658
		13	84.96	1240.43	4385.81	84.96	24.72	3.436
		14	84.96	1240.43	4385.81	84.96	23.28	3.650

Verifica delle tensioni massime nell'armatura del tirante

Simbologia adottata

N_{MAX} Tiro massimo in esercizio sul tirante, espresso in [kN]
 A Area del tirante, espresso in [cmq]
 σ_f Tensione nel tirante (N_{MAX}/A), espresso in [kg/cmq]
 σ_{lim} Tensione limite dell'acciaio del tirante, espresso in [kg/cmq]

It	S [m]	N _{MAX} [kN]	A [cmq]	σ _f [kg/cmq]	σ _{lim} [kg/cmq]
1 [P]	0.80	49.52	6.16	820.02	4347.83

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n° Indice della sezione
 X Posizione della sezione, espresso in [m]
 N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.79	1.10	0.86	2.23	0.04	0.11
3	-0.20	1.62	2.24	1.49	4.17	0.15	0.42
4	-0.30	2.47	3.42	1.89	5.55	0.30	0.89
5	-0.40	3.35	4.63	2.10	6.76	0.47	1.48
6	-0.50	4.25	5.89	2.29	8.05	0.65	2.19
7	-0.60	5.18	7.18	2.54	9.40	0.84	3.02
8	-0.70	6.14	8.51	2.85	10.83	1.05	3.98
9	-0.80	7.13	9.88	3.22	12.36	1.28	5.08
10	-0.80	9.83	14.94	-16.93	-4.32	1.71	6.73
11	-0.90	11.05	16.34	-15.35	-3.88	1.20	5.00
12	-1.00	12.29	17.79	-13.70	-3.38	0.74	3.43
13	-1.10	13.57	19.27	-11.97	-2.81	0.31	2.01
14	-1.20	14.87	20.79	-10.17	-2.18	-0.06	0.77
15	-1.40	17.59	23.95	-6.35	-0.73	-1.20	-0.43
16	-1.50	19.00	25.58	-4.32	0.11	-1.91	-0.67
17	-1.60	20.44	27.26	-2.22	1.19	-2.42	-0.80

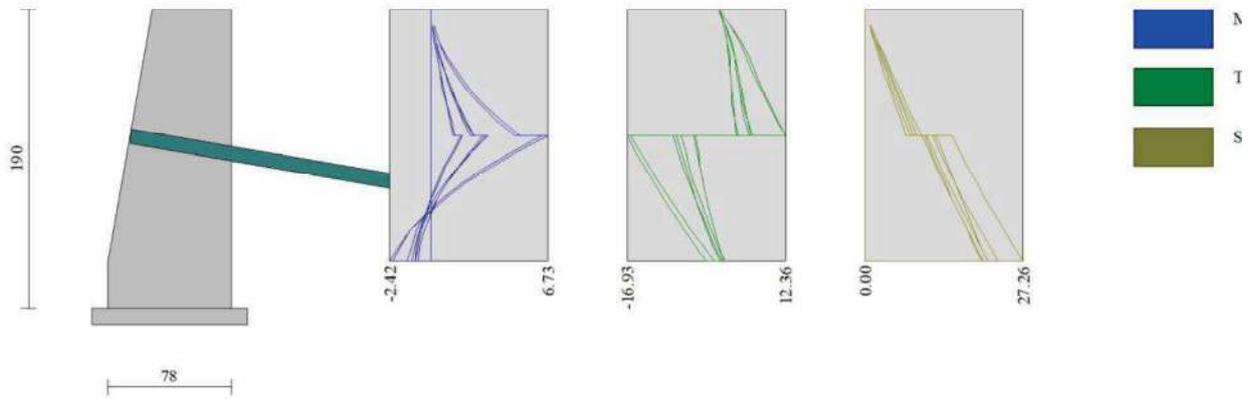


Fig. 13 - Paramento

Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Tiranti

Tiranti con tondini

Simbologia adottata

n°	Indice della fila
n	numero tiranti della fila
nt - At	numero tondini e diametro, espressa in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]
V _{cls}	Volume calcestruzzo/malta espresso in [mc]

n°	Tipologia	n	nt - d [mm]	L [m]	P [kN]	V [mc]
1	Tirante passivo	6	1 - 28.00	10.00	0.4740	0.07
	Totale				2.8442	0.44

Computo metrico

	U.M.	Quantità	Prezzo unitario [Euro]	Importo [Euro]
Calcestruzzo in fondazione	[mc]	2.35	61.97	145.40
Calcestruzzo magro	[mc]	0.98	46.48	45.65
Casseformi	[mq]	32.25	13.94	449.52
Scavo a sezione obbligata	[mc]	2.35	9.30	21.82
Pietrame riempimento	[mc]	10.26	20.00	205.14
Totale muro				867.54
Malta tiranti	[mc]	0.44	60.20	26.60
Acciaio per tondini	[kN]	2.8442	0.90	261.02
Totale tiranti				287.62
Totale				1155.15

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.
- Progetto e verifica della lunghezza di ancoraggio dei tiranti.

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)
Utente	L.A.B. INGEGNERIA SOCIETA' COOPERATIVA
Licenza	AIU57732D

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.

Luogo e data

Il progettista
()

MURATURA / CHIAVE E TIRANTE

– INT.05

Relazione di calcolo del tirante

Il tirante è stato calcolato seguendo le prescrizioni delle vigenti normative (D.M. 17/01/2018 e Circolare 7/2019)

1. Dati

1.1 Dati geometrici e carichi

1.1.1 Dati relativi al cavo

Tipo di sezione: Circolare
Lunghezza del cavo: 1000 cm
Diametro del cavo: 32 mm

1.1.2 Dati relativi al capochiave

Tipo di sezione: A paletto
Lato lungo: 60 cm
Lato corto: 3.5 cm
Altezza del paletto: 60 mm
Angolo di inclinazione: 45°

1.1.3 Dati relativi alla muratura

Spessore: 50 cm

1.2 Materiali

1.2.1 Muratura

Parametri di calcolo della muratura						
E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	fd [daN/cm ²]	fvd0 [daN/cm ²]	tau [daN/cm ²]	ftd [daN/cm ²]	w [daN/mc]
26250	8750	50.000	0.800	1.200	0.800	1900

1.2.2 Acciaio

Parametri di calcolo dell'acciaio							
Cavo				Capochiave			
E [daN/cm ²]	fy [daN/cm ²]	Peso specifico [daN/mc]	deformazione limite [%]	E [daN/cm ²]	fy [daN/cm ²]	Peso specifico [daN/mc]	deformazione limite [%]
2100000	5000	7850	1.00	2100000	2750	7850	1.00

2. Risultati

2.1 Resistenza del tirante

La resistenza del tirante si ottiene dalla resistenza minima del cavo, della muratura (punzonamento) e della chiave.

Resistenza del tirante		
Resistenza del cavo [daN]	Resistenza della muratura (punzonamento) [daN]	Resistenza della chiave [daN]
30788	13080	6581

Il tirante resiste per una forza di trazione pari a 6581 daN. Dai risultati si evince che la rottura è fragile.

2.2 Deformabilità del tirante

La rottura del tirante è di tipo fragile per cui il cavo è ancora in fase elastica. Il valore della deformazione è 0.39 cm.

2.3 Tensione raggiunta nel tirante

Tensione massima raggiunta			
Cavo	Capochiave		
Tensione normale [daN/cm²]	Tensione normale [daN/cm²]	Tensione tangenziale [daN/cm²]	Tensione ideale [daN/cm²]
1069	2350	823	2749