Studio Tecnico TR3
Ing. Civile e Ambientale iunior Fabio Ravera
Corso G. Garibaldi, 189 - 18038 Sanremo
Tel 0184 996615 - Cell 333 1692217
E-mail: fabioravera@studiotecnicotr3.it
PEC: fabio.ravera@ingpec.eu

Firmato digitalmente da
FABIO RAVERA
SerialNumber = TINIT-RVRFBA75M25I138X
C = IT
Data e ora della firma: 07/01/2026 16:40:31

COMUNE DI IMPER

PROVINCIA DI IMPERIA

VERIFICA DI ASSOGGETTABILITA' ALLA VIA (SCREENING)

REALIZZAZIONE DI UN TRATTO DI ARGINATURA LUNGO IL TORRENTE PRINO

Numero tavola: V13

Titolo elaborato: Relazione di calcolo delle strutture

Tecnici
Ing. Civile Ambientale iunior Fabio Ravera

Collaborazione: Ing. Civile e Ambientale Iunior Silvia Redaelli

Committente
Centro Petroli Impianti S.r.l.

Spazio per annotazioni ente

CODICE FILE	CODICE ELAB.	REVISIONE	SCALA:
COPERTINA.DWG	VACPRLS13OR	X	X

REV.	DESCRIZIONE	DATA
	Emissione	Dicembre 2025
1		
2		

INDICE

Pag.

1. PREMESSA 1

2. OPERE IN PROGETTO 1

3. INQUADRAMENTO NORMATIVO 1

4. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI 2

5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE STRUTTURE 4

5.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 4
5.2 MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA 4
5.3 ANALISI DEI CARICHI 5
5.4 CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURE 6
5.5 VERIFICA DI STABILITÀ 49

1.PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle strutture è redatta a corredo della Verifica di Assoggettabilità alla VIA (Screening) inerente i lavori di "REALIZZAZIONE DI UN TRATTO DI ARGINATURA LUNGO IL TORRENTE PRINO" in Comune di Imperia.
In tale elaborato, dopo una breve descrizione delle opere e dei terreni, sono riportate le verifiche strutturali inerenti il nuovo argine in sponda sinistra del Torrente Prino.

2.OPERE IN PROGETTO

Il progetto oggetto della presente prevede la realizzazione di un nuovo argine sulla sponda sinistra del Torrente Prino, appena a valle del viadotto autostradale.
La scogliera in progetto sarà realizzata per una lunghezza complessiva di circa 60,00 m, a partire dal viadotto autostradale sino allo scarico di una tubazione interrata. Per continiutà e per garantire le necessarie caratteristiche di sicurezza e resistenza sarà realizzata con massi naturali di III categoria intasati con calcstruzzo.
La scogliera sarà considerata come un muro a gravità con peso proprio pari alla media dei singoli pesi propri degli elementi che la compongono, calcestruzzo e massi naturali.
La scogliera presenta paramento inclinato di 25° rispetto alla verticale con altezza massima di 4,00 m, spessore in testa di 1,5 m ed alla base di 2,5 m e piede di fondazione di 2,50 m di ampiezza e 1,5 m di altezza.

3.INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il D.G.R. n. 1362 del 19/11/2010 ad oggetto "D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni ha aggiornato la classificazione sismica del territorio della Regione Liguria" e ha suddiviso il territorio ligure in due classi di pericolosità principali, la zona 3 (bassa pericolosità) e la zona 4 (molto bassa pericolosità) ed una sottozona relativa alla classe 3 (zona 3S = bassa pericolosità).
Con successiva L.R. 50/2012 (modifica della L.R. 29/1983) il comune di Imperia è stato inserito in zona 2.
Le opere strutturali nei territori comunali inseriti in zona 2 devono ottenere "Autorizzazione sismica preventiva" per tutte le opere escluse dall'allegato A e B della DGR n. 812/2020.
L'inquadramento degli interventi edilizi e delle opere è stato individuato ai sensi del DGR n. 812/2020.
In tale documento sono definiti gli interventi:

- Privi di rilevanza ai fini sismici;
- Usuali ai fini sismici.

Gli interventi previsti nel presente progetto rispetto alla succitata DGR possono essere ricondotti alle opere al punto 6 dell'Allegato A:
"opere idrauliche riconducibili alle tipologie di argini, opere spondali di sostegno, briglie, soglie, traverse, canali, pennelli e scogliere, con le seguenti caratteristiche:

a. *con pali e/o tiranti e/o palancole: opere di altezza massima, esclusa la fondazione, ≤ 3 [m];*
b. *senza pali e/o tiranti e/o palancole: opere di altezza massima, esclusa la fondazione, > 1,5 [m] e ≤ 3 [m];"*

La scogliera in progetto presenta altezza fuori terra, esclusa la fondazione, pari a 4,00 m. Questo determina che l'opera non rientra fra quelle riportate nella DGR 812/2020 e sarà quindi soggetta all'iter dell'Autorizzazione sismica preventiva.

4.CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

La caratterizzazione dei terreni è stata effettuata basandosi sui dati riportati nella relazione geologica a corredo del progetto, redatta dal Geol. Andrea Guardiani.
Le stratigrafie ed i parametri geologici di riferimento, i cui valori sono riportati di seguito, sono stati dedotti mediante indagini geofisiche. Le specifiche stratigrafie ed i parametri geologici impiegati per il dimensionamento degli elementi strutturali sono invece riportati direttamente nei capitoli relativi al calcolo delle strutture.

Terreno superficiale antropico		*Alluvioni mobili e/o sup.*
$\gamma =$ 16,1 – 20,2 kN/m^3	(peso di volume)	$\gamma =$ 18,1 – 22,3 kN/m^3
$\varphi =$ 27 – 33°	(angolo di attrito)	$\varphi =$ 28 – 35°
c = 0 – 3 KPa	(coesione)	c = 0 – 6 KPa
Depositi alluvionali sottostanti		
$\gamma =$ 18,8 – 23,8 kN/m^3	(peso di volume)	
$\varphi =$ 28 – 38°	(angolo di attrito)	
c = 2 – 12 KPa	(coesione)	

NTC 2018 → riferibile ai suoli di **categoria E,** con coefficiente topografico **T1**.

Si specifica che, in relazione alla tabella di cui al paragrafo 2.4.1 delle N.T.C, tutte le opere in progetto sono classificabili come “Tipo 2”, ossia caratterizzate da un valore minimo della Vita nominale V_N di progetto corrispondente a 50 anni. La classe d’uso, per ogni opera, risulta essere la II (Tab. 2.4.2 delle N.T.C.), ossia caratterizzata da un coefficiente d’uso Cu pari a 1. Il periodo di riferimento per l’azione sismica V_R ammonta pertanto a $V_R = V_N \times Cu = 50$ anni.

Nel seguito si riportano le coordinate ed i parametri ed i coefficienti sismici di riferimento:

Sito in esame.

latitudine:	*43,87463*
longitudine:	*7,997489*
Classe:	*2*
Vita nominale:	*50*

Siti di riferimento

Sito 1	*ID: 19123*	*Lat: 43,8541*	*Lon: 7,9411*	*Distanza: 5066,736*
Sito 2	*ID: 19124*	*Lat: 43,8573*	*Lon: 8,0102*	*Distanza: 2176,105*
Sito 3	*ID: 18902*	*Lat: 43,9072*	*Lon: 8,0057*	*Distanza: 3685,195*
Sito 4	*ID: 18901*	*Lat: 43,9040*	*Lon: 7,9365*	*Distanza: 5876,916*

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	*E*	
Categoria topografica:	*T1*	
Periodo di riferimento:	*50anni*	
Coefficiente cu:	*1*	
Operatività (SLO):		
Probabilità di superamento:	*81*	*%*
Tr:	*30*	*[anni]*

ag:	*0,026 g*	
Fo:	*2,550*	
Tc:*	*0,188*	*[s]*

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	*63*	*%*
Tr:	*50*	*[anni]*
ag:	*0,039 g*	
Fo:	*2,626*	
Tc:*	*0,208*	*[s]*

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	*10*	*%*
Tr:	*475*	*[anni]*
ag:	*0,149 g*	
Fo:	*2,431*	
Tc:*	*0,289*	*[s]*

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	*5*	*%*
Tr:	*975*	*[anni]*
ag:	*0,201 g*	
Fo:	*2,470*	
Tc:*	*0,305*	*[s]*

Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018

SLO:

Ss:	*1,600*
Cc:	*2,250*
St:	*1,000*
Kh:	*0,000*
Kv:	*0,000*
Amax:	*0,415*
Beta:	*0,000*

SLD:

Ss:	*1,600*
Cc:	*2,150*
St:	*1,000*
Kh:	*0,029*
Kv:	*0,015*
Amax:	*0,607*
Beta:	*0,470*

SLV:

Ss:	*1,600*
Cc:	*1,890*
St:	*1,000*
Kh:	*0,091*
Kv:	*0,045*
Amax:	*2,344*
Beta:	*0,380*

SLC:

Ss:	*1,450*
Cc:	*1,850*
St:	*1,000*
Kh:	*0,000*
Kv:	*0,000*
Amax:	*2,858*
Beta:	*0,000*

5.DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE STRUTTURE

5.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

-Legge 5 Novembre 1971 nr. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

-D.M. 14 Novembre 1987 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in muratura e per il loro consolidamento" (impiegato per il progetto simulato)

-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. 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" e successiva circolare esplicativa;

-D.M. 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le costruzioni" e relativa circolare esplicativa del febbraio 2019

-DGR 812/2020 del 05/08/2020 - Approvazione criteri ed indirizzi anche procedurali in materia di interventi;

5.2 MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

- **Calcestruzzo**
  - Classe di resistenza C25/30
  - Classe di esposizione XC2
  - Resistenza caratteristica a compressione Rck = 30 N/mm²
  - Resistenza cilindrica caratteristica a compressione fck = 25 N/mm²

- **Massi naturali:**

  I massi naturali sono elementi lapidei di origine naturale, ottenuti mediante estrazione da cave o affioramenti rocciosi, senza subire lavorazioni artificiali, se non eventuali piccoli spianamenti necessari per facilitarne la posa. Si tratta in genere di blocchi di roccia dalla forma irregolare, con peso variabile da poche decine di chilogrammi fino a diverse tonnellate. Indipendentemente dall'origine, i massi devono presentare una struttura sana, priva di alterazioni e caratterizzata da un'elevata capacità di resistere agli agenti atmosferici e meccanici.

  Dal punto di vista fisico-meccanico, è fondamentale che il materiale impiegato sia dotato di buona resistenza a compressione, limitata porosità e ridotta suscettibilità ai cicli di gelo e disgelo. L'assenza di fratture significative, fessurazioni aperte o porzioni degradate garantisce una maggiore stabilità nel tempo, soprattutto quando i massi vengono impiegati in contesti soggetti a sollecitazioni dinamiche, come opere idrauliche o scogliere esposte a moto ondoso. In generale, si preferiscono pietre compatte e omogenee, capaci di mantenere nel tempo le proprie caratteristiche di durabilità e affidabilità strutturale.

  Dal punto di vista geometrico, i massi devono avere dimensioni adeguate alle esigenze progettuali. Non è richiesta una forma regolare, ma devono comunque presentare superfici di appoggio tali da assicurare una posa stabile e un sufficiente incastro tra gli elementi contigui. Le dimensioni possono essere valutate sia in termini metrici sia tramite il peso, che costituisce uno dei principali criteri di classificazione. È infatti usuale distinguere i massi in categorie di peso, generalmente così articolate:

  - I categoria: massi di piccole dimensioni, con peso indicativo compreso tra 50 e 200 kg;
  - II categoria: massi di peso intermedio, tipicamente tra 200 e 500 kg;
  - III categoria: massi medio-grandi, con peso compreso tra 500 e 1.000 kg;

- IV categoria: massi di grande dimensione, con peso superiore a 1.000 kg e fino a diverse tonnellate.

Per quanto riguarda la provenienza, i massi devono essere selezionati da cave regolarmente autorizzate o da siti naturali che rispondano alle normative vigenti in materia ambientale ed estrattiva. Prima dell'impiego è opportuno effettuare una verifica preliminare, sia visiva sia documentale, al fine di accertare la qualità del materiale. La Direzione Lavori può richiedere prove di laboratorio su campioni rappresentativi, per confermare le caratteristiche geotecniche e fisico-meccaniche della roccia. Inoltre, è necessario verificare che il materiale non presenti parti alterate, superfici friabili o inclusioni di scarsa qualità. Infine, qualora richiesto dalla normativa o dal progetto, i massi devono rispettare specifici criteri di conformità ambientale, come i test di cessione.

5.3 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente paragrafo si riportano i criteri alla base dell'analisi dei carichi effettuata.

Innanzitutto, il peso proprio degli elementi strutturali è stato valutato in ragione del peso specifico γ del materiale, calcestruzzo e massi naturali.

A tergo della scogliera è previsto un riempimento mediante materiale di scavo che sarà adeguatamente compattato, per il calcolo di tale carico sono stati impiegati gli specifici parametri geotecnici desunti dalla relazione geologica e soprariportati.

Sul terreno a monte della scogliera, seppur non accessibile ai mezzi in condizioni di esercizio della futura attività in progetto, a favore di sicurezza, è stato considerato il carico uniformemente distribuito previsto dalle N.T.C. per la "Categoria G", aree a parcheggio, pari a 5 kN/m^2, come riportato nella Tabella 3.1.II delle N.T.C.

È stata considerata anche l'azione sismica, valutata in base alle accelerazioni di progetto previste per la zona di intervento.

5.4 CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Di seguito si riportano i metodi di calcolo e le relative relazioni redatte mediante idonei programmi. In particolare i dimensionamenti e le verifiche delle strutture sono stati eseguiti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, nel rispetto delle normative di riferimento, usufruendo dei software "MDC" per i calcoli strutturali della scogliera e "Slope" per la verifica a stabilità della stessa, software entrambi prodotti dalla "GEOSTRU".

Il programma MDC esegue il calcolo dei muri di sostegno secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle sollecitazioni sulla mensola in elevazione;
- Calcolo delle sollecitazioni sul piano di spinta verticale a monte della fondazione;
- Verifica a ribaltamento, scorrimento, carico limite;
- Progetto delle armature;
- Verifica di stabilità globale.

Calcolo della spinta attiva con Coulomb
Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.
Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad 1/3 H di valore

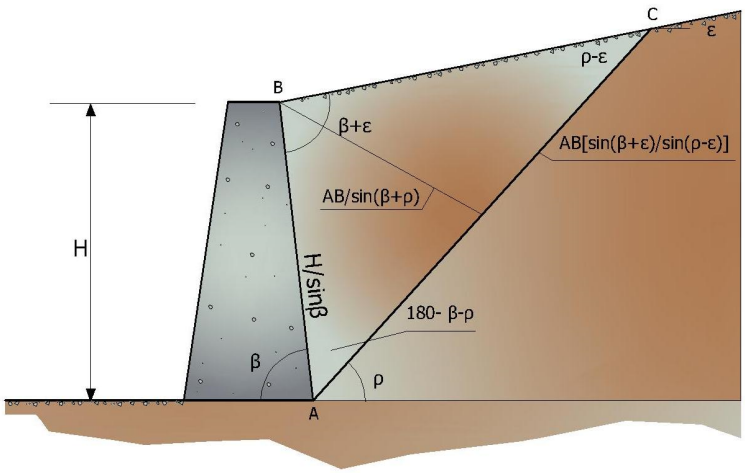
$$S_t = \frac{1}{2}\gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}}\right]^2}$$

Valori limite di K_a:

d < (b-ϕ-e) secondo Muller-Breslau
g_t= Peso unità di volume del terreno;
b= Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
j= Angolo di resistenza al taglio del terreno;
d= Angolo di attrito terra-muro;
e= Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
H= Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se e = d = 0 e b = 90° (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2}\frac{(1-\sin\varphi)}{(1+\sin\varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2}\tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.
In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos\varepsilon\frac{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo e, di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo b, di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h}\right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right);\ k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove
S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;
ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

β_m = 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
β_m = 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).
Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente βm possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.
Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{max}= Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g= Accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S= coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T.
a_g= accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-PVR)}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

a_{gR}= Accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante;
γ_I= Fattore di importanza;
S= Soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E);
$a_g = a_{gR}\gamma_I$ è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h, e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Effetto dovuto alla coesione
La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_C come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\varepsilon)}}{\gamma}$$

dove
Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_C < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a H/2.

Carico uniforme sul terrapieno
Un carico Q, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q:

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

Spinta attiva in condizioni sismiche
In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2}\gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove:

H= Altezza muro;
k_v= Coefficiente sismico verticale;
g= Peso per unità di volume del terreno;
K= Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
E_{ws}= Spinta idrostatica dell'acqua;
E_{wd}= Spinta idrodinamica.
Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica E_{wd} = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$tg\,\vartheta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica
La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z, sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo g_t con g'_t ($g'_t = g_{saturo} - g_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva
Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}}\right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di d pari a:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

VESIC - Analisi a breve termine

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

A' = B'L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u= Coesione non drenata;

q= Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c= Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

d_c= Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \ \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

i_c= Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f= Area efficace della fondazione;

c_a= Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC - Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \le c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cdot \cot\varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot \left(N_q + 1\right) \cdot \tan\varphi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \cdot \tan\varphi'$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per forma rettangolare

$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$ per forma rettangolare, quadrata o circolare

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi \cdot \left(1 - \sin\varphi\right) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN - Analisi a breve termine

$$\frac{R}{A'} \le (2+\pi)\cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u= Coesione non drenata;

q= Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c= Fattore di forma, s_c = 0 per fondazioni nastriformi;

d_c= Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \ \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

i_c= Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f= Area efficace della fondazione;

c_a= Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

HANSEN- Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \le c'\cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q'\cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma'\cdot B'\cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cdot \cot\varphi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1)\cdot \tan\varphi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\cdot \tan\varphi'$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per forma rettangolare

$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B'}{L'}$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

$s_c = s_q = s_\gamma = 1$ per fondazione nastriforme

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

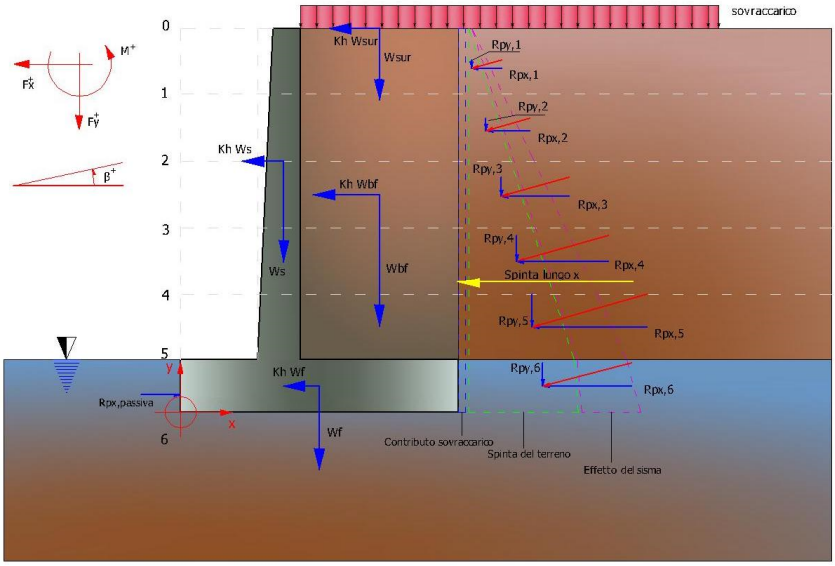
$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.



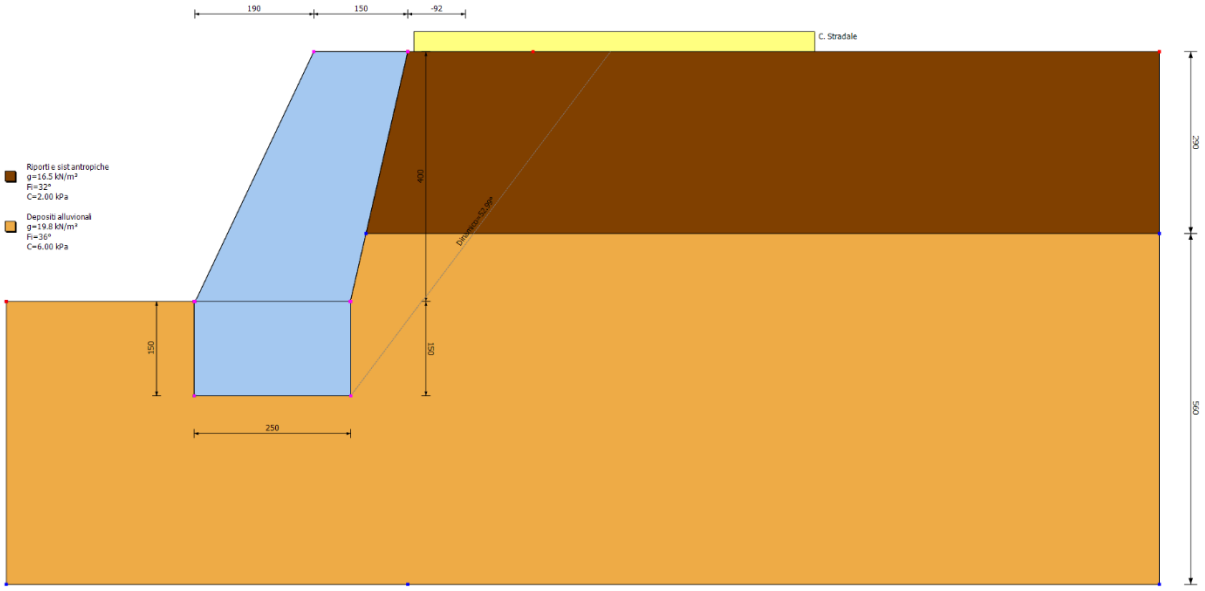
Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n-tratti.

Convenzione segni

Forze verticali positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali positive se dirette da monte verso valle;
Coppie positive se antiorarie;
Angoli positivi se antiorari.



Dati generali

Descrizione	Centro Petroli_Prino
Comune di	Imperia
Tecnico	Ing. Civile e Ambientale Iunior Fabio Ravera
Data	14/10/2025 09:10:57
Condizioni ambientali	Ordinarie
Zona	Imperia
Lat./Long. [WGS84]	43.8731912/7.9945386

Normativa GEO:
D.M. 17 gennaio 2018 e CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617

Normativa STR:
D.M. 17 gennaio 2018 e CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617

Spinta	Mononobe & Okabe

Dati generali muro

Altezza muro	400.0 cm
Spessore testa muro	150.0 cm
Risega muro lato valle	190.0 cm
Risega muro lato monte	-92.0 cm
Sporgenza mensola a valle	1.0 cm
Sporgenza mensola a monte	1.0 cm
Svaso mensola a valle	0.0 cm
Altezza estremità mensola a valle	150.0 cm
Altezza estremità mensola a monte	150.0 cm

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: E
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,255	2,55	0,188
S.L.D.	50,0	0,382	2,626	0,208
S.L.V.	475,0	1,461	2,431	0,289
S.L.C.	975,0	1,971	2,47	0,305

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe II

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,408	0,0	0,0	0,0
S.L.D.	0,6112	0,47	0,0293	0,0146
S.L.V.	2,3376	0,38	0,0906	0,0453
S.L.C.	2,8656	0,0	0,0	0,0

Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati

Peso specifico muro 24 KN/m³
Resistenza a compressione di calcolo 9.81 N/mm²
Resistenza a trazione di calcolo 1 N/mm²

Copriferro, Elevazione 3.0 cm
Copriferro, Fondazione 3.0 cm
Copriferro, Dente di fondazione 3.0 cm

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione	
1	290	0	16.50	32	2.00	20	No		Riporti e sist antropiche	
2	560	0	19.80	36	6.00	22	Si		Depositi alluvionali	

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
C. Stradale	10.0	650.0	5.0	5.0	0.0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3 (GEO ribaltamento)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.30
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00

7	C. Stradale	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A_Unitari+M1+RSLV (SISMA)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A1+M1+R3 (STR)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.30
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.30

4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A1+M1+R3 (GEO capacità port.)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.30
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.30
4	Spinta falda	1.30
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A1+M1+R3 (GEO scorrimento)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.30
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

SLE Rara

Nr.	Azioni	Fattore combinazione

1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

SLE Frequente

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

SLE Quasi permanente

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	C. Stradale	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A1+M1+R3 (GEO ribaltamento) [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.0906
Coefficiente sismico verticale Kv 0.0453

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	4.92	0.64	510.13	510.3
2	470.0	390.0	6.23	0.74	427.93	428.54
3	390.0	310.0	8.16	0.9	348.42	348.8
4	310.0	260.0	6.08	0.65	284.48	284.59
5	260.0	230.0	3.36	0.15	244.12	249.23
6	230.0	150.0	14.79	-0.84	186.19	175.69

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
470.0	2.78	30.67	251.6	509.2
390.0	5.9	65.13	236.7	466.9
310.0	9.36	103.33	221.4	423.4
260.0	11.7	129.13	211.6	395.7
230.0	13.16	145.28	205.7	378.9
150.0	17.31	191.02	189.7	333.6

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
470.0	7.7	31.31	-1.77	169.6
390.0	17.04	66.51	-6.21	189.2
310.0	28.66	105.61	-12.79	208.8
260.0	37.08	132.06	-17.6	221.1
230.0	41.91	148.36	-20.45	228.4
150.0	60.84	193.26	-26.15	248.0

Tensioni - Armature parete (T.A.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
sc	Tensione calcestruzzo (N/mm²);
sft	Tensione acciaio teso (N/mm²);
sfc	Tensione acciaio compresso (N/mm²);
t	Tensione tangenziale (N/mm²);

Afv	Afm	sc	sft	sfc	t
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.02	0.01	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.05	0.02	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.07	0.03	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.08	0.04	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.09	0.04	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.1	0.05	0.0	0.03

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (250,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (250,0/550,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);

Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	32.0	2.0	0.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	36.0	6.0	0.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.06	Falda
150.0	0.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
32.0	0.28	0.35	0.08	0.23	0.15	0.07	0.04
36.0	0.24	0.39	0.16	0.2	0.14	0.13	0.1
9.05	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
22.0	0.23	0.37	0.14	0.22	0.09	0.13	0.05

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	6.57	1.71	510.09	510.11
2	470.0	390.0	7.88	1.81	428.36	429.4
3	390.0	310.0	9.81	1.98	348.68	349.45
4	310.0	260.0	7.38	1.65	284.45	284.02
5	260.0	230.0	4.23	0.87	244.26	245.25
6	230.0	150.0	16.88	0.91	186.66	203.19
7	150.0	0.0	55.61	4.07	67.79	72.6

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
150.0	0.0	19.8	180.0	36.0	22.0	6.0	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

µ	Kp	Kpx	Kpy
202.0	3.85	-3.57	-1.44

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	150.0	0.0	-83.94	-5.69	59.76	29.61

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	108.35	12.99	169.51
Peso muro	17.31	191.02	-304.62
Peso fondazione	8.15	89.99	-106.37
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	0.0	0.0
Spinte fondazione	-83.94	-5.69	-50.16
	49.87	**288.3**	**-291.64**

Momento stabilizzante	-507.31 kNm
Momento ribaltante	215.66 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	133.81 kN
Sommatoria forze verticali	293.99 kN
Coefficiente di attrito	0.73
Adesione	6.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	293.99 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	133.81 kN
Resistenza terreno	312.53 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2.12**
Traslazione verificata Csd>1.1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-507.31 kNm
Momento ribaltante	215.66 kNm

Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**2.05**

Muro verificato a ribaltamento Csv>1.15

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	49.87	kN
Somma forze in direzione y (Fy)	288.3	kN
Somma momenti	-291.64	kNm
Larghezza fondazione	250.0	cm
Lunghezza 100.0		cm
Eccentricità su B	23.84	cm
Peso unità di volume	19.8	KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	36.0	°
Coesione	6.0	kPa
Terreno sulla fondazione	150.0	cm
Peso terreno sul piano di posa	19.8	KN/m³
Nq	37.75	
Nc	50.59	
Ng	56.31	
Fattori di forma		
sq	1.36	
sc	1.37	
sg	0.8	
Inclinazione carichi		
iq	0.79	
ic	0.78	
ig	0.66	
Fattori di profondità		
dq	1.18	
dc	1.3	
dg	1.0	
Carico limite verticale (Qlim)	3698.58	kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**9.16**	

Carico limite verificato Csq>1.4

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	101.16	cm
Larghezza della fondazione	250.0	cm
x = 0.0 cm	181.30	kPa
x = 250.0 cm 49.34		kPa

Verifica sezione attacco fondazione

Larghezza sezione	248,00	cm
Eccentricità	13,53	cm
Tensione di compressione	0,10	daN/cm²
Tensione di trazione	0,05	N/mm²

A_Unitari+M1+RSLV (SISMA) [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.0906
Coefficiente sismico verticale Kv	0.0453

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);

G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	4.37	0.57	510.36	510.33
2	470.0	390.0	5.22	0.68	428.31	428.4
3	390.0	310.0	6.54	0.84	348.65	348.71
4	310.0	260.0	4.76	0.61	284.55	284.56
5	260.0	230.0	2.6	0.15	244.15	248.3
6	230.0	150.0	11.29	-0.56	186.27	173.46

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
470.0	2.78	30.67	251.6	509.2
390.0	5.9	65.13	236.7	466.9
310.0	9.36	103.33	221.4	423.4
260.0	11.7	129.13	211.6	395.7

230.0	13.16	145.28	205.7	378.9
150.0	17.31	191.02	189.7	333.6

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
470.0	7.15	31.24	-1.92	169.6
390.0	15.49	66.38	-7.09	189.2
310.0	25.49	105.42	-15.45	208.8
260.0	32.59	131.83	-22.12	221.1
230.0	36.66	148.13	-26.41	228.4
150.0	52.1	193.31	-37.94	248.0

Tensioni - Armature parete (T.A.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
sc	Tensione calcestruzzo (N/mm²);
sft	Tensione acciaio teso (N/mm²);
sfc	Tensione acciaio compresso (N/mm²);
t	Tensione tangenziale (N/mm²);

Afv	Afm	sc	sft	sfc	t
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.02	0.01	0.0	0.0
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.05	0.02	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.07	0.03	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.09	0.03	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.1	0.03	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.11	0.04	0.0	0.02

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (250,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (250,0/550,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	32.0	2.0	0.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	36.0	6.0	0.0	Falda

230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.06	Falda
150.0	0.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
32.0	0.28	0.35	0.08	0.23	0.15	0.07	0.04
36.0	0.24	0.39	0.16	0.2	0.14	0.13	0.1
9.05	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
22.0	0.23	0.37	0.14	0.22	0.09	0.13	0.05

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	6.02	1.64	510.26	510.12
2	470.0	390.0	6.87	1.75	428.71	429.37
3	390.0	310.0	8.2	1.91	348.92	349.43
4	310.0	260.0	5.98	1.41	284.53	283.86
5	260.0	230.0	3.4	0.69	244.31	245.32
6	230.0	150.0	13.27	1.19	186.82	197.69
7	150.0	0.0	42.71	3.54	67.98	72.24

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
150.0	0.0	19.8	180.0	36.0	22.0	6.0	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

µ	Kp	Kpx	Kpy

202.0	3.85	-3.57	-1.44

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	150.0	0.0	-83.94	-5.69	59.76	29.61

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	86.44	12.13	137.56
Peso muro	17.31	191.02	-304.62
Peso fondazione	8.15	89.99	-106.37
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	0.0	0.0
Spinte fondazione	-83.94	-5.69	-50.16
	27.96	**287.44**	**-323.6**

Momento stabilizzante	-505.16 kNm
Momento ribaltante	181.57 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	111.9 kN
Sommatoria forze verticali	293.13 kN
Coefficiente di attrito	0.73
Adesione	6.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	293.13 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	111.9 kN
Resistenza terreno	311.91 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2.79**

Traslazione verificata Csd>1.1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-505.16 kNm
Momento ribaltante	181.57 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**2.78**

Muro verificato a ribaltamento Csv>1.15

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	27.96 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	287.44 kN
Somma momenti	-323.6 kNm
Larghezza fondazione	250.0 cm
Lunghezza 100.0	cm
Eccentricità su B	12.42 cm

Peso unità di volume	19.8	KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	36.0	°
Coesione	6.0	kPa
Terreno sulla fondazione	150.0	cm
Peso terreno sul piano di posa	19.8	KN/m³
Nq	37.75	
Nc	50.59	
Ng	56.31	
Fattori di forma		
sq	1.32	
sc	1.33	
sg	0.82	
Inclinazione carichi		
iq	0.88	
ic	0.88	
ig	0.8	
Fattori di profondità		
dq	1.16	
dc	1.27	
dg	1.0	
Carico limite verticale (Qlim)	4686.22	kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**13.59**	

Carico limite verificato Csq>1.4

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	112.58	cm
Larghezza della fondazione	250.0	cm
x = 0.0 cm	149.26	kPa
x = 250.0 cm 80.70		kPa

Verifica sezione attacco fondazione

Larghezza sezione	248,00	cm
Eccentricità	19,63	cm
Tensione di compressione	0,11	daN/cm²
Tensione di trazione	0,04	N/mm²

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.135
Coefficiente sismico verticale Kv	0.068

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	

390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.0	0.19	0.27	0.11	0.19	0.02	0.11	0.01
7.0	0.19	0.27	0.11	0.19	0.02	0.11	0.01
7.0	0.19	0.27	0.11	0.19	0.02	0.11	0.01
7.0	0.19	0.27	0.11	0.19	0.02	0.11	0.01
9.0	0.16	0.32	0.22	0.15	0.02	0.22	0.03
9.0	0.16	0.32	0.22	0.15	0.02	0.22	0.03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	6.77	0.9	510.67	510.62
2	470.0	390.0	7.17	0.95	429.18	429.24
3	390.0	310.0	8.05	1.06	349.27	349.32
4	310.0	260.0	5.48	0.71	284.74	284.75
5	260.0	230.0	3.02	0.21	244.33	247.44
6	230.0	150.0	11.98	-0.45	186.82	168.02

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
470.0	4.14	30.67	251.6	509.2
390.0	8.79	65.13	236.7	466.9
310.0	13.95	103.33	221.4	423.4
260.0	17.43	129.13	211.6	395.7
230.0	19.61	145.28	205.7	378.9
150.0	25.79	191.02	189.7	333.6

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H

470.0	10.91	31.57	-0.7	169.6
390.0	22.73	66.97	-1.74	189.2
310.0	35.94	106.23	-3.25	208.8
260.0	44.9	132.74	-4.35	221.1
230.0	50.1	149.11	-4.86	228.4
150.0	68.25	194.4	-4.67	248.0

Tensioni - Armature parete (T.A.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
sc	Tensione calcestruzzo (N/mm²);
sft	Tensione acciaio teso (N/mm²);
sfc	Tensione acciaio compresso (N/mm²);
t	Tensione tangenziale (N/mm²);

Afv	Afm	sc	sft	sfc	t
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.02	0.02	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.04	0.03	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.06	0.05	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.07	0.05	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.07	0.06	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.08	0.07	0.0	0.03

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (250,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (250,0/550,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	32.0	2.0	0.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	36.0	6.0	0.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.06	Falda
150.0	0.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.05	0.19	0.27	0.11	0.19	0.02	0.11	0.01
7.05	0.19	0.27	0.11	0.19	0.02	0.11	0.01
7.05	0.19	0.27	0.11	0.19	0.02	0.11	0.01
32.0	0.28	0.39	0.14	0.23	0.15	0.12	0.07
36.0	0.24	0.53	0.3	0.2	0.14	0.24	0.18
9.05	0.16	0.32	0.22	0.15	0.02	0.22	0.03
22.0	0.23	0.48	0.25	0.22	0.09	0.24	0.1

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	9.73	2.79	510.47	510.2
2	470.0	390.0	10.13	2.84	429.42	429.74
3	390.0	310.0	11.01	2.95	349.47	349.75
4	310.0	260.0	7.51	2.04	284.73	284.45
5	260.0	230.0	4.31	1.07	244.51	245.37
6	230.0	150.0	15.2	1.8	187.49	195.44
7	150.0	0.0	44.66	4.33	68.94	75.47

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
150.0	0.0	19.8	180.0	36.0	22.0	6.0	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
202.0	3.85	-3.57	-1.44

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)

1	150.0	0.0	-83.94	-5.69	59.76	29.61

Sollecitazioni totali

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	102.56	17.81	178.36
Peso muro	25.79	191.02	-276.33
Peso fondazione	12.15	89.99	-103.37
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	0.0	0.0
Spinte fondazione	-83.94	-5.69	-50.16
	56.56	**293.12**	**-251.5**

Momento stabilizzante	-519.35 kNm
Momento ribaltante	267.85 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	140.49	kN
Sommatoria forze verticali	298.81	kN
Coefficiente di attrito	0.73	
Adesione	6.0	kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0	°
Forze normali al piano di scorrimento	298.81	kN
Forze parall. al piano di scorrimento	140.49	kN
Resistenza terreno	316.04	kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2.25**	
Traslazione verificata Csd>1.1		

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-519.35	kNm
Momento ribaltante	267.85	kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**1.94**	
Muro verificato a ribaltamento Csv>1.15		

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	56.56	kN
Somma forze in direzione y (Fy)	293.12	kN
Somma momenti	-251.5	kNm
Larghezza fondazione	250.0	cm
Lunghezza 100.0	cm	
Eccentricità su B	39.2	cm
Peso unità di volume	19.8	KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	36.0	°
Coesione	6.0	kPa
Terreno sulla fondazione	150.0	cm
Peso terreno sul piano di posa	19.8	KN/m³
Nq	37.75	
Nc	50.59	
Ng	56.31	
Fattori di forma		
sq	1.42	
sc	1.43	
sg	0.77	

Inclinazione carichi	
iq	0.76
ic	0.75
ig	0.62
Fattori di profondità	
dq	1.22
dc	1.35
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	3026.84 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**8.61**

Carico limite verificato Csq>1.4

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione		85.8 cm
Larghezza della fondazione		250.0 cm
x = 0.0 cm		227.55 kPa
x = 250.0 cm	6.95	kPa

Verifica sezione attacco fondazione

Larghezza sezione	248,00 cm
Eccentricità	2,40 cm
Tensione di compressione	0,08 daN/cm²
Tensione di trazione	0,07 N/mm²

A1+M1+R3 (STR) [STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.0906
Coefficiente sismico verticale Kv	0.0453

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
Qf Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	4.89	0.64	510.32	510.3
2	470.0	390.0	5.73	0.74	428.46	428.54
3	390.0	310.0	7.06	0.9	348.75	348.8
4	310.0	260.0	5.09	0.65	284.58	284.59
5	260.0	230.0	2.81	0.18	244.21	247.7
6	230.0	150.0	11.84	-0.47	186.44	170.4

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py Peso del muro (kN);
Px Forza inerziale (kN);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
470.0	3.61	39.87	251.6	509.2
390.0	7.67	84.67	236.7	466.9
310.0	12.17	134.33	221.4	423.4
260.0	15.21	167.87	211.6	395.7
230.0	17.11	188.86	205.7	378.9
150.0	22.5	248.32	189.7	333.6

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
470.0	8.5	40.51	-2.72	169.6
390.0	18.29	86.05	-10.33	189.2
310.0	29.85	136.61	-23.0	208.8
260.0	37.97	170.8	-33.42	221.1
230.0	42.69	191.97	-40.39	228.4
150.0	59.91	250.96	-60.7	248.0

Tensioni - Armature parete (T.A.)

Afv Area dei ferri lato valle.
Afm Area dei ferri lato monte.

sc	Tensione calcestruzzo (N/mm²);
sft	Tensione acciaio teso (N/mm²);
sfc	Tensione acciaio compresso (N/mm²);
t	Tensione tangenziale (N/mm²);

Afv	Afm	sc	sft	sfc	t
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.03	0.02	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.06	0.03	0.0	0.01
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.1	0.03	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.12	0.04	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.13	0.04	0.0	0.02
0Ø0 (0,0)	0Ø0 (0,0)	0.16	0.04	0.0	0.03

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (250,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (250,0/550,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	32.0	2.0	0.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	36.0	6.0	0.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.06	Falda
150.0	0.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
32.0	0.28	0.35	0.08	0.23	0.15	0.07	0.04
36.0	0.24	0.39	0.16	0.2	0.14	0.13	0.1
9.05	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
22.0	0.23	0.37	0.14	0.22	0.09	0.13	0.05

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	6.54	1.71	510.24	510.11
2	470.0	390.0	7.38	1.81	428.8	429.4
3	390.0	310.0	8.71	1.98	348.98	349.45
4	310.0	260.0	6.36	1.65	284.56	284.02
5	260.0	230.0	3.64	0.87	244.36	245.25
6	230.0	150.0	13.82	1.28	186.95	197.17
7	150.0	0.0	44.03	4.07	68.19	72.6

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
150.0	0.0	19.8	180.0	36.0	22.0	6.0	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

µ	Kp	Kpx	Kpy
202.0	3.85	-3.57	-1.44

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	150.0	0.0	-83.94	-5.69	59.76	29.61

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	90.48	13.36	144.87

Peso muro	22.5	248.32	-396.01
Peso fondazione	10.6	116.98	-138.28
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	0.0	0.0
Spinte fondazione	-83.94	-5.69	-50.16
	39.63	**372.97**	**-439.58**

Momento stabilizzante -650.68 kNm
Momento ribaltante 211.1 kNm

Verifica sezione attacco fondazione

Larghezza sezione	248,00 cm
Eccentricità	24,19 cm
Tensione di compressione	0,16 daN/cm²
Tensione di trazione	0,04 N/mm²

A1+M1+R3 (GEO capacità port.) [GEO]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.0906
Coefficiente sismico verticale Kv	0.0453

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	4.92	0.64	510.13	510.3
2	470.0	390.0	6.23	0.74	427.93	428.54
3	390.0	310.0	8.16	0.9	348.42	348.8
4	310.0	260.0	6.08	0.65	284.48	284.59
5	260.0	230.0	3.36	0.15	244.12	249.23
6	230.0	150.0	14.79	-0.84	186.19	175.69

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
470.0	3.61	39.87	251.6	509.2
390.0	7.67	84.67	236.7	466.9
310.0	12.17	134.33	221.4	423.4
260.0	15.21	167.87	211.6	395.7
230.0	17.11	188.86	205.7	378.9
150.0	22.5	248.32	189.7	333.6

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
470.0	8.53	40.51	-2.71	169.6
390.0	18.81	86.05	-10.14	189.2
310.0	31.47	136.61	-22.0	208.8
260.0	40.59	170.8	-31.37	221.1
230.0	45.86	191.94	-37.45	228.4
150.0	66.03	250.56	-53.69	248.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (250,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (250,0/550,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);

ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	32.0	2.0	0.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	36.0	6.0	0.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.06	Falda
150.0	0.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
32.0	0.28	0.35	0.08	0.23	0.15	0.07	0.04
36.0	0.24	0.39	0.16	0.2	0.14	0.13	0.1
9.05	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
22.0	0.23	0.37	0.14	0.22	0.09	0.13	0.05

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	6.57	1.71	510.09	510.11
2	470.0	390.0	7.88	1.81	428.36	429.4
3	390.0	310.0	9.81	1.98	348.68	349.45
4	310.0	260.0	7.38	1.65	284.45	284.02
5	260.0	230.0	4.23	0.87	244.26	245.25
6	230.0	150.0	16.88	0.91	186.66	203.19
7	150.0	0.0	55.61	4.07	67.79	72.6

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note

150.0	0.0	19.8	180.0	36.0	22.0	6.0	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
202.0	3.85	-3.57	-1.44

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	150.0	0.0	-83.94	-5.69	59.76	29.61

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	108.35	12.99	169.51
Peso muro	22.5	248.32	-396.01
Peso fondazione	10.6	116.98	-138.28
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	0.0	0.0
Spinte fondazione	-83.94	-5.69	-50.16
	57.51	**372.6**	**-414.94**

Momento stabilizzante	-649.76 kNm
Momento ribaltante	234.82 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	141.45 kN
Sommatoria forze verticali	378.29 kN
Coefficiente di attrito	0.73
Adesione	6.0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	378.29 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	141.45 kN
Resistenza terreno	373.78 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2.4**
Traslazione verificata Csd>1.1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-649.76 kNm
Momento ribaltante	234.82 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**2.41**
Muro verificato a ribaltamento Csv>1.15	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	57.51	kN
Somma forze in direzione y (Fy)	372.6	kN
Somma momenti	-414.94	kNm
Larghezza fondazione	250.0	cm
Lunghezza 100.0	cm	
Eccentricità su B	13.64	cm
Peso unità di volume	19.8	KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	36.0	°
Coesione	6.0	kPa
Terreno sulla fondazione	150.0	cm
Peso terreno sul piano di posa	19.8	KN/m³
Nq	37.75	
Nc	50.59	
Ng	56.31	
Fattori di forma		
sq	1.33	
sc	1.34	
sg	0.82	
Inclinazione carichi		
iq	0.81	
ic	0.81	
ig	0.69	
Fattori di profondità		
dq	1.17	
dc	1.27	
dg	1.0	
Carico limite verticale (Qlim)	4210.03	kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**8.07**	

Carico limite verificato Csq>1.4

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	111.36	cm
Larghezza della fondazione	250.0	cm
x = 0.0 cm	197.82	kPa
x = 250.0 cm 100.26	kPa	

Verifica sezione attacco fondazione

Larghezza sezione	248,00	cm
Eccentricità	21,43	cm
Tensione di compressione	0,15	daN/cm²
Tensione di trazione	0,05	N/mm²

A1+M1+R3 (GEO scorrimento) [GEO]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0.0906
Coefficiente sismico verticale Kv	0.0453

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);

Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.0	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02
9.0	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	4.92	0.64	510.13	510.3
2	470.0	390.0	6.23	0.74	427.93	428.54
3	390.0	310.0	8.16	0.9	348.42	348.8
4	310.0	260.0	6.08	0.65	284.48	284.59
5	260.0	230.0	3.36	0.15	244.12	249.23
6	230.0	150.0	14.79	-0.84	186.19	175.69

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
470.0	2.78	30.67	251.6	509.2
390.0	5.9	65.13	236.7	466.9
310.0	9.36	103.33	221.4	423.4
260.0	11.7	129.13	211.6	395.7
230.0	13.16	145.28	205.7	378.9
150.0	17.31	191.02	189.7	333.6

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
470.0	7.7	31.31	-1.77	169.6
390.0	17.04	66.51	-6.21	189.2
310.0	28.66	105.61	-12.79	208.8
260.0	37.08	132.06	-17.6	221.1
230.0	41.91	148.36	-20.45	228.4
150.0	60.84	193.26	-26.15	248.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (250,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (250,0/550,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
550.0	470.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
470.0	390.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
390.0	310.0	16.5	0.0	32.0	20.0	2.0	347.05	
310.0	260.0	16.5	0.0	32.0	32.0	2.0	0.0	
260.0	230.0	19.8	0.0	36.0	36.0	6.0	0.0	Falda
230.0	150.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	347.06	Falda
150.0	0.0	19.8	0.0	36.0	22.0	6.0	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
7.05	0.19	0.24	0.07	0.19	0.02	0.07	0.01
32.0	0.28	0.35	0.08	0.23	0.15	0.07	0.04
36.0	0.24	0.39	0.16	0.2	0.14	0.13	0.1
9.05	0.16	0.25	0.12	0.15	0.02	0.12	0.02

22.0	0.23	0.37	0.14	0.22	0.09	0.13	0.05

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	550.0	470.0	6.57	1.71	510.09	510.11
2	470.0	390.0	7.88	1.81	428.36	429.4
3	390.0	310.0	9.81	1.98	348.68	349.45
4	310.0	260.0	7.38	1.65	284.45	284.02
5	260.0	230.0	4.23	0.87	244.26	245.25
6	230.0	150.0	16.88	0.91	186.66	203.19
7	150.0	0.0	55.61	4.07	67.79	72.6

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
150.0	0.0	19.8	180.0	36.0	22.0	6.0	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

µ	Kp	Kpx	Kpy
202.0	3.85	-3.57	-1.44

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	150.0	0.0	-83.94	-5.69	59.76	29.61

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	108.35	12.99	169.51
Peso muro	17.31	191.02	-304.62
Peso fondazione	8.15	89.99	-106.37
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	0.0	0.0
Spinte fondazione	-83.94	-5.69	-50.16
	49.87	**288.3**	**-291.64**

Momento stabilizzante	-507.31 kNm
Momento ribaltante	215.66 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	133.81	kN
Sommatoria forze verticali	293.99	kN
Coefficiente di attrito	0.73	
Adesione	6.0	kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0	°
Forze normali al piano di scorrimento	293.99	kN
Forze parall. al piano di scorrimento	133.81	kN
Resistenza terreno	312.53	kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2.12**	
Traslazione verificata Csd>1.1		

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-507.31	kNm
Momento ribaltante	215.66	kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**2.05**	
Muro verificato a ribaltamento Csv>1.15		

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	49.87	kN
Somma forze in direzione y (Fy)	288.3	kN
Somma momenti	-291.64	kNm
Larghezza fondazione	250.0	cm
Lunghezza 100.0	cm	
Eccentricità su B	23.84	cm
Peso unità di volume	19.8	KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	36.0	°
Coesione	6.0	kPa
Terreno sulla fondazione	150.0	cm
Peso terreno sul piano di posa	19.8	KN/m³
Nq	37.75	
Nc	50.59	
Ng	56.31	
Fattori di forma		
sq	1.36	
sc	1.37	
sg	0.8	
Inclinazione carichi		
iq	0.79	
ic	0.78	
ig	0.66	
Fattori di profondità		
dq	1.18	
dc	1.3	
dg	1.0	

Carico limite verticale (Qlim) 3698.58 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 9.16

Carico limite verificato Csq>1.4

Tensioni sul terreno

———————————————————————————————

Ascissa centro sollecitazione 101.16 cm
Larghezza della fondazione 250.0 cm

x = 0.0 cm 181.30 kPa
x = 250.0 cm 49.34 kPa

Verifica sezione attacco fondazione

———————————————————————————————

Larghezza sezione 248,00 cm
Eccentricità 13,53 cm
Tensione di compressione 0,10 daN/cm²
Tensione di trazione 0,05 N/mm²

Verifica fessurazione

SLE Rara [Frequente]

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.4	--	--	Si	10.55	122.36	-68.32
Si	--	0.4	--	--	Si	21.27	122.36	-126.44
Si	--	0.4	--	--	Si	31.89	122.36	-178.14
Si	--	0.4	--	--	Si	42.25	122.36	-225.96
Si	--	0.4	--	--	Si	52.28	122.36	-271.55

Fondazione valle

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.4	--	--	Si	24.23	122.36	-113.65

Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.4	--	--	Si	13.13	122.36	-82.13

SLE Frequente [Frequente]

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.4	--	--	Si	10.55	122.36	-68.32
Si	--	0.4	--	--	Si	21.27	122.36	-126.44
Si	--	0.4	--	--	Si	31.89	122.36	-178.14
Si	--	0.4	--	--	Si	42.25	122.36	-225.96
Si	--	0.4	--	--	Si	52.28	122.36	-271.55

Fondazione valle

Verifica fessurazione	Apertura fessure	Apertura fessure	Distanza fessure	Area Cls efficace	Verifica tensioni	Sigma C(+compr.)	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²

	mm	Limite mm	mm	cm2	Normali daN/cm²	daN/cm²		
Si	--	0.4	--	--	Si	24.23	122.36	-113.65

Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.4	--	--	Si	13.13	122.36	-82.13

SLE Quasi permanente [Quasi perm.]

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.3	--	--	Si	10.55	91.77	-68.32
Si	--	0.3	--	--	Si	21.27	91.77	-126.44
Si	--	0.3	--	--	Si	31.89	91.77	-178.14
Si	--	0.3	--	--	Si	42.25	91.77	-225.96
Si	--	0.3	--	--	Si	52.28	91.77	-271.55

Fondazione valle

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.3	--	--	Si	24.23	91.77	-113.65

Fondazione monte

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm²	Sigma C(+compr.) daN/cm²	SigmaC Lim daN/cm²	SigmaF Max daN/cm²
Si	--	0.3	--	--	Si	13.13	91.77	-82.13

5.5 VERIFICA DI STABILITÀ

RELAZIONE DI CALCOLO
(SOFTWARE GEOSTRU – SLOPE vers. 2024)

Definizione
Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità
La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.
Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

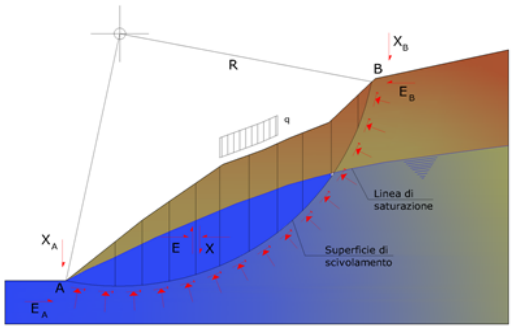
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

1. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).
Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci
La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a *n*, il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i;
- (n-1) forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- (n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i;
- (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.

Complessivamente le incognite sono (6n-2).
Mentre le equazioni a disposizione sono:

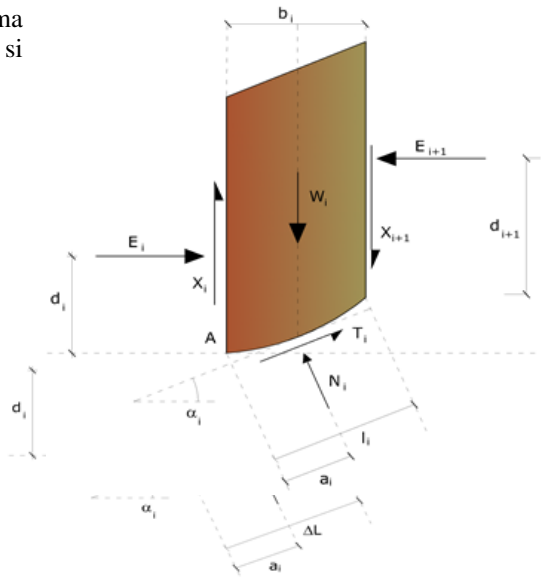
- equazioni di equilibrio dei momenti n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- equazioni relative al criterio di rottura n.

Totale numero di equazioni 4n.
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:



- n valori delle forze normali N_i;
- n valori delle forze da taglio T_i;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite (2n+1).
Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

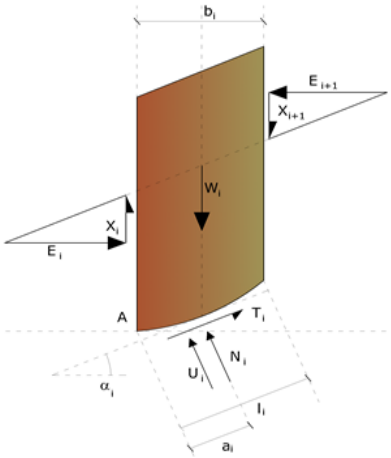
$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times l_i + (W_i \times \cos\alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan\phi_i\}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)
Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\sum F_y = 0, \sum M_0 = 0$Criterio di rottura

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\phi_i\} \times \frac{\sec\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\phi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

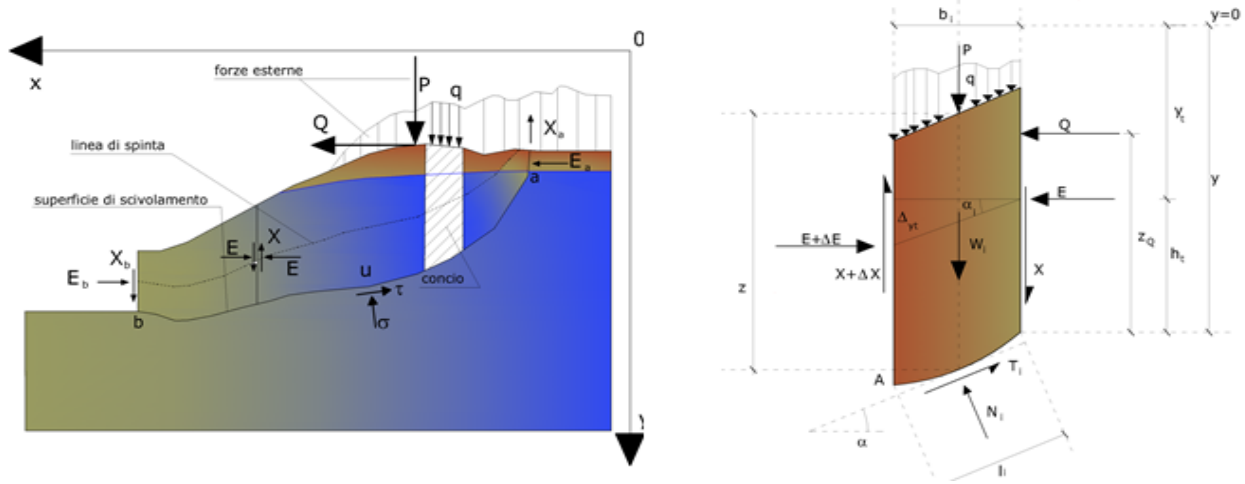


I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre ΔX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\phi_i\} \times \frac{\sec^2\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\phi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan\alpha_i}$$

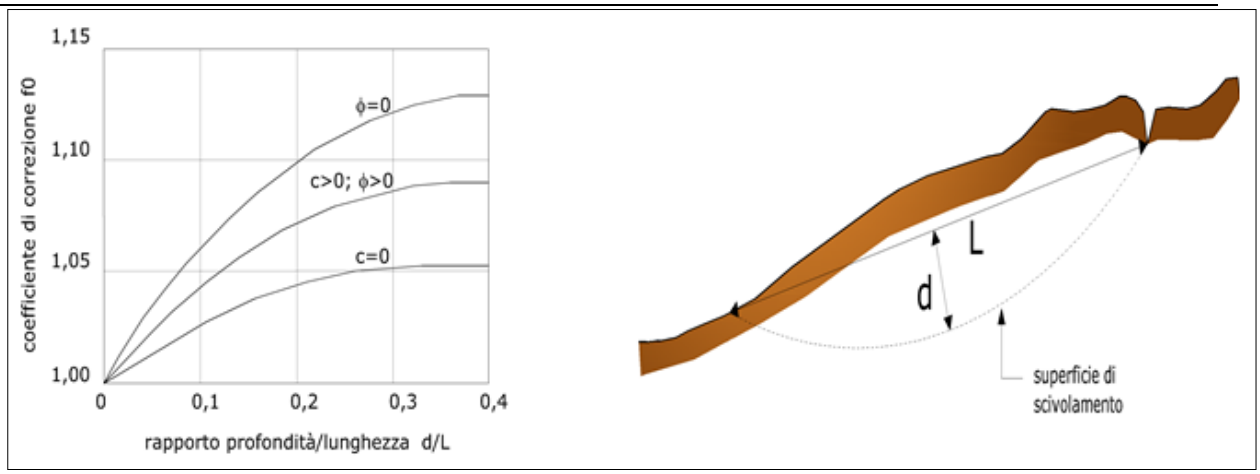


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W, le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_X W$ e $K_Z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell'i-esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i)\tan\Phi_i}{F}$$

in cui:

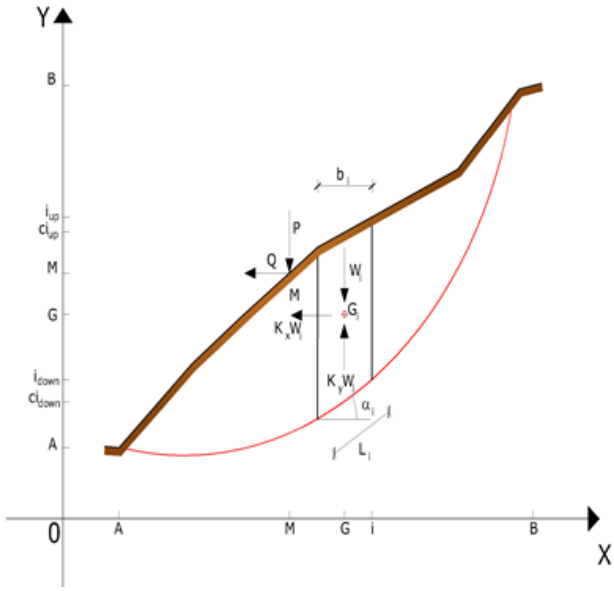
F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;

ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell'i-esimo concio.



L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1 - K_z)\frac{W_i \cos\alpha_i}{L_i}\right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos\alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0}\right)$$

dove $\mathbf{x_0}$ ed $\mathbf{x_n}$ sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre $\mathbf{x_{ci}}$ rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.
Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_Z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore (1 - K_Z).
Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3. Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.
Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)
Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_C) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.
Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.
Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

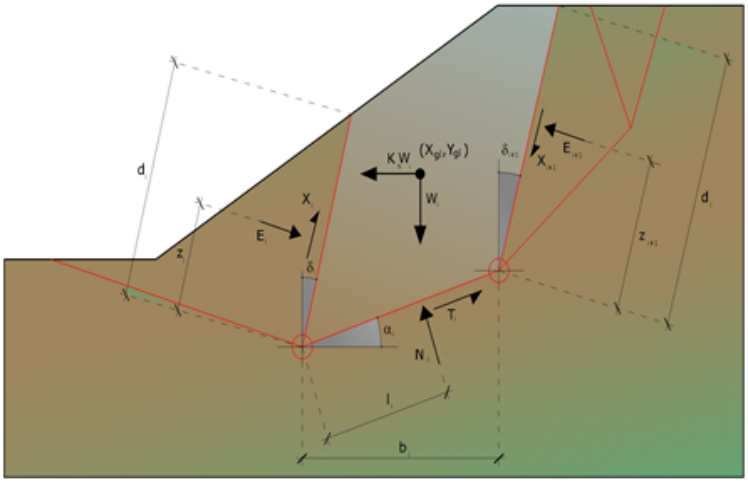
Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\Sigma \Delta E_i = 0 \qquad \Sigma \Delta X_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.
L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \mathrm{tg}(\psi_i' - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{\mathrm{mi}} - y_G) \cdot \mathrm{tg}(\psi_i' - \alpha') + (x_i' - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{\mathrm{mi}} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{\mathrm{mi}} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1** , ossia l'accelerazione critica.
Si ha pertanto:

K=Kc	**Accelerazione critica** se F=1
F=Fs	**Fattore di sicurezza in condizioni statiche** se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura. E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i:

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i-esima faccia del concio i, e λ rappresenta un'incognita.
La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c, λ e F, che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

METODO DI SPENCER (1967)
Il metodo è basato sull'assunzione:

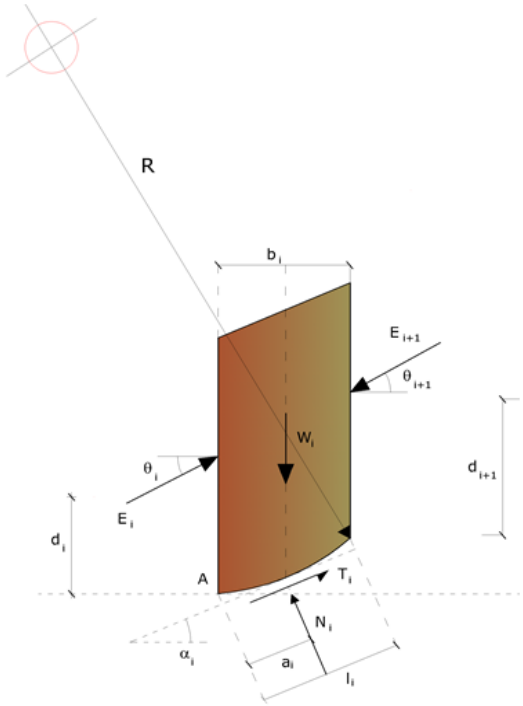
1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ;
1. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con i=1…..n.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale ametodo di Morgenstern e Price quando la funzione f(x) = 1. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

1) $\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s}(W\cos\alpha - \gamma_w \mathrm{hlsec}\alpha)\frac{\mathrm{tg}\alpha}{F_s} - \mathrm{Wsen}\alpha}{\cos(\alpha - \theta)\left[\frac{F_s + \mathrm{tg}\phi\,\mathrm{tg}(\alpha - \theta)}{F_s}\right]}$$



forza d'interazione fra i conci;
R = raggio dell'arco di cerchio;
θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.
Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos\theta) = 0$$
$$\sum (Q_i \mathrm{sen}\theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

2) $\sum Q_i = 0$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per

un dato intervallo di valori dell'angolo θ, considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

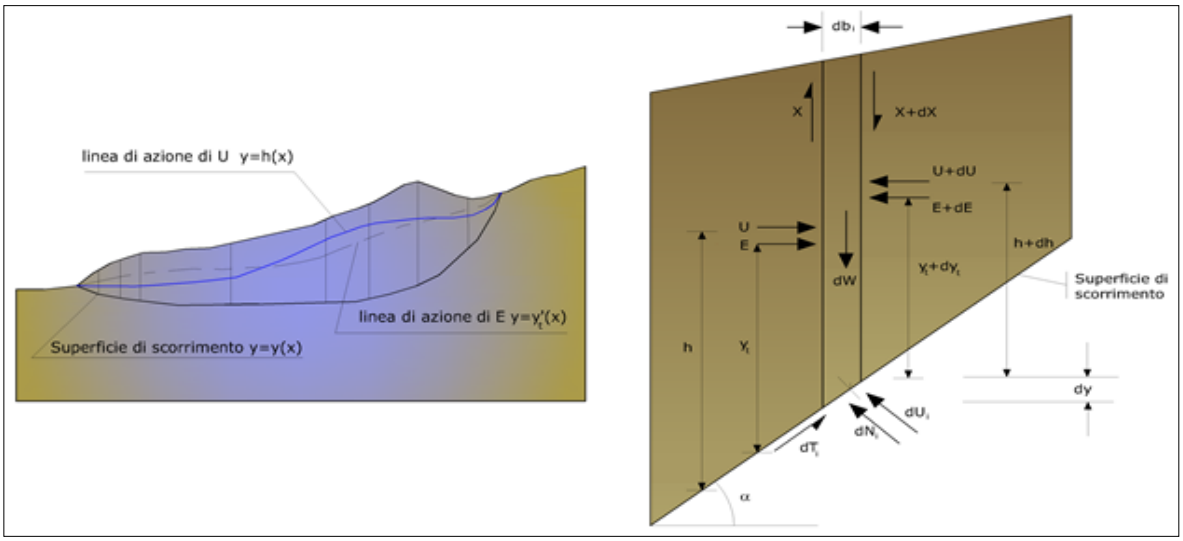
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λ f(x)E, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza F_S, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.

Si ottiene la cosiddetta "**equazione delle forze**":

$$c'\sec^2\frac{\alpha}{F_S} + \mathrm{tg}\phi'\left(\frac{\mathrm{dW}}{\mathrm{dx}} - \frac{\mathrm{dX}}{\mathrm{dx}} - \mathrm{tg}\alpha\frac{\mathrm{dE}}{\mathrm{dx}} - \sec\alpha\frac{\mathrm{dU}}{\mathrm{dx}}\right) = \quad = \frac{\mathrm{dE}}{\mathrm{dx}} - \mathrm{tg}\alpha\left(\frac{\mathrm{dX}}{\mathrm{dx}} - \frac{\mathrm{dW}}{\mathrm{dx}}\right)$$



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

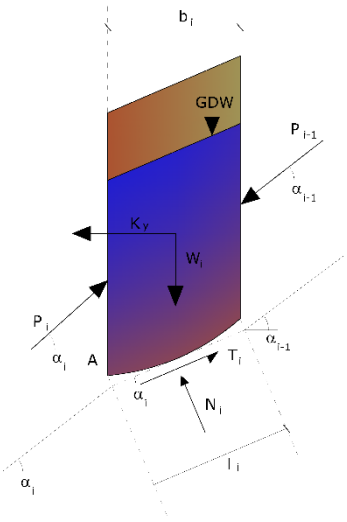
Una seconda equazione, detta "**equazione dei momenti**", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d\left(E_\gamma\right)}{\mathrm{dx}} - \gamma\frac{\mathrm{dE}}{\mathrm{dx}}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

METODO DI ZENG E LIANG (2002)



Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a (8n-4), ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.
Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

-Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da (n-1) a (7n-3);
-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a (6n-3);
-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da (n-1) a (5n-2);
-Le forze (Pi-1) e Pi si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (αi), riducendo il numero di incognite da (n-1) a (4n-1);
-Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a (3n-1);

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a (3n), da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R, chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica
La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.
Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio; **K_x** coefficiente sismico orizzontale; **K_y** coefficiente sismico verticale.

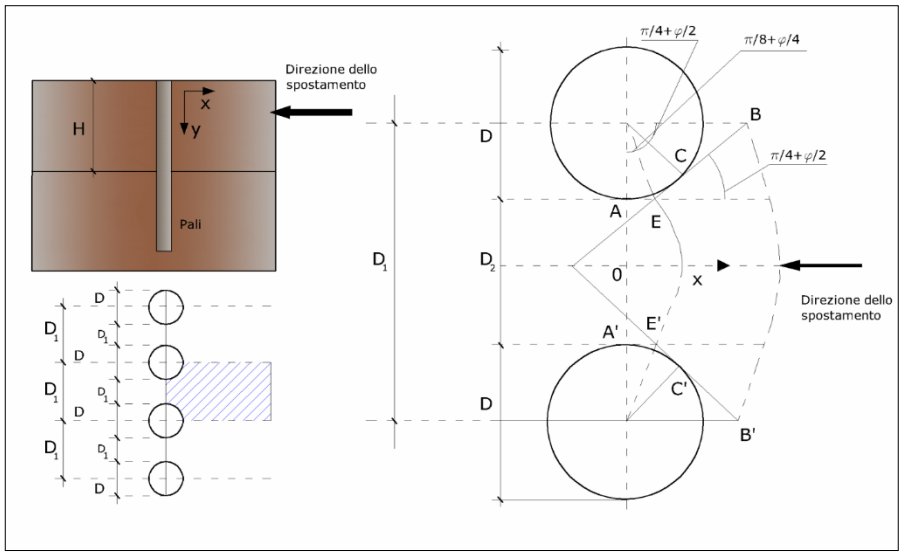
Ricerca della superficie di scorrimento critica
In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.
Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che

responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
1. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale
Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinte attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B;
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli +(45 + φ/2) e –(45 + φ/2);
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k1} \left[1/\left(N_\phi \text{tag}\phi\right)\left(e^{k2} - 2\left(N_\phi\right)^{1/2}\text{tag}\phi - 1\right) + K3\right] - C\left[D_1 \cdot K_3 - D_2/\left(N_\phi\right)^{1/2}\right] + \gamma\, Z/N_\phi [D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:
C = coesione terreno; **φ** = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno; **D1** = interasse tra i pali;

D2 = spazio libero fra due pali consecutivi; $\mathbf{N\varphi} = \text{tag}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = \left(N_\phi\right)^{1/2}\text{tag}\phi + N_\phi - 1 \qquad K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\phi \text{tag}(\pi/8 + \phi/4)$$
$$K_3 = \left[2\text{tag}\phi + 2\left(N_\phi\right)^{1/2} + 1/\left(N_\phi\right)^{1/2}\right]/\left[\left(N_\phi\right)^{1/2}\text{tag}\phi + N_\phi - 1\right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere c = 0, l'espressione diventa:

$$P = 1/2\,\gamma \cdot H^2/N_\phi[D_1(D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con φ = 0 e C ≠ 0, si ha:

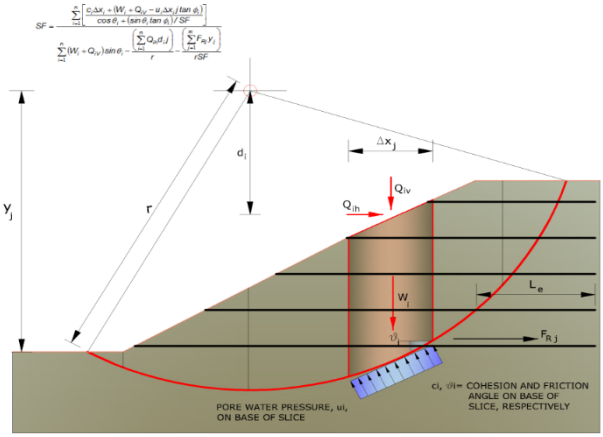
$$P(z) = C[D_1(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2\text{tag}\,\pi/8) - 2(D_1 - D_2)] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$
$$P = \int_0^H P(Z)\text{dZ}$$
$$P = C \cdot H[D_1(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2\text{tag}\,\pi/8) - 2(D_1 - D_2)] + 1/2\,\gamma H^2(D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti (D2 = 0 P→ ∞ e D2 = D1 P→ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.
Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).



Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento. Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.

+

Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow}, si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.
L' altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{\text{Pullout}} = 2 \cdot \text{Le} \cdot \sigma'^{v} \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}$$

dove:

δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
f_b Coefficiente di *Pullout*;
σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

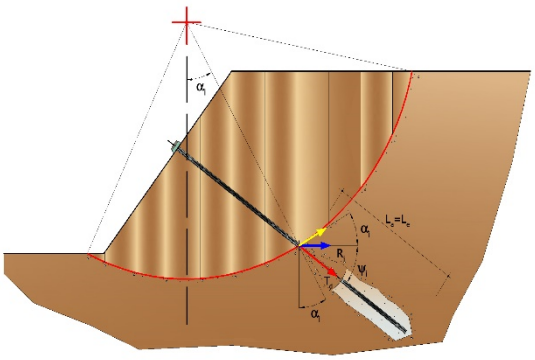
Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T'.

Ancoraggi

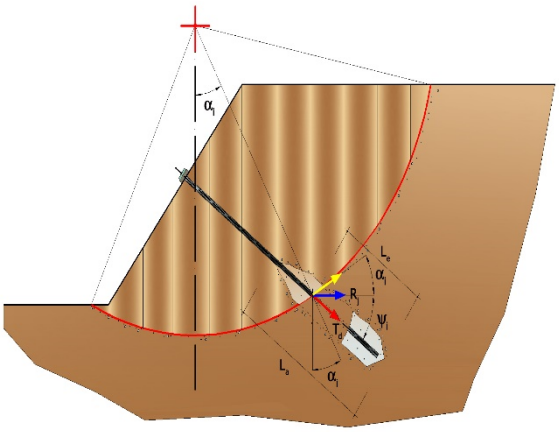
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione**: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.
Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

– per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$\mathrm{Fs} = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}$$

– per tiranti di *tipo passivo e per i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$\mathrm{Fs} = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos\Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i}\right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a}\right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;
Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
i interasse;
Le lunghezza efficace;
La lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967) – Sezione 4 – no falda

==========

Lat./Long.	43.874173/7.994447 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	4.0
Numero dei conci	20.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.1
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata

Superficie di forma circolare

==========

Maglia dei Centri

==========

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	0.15 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	2.58 m
Ascissa vertice destro superiore xs	45.51 m
Ordinata vertice destro superiore ys	35.42 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	15.0
Numero di celle lungo y	15.0

==========

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie — Classe d'uso: Classe II

Vita nominale: 50.0 [anni] — Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: **E** — Categoria topografica: **T1**

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.265	2.552	0.187
S.L.D.	50.0	0.382	2.626	0.208
S.L.V.	475.0	1.471	2.43	0.289
S.L.C.	975.0	1.971	2.47	0.305

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.424	0.2	0.0086	0.0043
S.L.D.	0.6112	0.2	0.0125	0.0062
S.L.V.	2.3522	0.24	0.0576	0.0288
S.L.C.	2.8656	0.28	0.0818	0.0409

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0576 — Coefficiente azione sismica verticale 0.0288

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	2.39
2	1.0	2.42
3	10.7	2.27
4	19.39	2.46
5	27.0	2.33
6	33.36	2.18
7	39.49	2.26
8	42.49	2.69
9	44.18	6.24
10	45.68	6.24
11	54.59	6.23
12	54.59	6.54
13	54.8	6.54
14	75.87	6.54

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	2.39
2	1.0	2.42
3	10.7	2.27
4	19.39	2.46
5	27.0	2.33
6	33.36	2.18
7	39.49	2.26
8	42.49	2.69
9	42.28	2.24
10	42.28	0.74
11	44.78	0.74
12	44.78	2.24
13	45.68	6.24
14	54.59	6.23
15	54.59	6.54
16	54.8	6.54
17	75.87	6.54

Vertici strato 2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	2.39
2	1.0	2.42
3	10.7	2.27
4	19.39	2.46
5	27.0	2.33
6	33.36	2.18
7	39.49	2.26
8	42.49	2.69
9	42.28	2.24
10	42.28	0.74
11	44.78	0.74
12	44.78	2.24
13	45.0	3.22
14	50.44	3.93
15	57.76	4.54

16	75.87	4.64

Vertici strato 3

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.3
2	1.0	0.25
3	6.55	0.0
4	10.7	0.05
5	19.39	0.16
6	27.0	0.26
7	29.29	0.29
8	33.36	0.55
9	37.0	0.78
10	38.75	1.68
11	39.49	2.26
12	42.49	2.69
13	42.28	2.24
14	42.28	0.74
15	44.78	0.74
16	44.78	2.24
17	45.0	3.22
18	50.44	3.93
19	57.76	4.54
20	75.87	4.64

Coefficienti parziali azioni

==========

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

==========

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

==========

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

==========

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m²)	Coesione non drenata (kN/m²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m³)	Peso unità di volume saturo (kN/m³)	Litologia
1	10		40	24.1	24.5	Scogliera massi III cat. cementati
2	2		32	16.5	17.5	Riporti e sistemazioni antrop.
3	4		34	19.1	20.1	Alluvioni mob. e sup.
4	6		36	19.8	20.6	Depositi alluvionali

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (kN/m³)
1	54.88	5.52	0	0	1.4	0.3	0.3	24.51

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m²)
1	45.84	6.16	54.84	6.158512	10

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

==========

Fs minimo individuato **1.27**
Ascissa centro superficie 40.97 m
Ordinata centro superficie 10.25 m
Raggio superficie 7.42 m

==========

xc = 40.973 yc = 10.246 Rc = 7.416 Fs=1.269

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0.23	14.0	0.2	1.17	0.07	0.03	8.0	33.9	0.0	0.7	2.2
2	0.23	15.8	0.2	3.47	0.2	0.1	8.0	33.9	0.0	2.7	3.5
3	0.23	17.6	0.2	5.73	0.33	0.17	8.0	33.9	0.0	4.6	4.7
4	0.23	19.5	0.2	7.95	0.46	0.23	8.0	33.9	0.0	6.4	6.0
5	0.23	21.4	0.2	10.12	0.58	0.29	8.0	33.9	0.0	8.2	7.3
6	0.23	23.3	0.2	12.24	0.71	0.35	8.0	33.9	0.0	10.0	8.5
7	0.16	24.9	0.2	9.72	0.56	0.28	8.0	33.9	0.0	7.9	6.7
8	0.3	26.9	0.3	18.68	1.08	0.54	8.0	33.9	0.0	15.1	13.0
9	0.23	29.2	0.3	13.54	0.78	0.39	8.0	33.9	0.0	10.8	9.7
10	0.23	31.2	0.3	12.81	0.74	0.37	8.0	33.9	0.0	10.1	9.4
11	0.23	33.3	0.3	12.02	0.69	0.35	8.0	33.9	0.0	9.4	9.2
12	0.23	35.4	0.3	10.94	0.63	0.32	1.6	26.6	0.0	9.9	6.0
13	0.23	37.6	0.3	8.45	0.49	0.24	1.6	26.6	0.0	7.7	4.9
14	0.23	39.9	0.3	6.35	0.37	0.18	1.6	26.6	0.0	5.7	3.9
15	0.23	42.2	0.3	7.85	0.45	0.23	1.6	26.6	0.0	7.2	5.0
16	0.23	44.7	0.3	7.04	0.41	0.2	1.6	26.6	0.0	6.5	4.8
17	0.23	47.2	0.3	6.15	0.35	0.18	1.6	26.6	0.0	5.7	4.5
18	0.23	49.9	0.4	5.18	0.3	0.15	1.6	26.6	0.0	4.8	4.2
19	0.23	52.7	0.4	4.12	0.24	0.12	1.6	26.6	0.0	3.8	3.7
20	0.23	55.7	0.4	1.93	0.11	0.06	1.6	26.6	0.0	1.5	2.3

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967) – Sezione 4 – falda

==========

Lat./Long. 43.874173/7.994447 °
Calcolo eseguito secondo NTC 2018
Numero di strati 4.0
Numero dei conci 20.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile 1.1

Coefficiente parziale resistenza 1.0
Analisi Condizione drenata
Superficie di forma circolare

==========

Maglia dei Centri

==========

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	0.15 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	2.58 m
Ascissa vertice destro superiore xs	45.51 m
Ordinata vertice destro superiore ys	35.42 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	15.0
Numero di celle lungo y	15.0

==========

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: **E**
Categoria topografica: **T1**

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.265	2.552	0.187
S.L.D.	50.0	0.382	2.626	0.208
S.L.V.	475.0	1.471	2.43	0.289
S.L.C.	975.0	1.971	2.47	0.305

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.424	0.2	0.0086	0.0043
S.L.D.	0.6112	0.2	0.0125	0.0062
S.L.V.	2.3522	0.24	0.0576	0.0288
S.L.C.	2.8656	0.28	0.0818	0.0409

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0576
Coefficiente azione sismica verticale 0.0288

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	2.39
2	1.0	2.42
3	10.7	2.27
4	19.39	2.46
5	27.0	2.33

6	33.36	2.18
7	39.49	2.26
8	42.49	2.69
9	44.18	6.24
10	45.68	6.24
11	54.59	6.23
12	54.59	6.54
13	54.8	6.54
14	75.87	6.54

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.16	3.79
2	21.39	3.88
3	42.2	3.71
4	45.18	4.14
5	53.28	4.56
6	63.6	4.65
7	76.47	4.73

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	2.39
2	1.0	2.42
3	10.7	2.27
4	19.39	2.46
5	27.0	2.33
6	33.36	2.18
7	39.49	2.26
8	42.49	2.69
9	42.28	2.24
10	42.28	0.74
11	44.78	0.74
12	44.78	2.24
13	45.68	6.24
14	54.59	6.23
15	54.59	6.54
16	54.8	6.54
17	75.87	6.54

Vertici strato 2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	2.39
2	1.0	2.42
3	10.7	2.27
4	19.39	2.46
5	27.0	2.33
6	33.36	2.18
7	39.49	2.26
8	42.49	2.69
9	42.28	2.24
10	42.28	0.74
11	44.78	0.74
12	44.78	2.24
13	45.0	3.22

14	50.44	3.93
15	57.76	4.54
16	75.87	4.64

Vertici strato 3

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.3
2	1.0	0.25
3	6.55	0.0
4	10.7	0.05
5	19.39	0.16
6	27.0	0.26
7	29.29	0.29
8	33.36	0.55
9	37.0	0.78
10	38.75	1.68
11	39.49	2.26
12	42.49	2.69
13	42.28	2.24
14	42.28	0.74
15	44.78	0.74
16	44.78	2.24
17	45.0	3.22
18	50.44	3.93
19	57.76	4.54
20	75.87	4.64

Coefficienti parziali azioni

==========

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

==========

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

==========

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

==========

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m²)	Coesione non drenata (kN/m²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m³)	Peso unità di volume saturo (kN/m³)	Litologia
1	10		40	24.1	24.5	Scogliera massi III cat. cementati
2	2		32	16.5	17.5	Riporti e sistemazioni antrop.
3	4		34	19.1	20.1	Alluvioni mob. e sup.

4	6		36	19.8	20.6	Depositi alluvionali

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (kN/m³)
1	54.88	5.52	0	0	1.4	0.3	0.3	24.51

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m²)
1	45.84	6.16	54.84	6.158512	10

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

==========

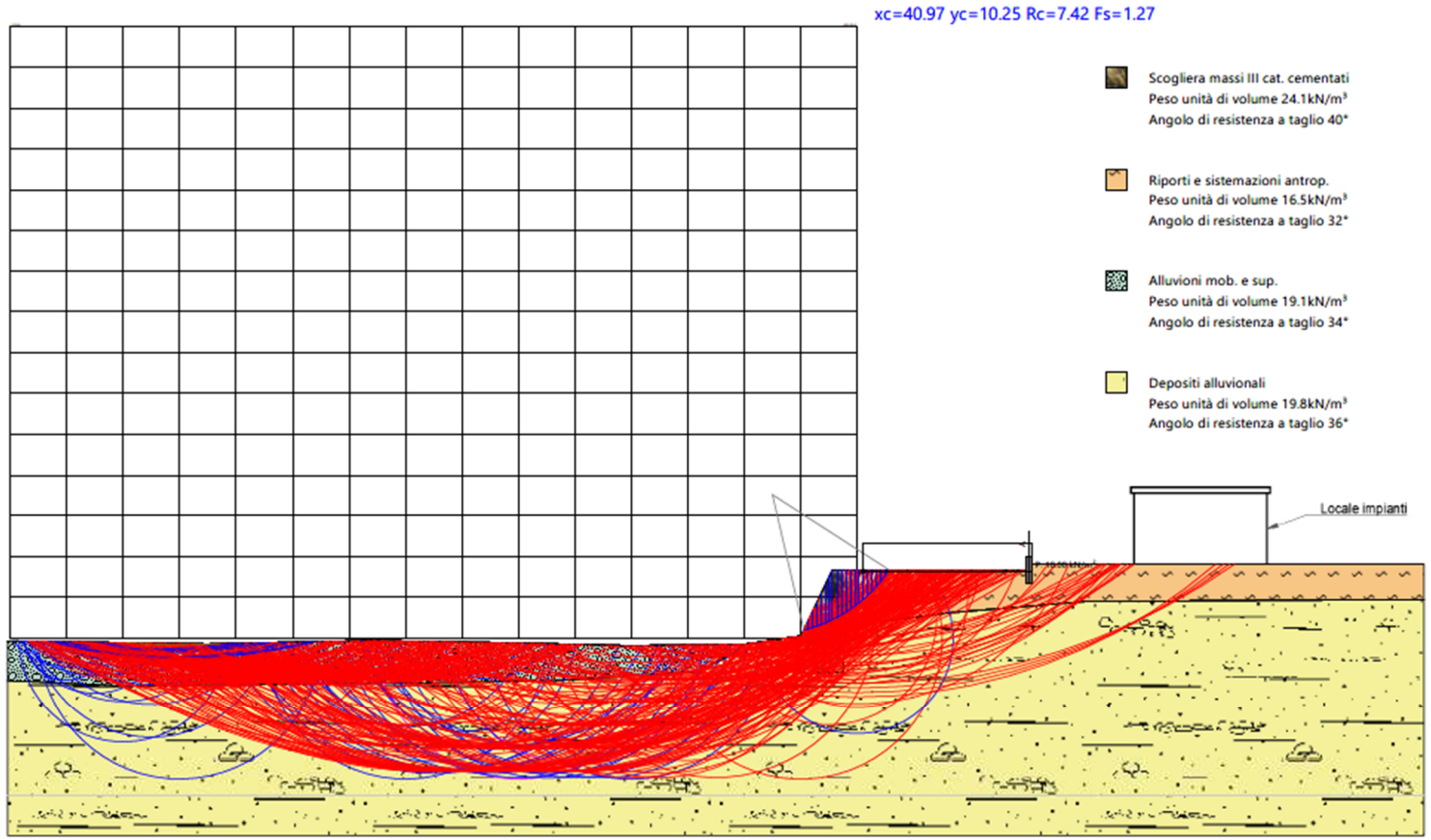
Fs minimo individuato **1.15**
Ascissa centro superficie 40.97 m
Ordinata centro superficie 8.06 m
Raggio superficie 6.46 m

==========

xc = 40.973 yc = 8.057 Rc = 6.463 Fs=1.148

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0.45	-23.6	0.5	0.49	0.03	0.01	3.2	28.4	0.0	1.6	2.7
2	0.45	-19.3	0.5	1.34	0.08	0.04	3.2	28.4	0.0	2.4	3.0
3	0.43	-15.2	0.4	1.97	0.11	0.06	4.8	30.2	0.0	3.1	4.1
4	0.47	-11.1	0.5	2.93	0.17	0.08	4.8	30.2	0.0	3.9	4.7
5	0.45	-7.0	0.5	3.48	0.2	0.1	4.8	30.2	0.0	4.1	4.6
6	0.45	-3.0	0.5	3.99	0.23	0.12	4.8	30.2	0.0	4.2	4.6
7	0.45	1.0	0.5	4.35	0.25	0.13	4.8	30.2	0.0	4.3	4.7
8	0.45	5.0	0.5	4.55	0.26	0.13	4.8	30.2	0.0	4.2	4.6
9	0.45	9.1	0.5	4.6	0.27	0.13	4.8	30.2	0.0	3.9	4.5
10	0.28	12.4	0.3	3.82	0.22	0.11	8.0	33.9	0.0	3.0	4.4
11	0.62	16.5	0.6	13.62	0.78	0.39	8.0	33.9	0.0	10.6	12.8
12	0.45	21.5	0.5	26.78	1.54	0.77	8.0	33.9	8.1	14.7	14.8
13	0.61	26.7	0.7	49.07	2.83	1.41	8.0	33.9	10.0	30.6	29.2
14	0.29	31.2	0.3	26.27	1.51	0.76	8.0	33.9	4.2	17.1	16.7
15	0.45	35.2	0.6	37.85	2.18	1.09	8.0	33.9	5.7	24.5	25.6
16	0.45	40.3	0.6	32.25	1.86	0.93	4.8	30.2	4.4	22.8	21.1
17	0.45	45.7	0.6	21.63	1.25	0.62	1.6	26.6	2.7	17.2	13.8
18	0.45	51.8	0.7	20.61	1.19	0.59	1.6	26.6	0.6	18.9	17.2
19	0.45	59.0	0.9	15.9	0.92	0.46	1.6	26.6	0.0	15.6	17.8
20	0.45	68.2	1.2	8.27	0.48	0.24	1.6	26.6	0.0	7.7	15.7

SEZIONE 4 - NO FALDA



SEZIONE 4 - FALDA

