

COMUNE DI  
ALESSANDRIA DELLA ROCCA

"LAVORI DI COMPLETAMENTO DEGLI IMPIANTI  
SPORTIVI IN ZONA DI ESPANSIONE NEL  
COMUNE DI ALESSANDRIA DELLA ROCCA"

*PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO*

VERIFICA STABILITA' GLOBALE MURO SZ - SPINTA RIDOTTA

**RTP**

Architetto Vito Garbo  
Architetto Paolo Pettene  
Architetto Giancarlo Fischetti  
Ingegnere Salvatore Barone  
Architetto Ignazia Grimaudo  
Ingegnere Gaetano Barresi  
Architetto Giuseppe Barca  
Ingegnere Giuseppe Lo Faro  
Architetto Enrico Accardo  
Geologo Gaspare Motisi

TAV. S 11-2

DATA

IL RUP

# RELAZIONE DI CALCOLO VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE MURO SZ

## 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:

(a) 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 ( $\phi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) 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 ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), 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 quando 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;  
 $1$  equazione di equilibrio dei momenti globale.

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

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:

$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0$ , Criterio di rottura.

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

I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  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.

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

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:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove  $f_o$  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  $\sigma$  e  $\tau$  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;

$\phi_i$  = 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:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$  = 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  $x_0$  ed  $x_n$  sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre  $x_{ci}$  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  $C_3$ .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza  $F$ . Il corretto valore di  $F$  può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left( \frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri  $F$  e  $C_3$ .

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:

$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \sum \Delta E_i &= 0 \\ \sum \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned} * \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i &= \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i \\ ** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] &= \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G) \end{aligned}$$

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:

$K = K_c$  *accelerazione critica* se  $F = 1$

$F = F_s$  *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  $\lambda$  rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di  $K_c$ ,  $\lambda$  e  $F$ , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

### **Metodo di SPENCER**

Il metodo è basato sull'assunzione:

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  $\theta$ . tutti i momenti sono nulli  $M_i = 0 \quad i=1 \dots n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo 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:

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

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{tg \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ \frac{F_s + tg \phi tg(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

$R$  = raggio dell'arco di cerchio;

$\theta$  = angolo d'inclinazione della forza  $Q_i$  rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

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

$$\sum Q_i = 0$$

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  $\theta$ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia  $F_{sm} = F_{sf}$ .

### **Metodo di MORGENSTERN e PRICE**

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X = \lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  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, sinusoidale, semisinusoidale, 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":

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

$$= \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

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

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

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.

## **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita 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, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:



$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

$F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W: peso concio

$K_o$ : Coefficiente sismico orizzontale

$K_v$ : Coefficiente sismico verticale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $K_o$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta_s \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  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.

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

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica).

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1(S_T = 1.0) \quad T2(S_T = 1.20) \quad T3(S_T = 1.20) \quad T4(S_T = 1.40).$$

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:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

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.

**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  $m \times n$  e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

**Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)**

Lat./Long.	37,559397/13,455892
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

**Maglia dei Centri**

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	4,63 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	8,61 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7,57 m
Ordinata vertice destro superiore ys	11,55 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

**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:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,026	2,442	0,2
S.L.D.	50,0	0,033	2,45	0,238
S.L.V.	475,0	0,072	2,608	0,362
S.L.C.	975,0	0,089	0,265	0,398

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera:	Opere di sostegno
--------	-------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,0312	1,0	0,0032	0,0016
S.L.D.	0,0396	1,0	0,004	0,002
S.L.V.	0,0864	1,0	0,0088	0,0044
S.L.C.	0,1068	1,0	0,0109	0,0054

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,003  
 Coefficiente azione sismica verticale 0,002

### Vertici profilo

N	X m	y m
1	2,0	5,8
2	5,0	5,8
3	6,1	5,8
4	6,52	8,3
5	6,52	8,3
6	8,52	8,3
7	12,27	8,3

### Vertici strato .....1

N	X (m)	y (m)
1	2,0	5,0
2	6,52	5,0
3	12,27	5,0

### 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 No

### Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm <sup>2</sup> )	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	G (Kg/m <sup>3</sup> )	Gs (Kg/m <sup>3</sup> )	K (Kg/cm <sup>3</sup> )	Litologia
1	0		23	1733,518	1733,518	4,00	
2	0		23	1733,518	1733,518	0,00	Argilla o argilla limosa molle

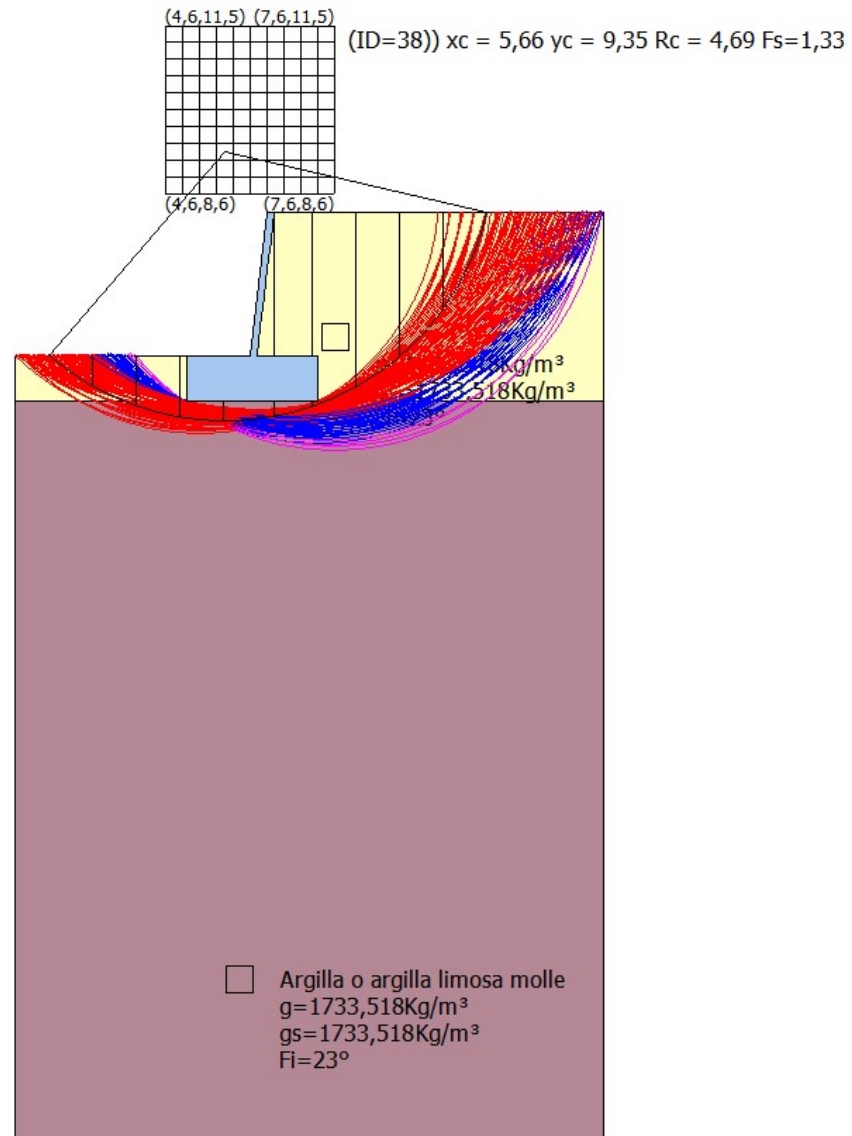
### Risultati analisi pendio [D.M. 88/96]

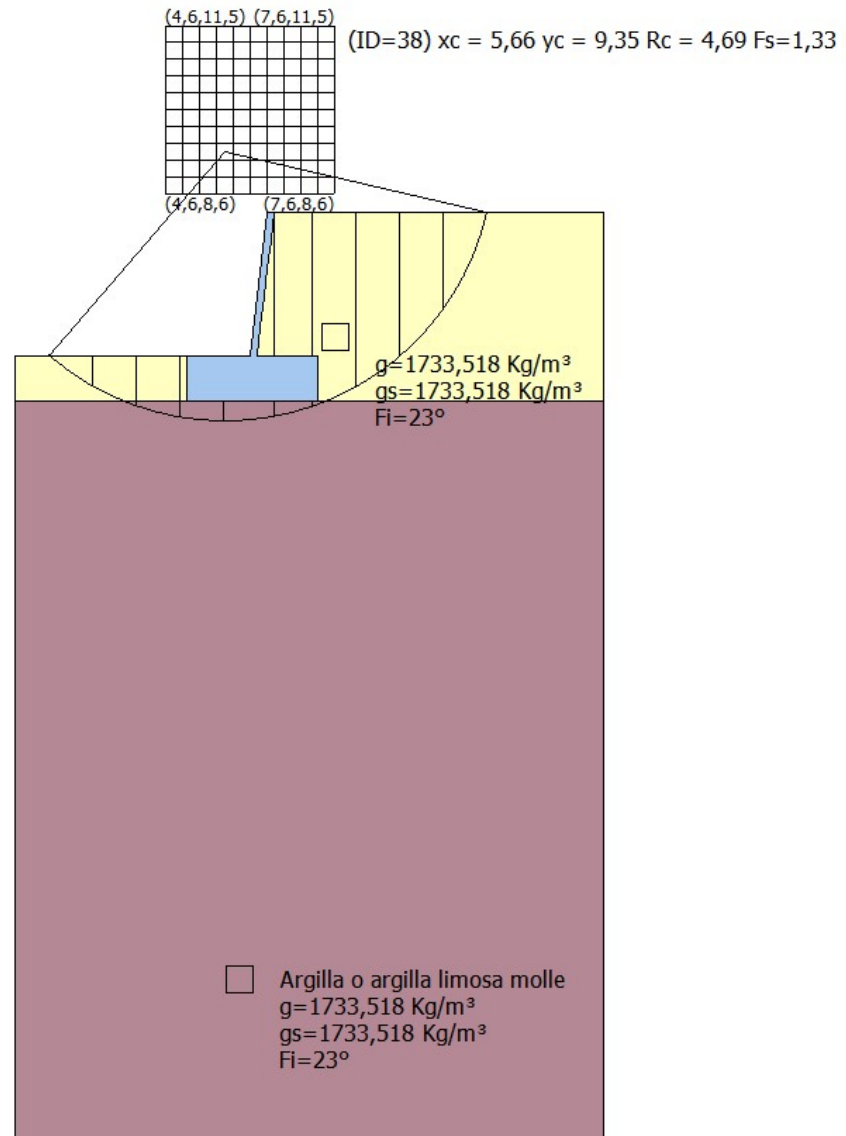
Fs minimo individuato 1,33  
 Ascissa centro superficie 5,66 m  
 Ordinata centro superficie 9,35 m  
 Raggio superficie 4,69 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

(ID=38) xc = 5,66 yc = 9,346 Rc = 4,687 Fs=1,334

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,76	-35,1	0,93	392,98	1,18	0,79	0,0	23,0	0,0	619,0	196,9
2	0,76	-24,3	0,84	965,8	2,9	1,93	0,0	23,0	0,0	1237,1	393,5
3	0,76	-14,3	0,79	1318,28	3,95	2,64	0,0	23,0	0,0	1481,1	471,1
4	0,76	-4,8	0,77	1488,23	4,46	2,98	0,0	23,0	0,0	1534,8	488,2
5	0,87	5,2	0,88	1695,09	5,09	3,39	0,0	23,0	0,0	1654,1	526,2
6	0,66	14,7	0,68	3961,67	11,89	7,92	0,0	23,0	0,0	3780,2	1202,5
7	0,76	24,0	0,84	4287,8	12,86	8,58	0,0	23,0	0,0	4111,1	1307,8
8	0,76	34,8	0,93	3722,51	11,17	7,45	0,0	23,0	0,0	3712,1	1180,8
9	0,76	47,4	1,13	2851,87	8,56	5,7	0,0	23,0	0,0	3129,6	995,5
10	0,76	65,7	1,85	1403,09	4,21	2,81	0,0	23,0	0,0	2000,1	636,2





**RELAZIONE DI CALCOLO DEL MURO SZ**  
**CON STRATIGRAFIA CONFORME ALLO STUDIO GEOLOGICO**  
**ALLEGATO AL PRESENTE PROGETTO**

**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:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

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

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

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)} \right]^2}$$

Valori limite di  $K_A$ :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$  secondo Muller-Breslau

$\gamma_t$  Peso unità di volume del terreno;

$\beta$  Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

$\phi$  Angolo di resistenza al taglio del terreno;

$\delta$  Angolo di attrito terra-muro;

$\varepsilon$  Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

$H$  Altezza della parete.

**Calcolo della spinta attiva con Rankine**

Se  $\varepsilon = \delta = 0$  e  $\beta = 90^\circ$  (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta  $S_t$  si semplifica nella forma:

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

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:

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

### 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  $\varepsilon$ , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo  $\beta$ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità  $\theta$  tale che:

$$\operatorname{tg} \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con  $k_h$  coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  verticale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:  $K_h = \beta_m \times (a_{\max} / g)$   $K_v = \pm 0,5 \times K_h$

$\beta_m$  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  $\beta_m$  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.

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

$S$  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:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

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.

### OPCM 3274

I coefficienti sismici orizzontale  $K_h$  e verticale  $K_v$  che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$k_h = S (a_g / g) / r \quad k_v = 0,5 k_h$$

in cui  $S(a_g / g)$  rappresenta il valore dell'accelerazione sismica massima del terreno per le varie categorie di profilo stratigrafico.

Suolo di tipo A -  $S=1$ ;  
 Suolo di tipo B -  $S=1.25$ ;  
 Suolo di tipo C -  $S=1.25$ ;  
 Suolo di tipo E -  $S=1.25$ ;  
 Suolo di tipo D -  $S=1.35$ .

Al fattore  $r$  viene può essere assegnato il valore  $r = 2$  nel caso di opere sufficientemente flessibili (muri liberi a gravità), mentre in tutti gli altri casi viene posto pari a 1 (muri in c.a. resistenti a flessione, muri in c.a. su pali o tirantati, muri di cantinato).



**D.M. 88**

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale  $K_h$  in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat.  $K_h=0.1$ ; II Cat.  $K_h=0.07$ ; III Cat.  $K_h=0.04$ ;

**Eurocodice 8**

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

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$ : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

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:

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

dove

$Q$  = Carico agente sul terrapieno;

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

$$S_c = P_c \times H$$

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:

$$P_q = K_A \times Q \times \sin \beta / \sin(\beta + \epsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a  $S_q$ :

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

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:

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

dove:

$H$  altezza muro

$k_v$  coefficiente sismico verticale

$\gamma$  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  $\theta$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\text{tg}\theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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:

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

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo  $\gamma_t$  con  $\gamma'_t$  ( $\gamma'_t = \gamma_{\text{saturato}} - \gamma_w$ ), peso efficace del materiale immerso in acqua.

### Resistenza passiva

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

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

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

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta - \delta) \times \left[ 1 - \frac{\sqrt{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi + \varepsilon)}}{\sqrt{\text{sen}(\beta - \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di  $\delta$  pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

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

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

### Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

#### Vesic

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:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

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

$s_c = 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$i_c$  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.

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

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

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \left( \frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

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

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

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

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

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

### 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.

### 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

Codice progetto	010
Descrizione	Muro SZ
Comune di	Alessandria della Rocca
Tecnico	Gaetano Barresi
Data	21/10/2019
Condizioni ambientali	Ordinarie
Lat./Long. [WGS84]	37,559397/13,455892
Normativa GEO	D.M. 1996 (T.A.)
Normativa STR	SLU (D.M. 1996)
Spinta	Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

### Dati generali muro

Altezza muro	250,0 cm
Spessore testa muro	12,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	110,0 cm
Sporgenza mensola a monte	107,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	80,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	80,0 cm

### Stratigrafia

DH Spessore strato  
 Eps Inclinazione dello strato.  
 Gamma Peso unità di volume  
 Fi Angolo di resistenza a taglio  
 c Coesione  
 Delta Angolo di attrito terra muro  
 P.F. Presenza di falda (Si/No)

Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (KN/m³)	Fi (°)	c (kPa)	Delta (°)	P.F.	Litologia	Descrizione
1	250	0	18,00	20	5,00	13	No		Argille limose alterate
2	1080	0	18,50	28	0,00	19	No		Sabbia giallastra medio densa con limo

### FATTORI DI COMBINAZIONE

#### Combinazione Nr. 1

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

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	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

### Combinazione Nr. 1 [GEO+STR]

## CALCOLO SPINTE

### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
330,0	280,36	18,0	0,0	20,0	13,0	5,0	353,0	
280,36	230,71	18,0	0,0	20,0	13,0	5,0	353,0	
230,71	181,07	18,0	0,0	20,0	13,0	5,0	353,0	
181,07	163,33	18,0	0,0	20,0	13,0	5,0	353,0	
163,33	131,42	18,0	0,0	20,0	13,0	5,0	353,0	
131,42	80,0	18,0	0,0	20,0	13,0	5,0	353,0	

### 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
6,0	0,39	0,0	0,0	0,39	0,04	0,0	0,0
6,0	0,39	0,0	0,0	0,39	0,04	0,0	0,0
6,0	0,39	0,0	0,0	0,39	0,04	0,0	0,0
6,0	0,39	0,0	0,0	0,39	0,04	0,0	0,0
6,0	0,39	0,0	0,0	0,39	0,04	0,0	0,0
6,0	0,39	0,0	0,0	0,39	0,04	0,0	0,0

### Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.  
 Qf Quota inizio strato.  
 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	330,0	280,36	0,0	0,0	305,18	305,18
2	280,36	230,71	0,04	0,0	234,3	234,3
3	230,71	181,07	1,25	0,13	200,12	200,12
4	181,07	163,33	0,87	0,09	171,82	171,82
5	163,33	131,42	2,12	0,22	146,48	146,48
6	131,42	80,0	4,92	0,52	104,09	104,09

#### CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

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

Quota	Px	Py	Xp	Yp
280,36	0,0	1,47	143,0	305,2
230,71	0,0	2,92	140,0	280,4
181,07	0,0	4,39	137,1	255,5
163,33	0,0	4,9	136,0	246,7
131,42	0,0	5,83	134,1	230,8
80,0	0,0	7,35	131,0	205,0

#### 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
280,36	0,0	1,47	-0,04	21,47
230,71	0,04	2,92	-0,17	34,98
181,07	1,29	4,52	-0,15	48,4
163,33	2,15	5,13	0,05	53,06
131,42	4,27	10,22	-0,95	61,33
80,0	9,19	12,26	1,73	74,43

#### Tensioni - Armature parete (T.A .)

Afv Area dei ferri lato valle.  
 Afm Area dei ferri lato monte.  
 $\sigma_c$  Tensione calcestruzzo (N/mm<sup>2</sup>);  
 $\sigma_{ft}$  Tensione acciaio teso (N/mm<sup>2</sup>);  
 $\sigma_{fc}$  Tensione acciaio compresso (N/mm<sup>2</sup>);  
 $\tau$  Tensione tangenziale (N/mm<sup>2</sup>);

Afv	Afm	$\sigma_c$	$\sigma_{ft}$	$\sigma_{fc}$	$\tau$
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,01	0,03	0,15	0,0
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,01	0,02	0,21	0,0
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,01	0,09	0,18	0,0
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,01	0,12	0,15	0,0
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,03	0,05	0,43	0,01
12Ø10 (9,42)	12Ø10 (9,42)	0,03	0,01	0,48	0,01

### VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per  $(x_{r1}, y_{r1}) = (229,0/0,0)$

Piano di rottura passante per  $(x_{r2}, y_{r2}) = (229,0/330,0)$

Centro di rotazione  $(x_{ro}, y_{ro}) = (0,0/0,0)$

#### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
$\beta$	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	$\beta$	Note
330,0	280,36	18,0	0,0	20,0	20,0	5,0	0,0	
280,36	230,71	18,0	0,0	20,0	20,0	5,0	0,0	
230,71	181,07	18,0	0,0	20,0	20,0	5,0	0,0	
181,07	131,42	18,0	0,0	20,0	20,0	5,0	0,0	
131,42	80,0	18,0	0,0	20,0	20,0	5,0	0,0	
80,0	0,0	18,5	0,0	28,0	19,0	0,0	0,0	

#### Coefficienti di spinta ed inclinazioni

$\mu$	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.

$\mu$	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
20,0	0,43	0,0	0,0	0,4	0,15	0,0	0,0
20,0	0,43	0,0	0,0	0,4	0,15	0,0	0,0
20,0	0,43	0,0	0,0	0,4	0,15	0,0	0,0
20,0	0,43	0,0	0,0	0,4	0,15	0,0	0,0
20,0	0,43	0,0	0,0	0,4	0,15	0,0	0,0
19,0	0,32	0,0	0,0	0,3	0,1	0,0	0,0

#### Spinte risultanti e punto di applicazione



Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
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	330,0	280,36	0,0	0,0	305,18	305,18
2	280,36	230,71	0,07	0,03	235,46	235,46
3	230,71	181,07	1,4	0,51	200,63	200,63
4	181,07	131,42	3,18	1,16	153,93	153,93
5	131,42	80,0	5,17	1,88	104,13	104,13
6	80,0	0,0	16,24	5,87	38,52	38,6

### SPINTE IN FONDAZIONE

#### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
80,0	0,0	18,5	180,0	28,0	19,0	0,0	180,0	

#### 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
199,0	0,83	-0,79	-0,27

#### Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
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	80,0	0,0	-4,65	-1,6	26,67	26,67

#### Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
----	----------------------------

Fy	Forza in direzione y (kN);		
M	Momento (kNm);		
	Fx	Fy	M
Spinta terreno	26,06	9,45	-2,12
Carichi esterni	0,0	3,93	-6,6
Peso muro	0,0	7,35	-9,64
Peso fondazione	0,0	44,91	-51,43
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	0,0	41,4	-75,6
Spinte fondazione	-4,65	-1,6	-1,24
	<b>21,41</b>	<b>105,45</b>	<b>-146,62</b>

Momento stabilizzante	-164,9	kNm
Momento ribaltante	18,28	kNm

#### Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	26,06 kN
Sommatoria forze verticali	107,06 kN
Coefficiente di attrito	0,53
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	107,06 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	26,06 kN
Resistenza terreno	61,57 kN
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>2,36</b>
<b>Traslazione verificata Csd &gt; 1,5</b>	

#### Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-164,9 kNm
Momento ribaltante	18,28 kNm
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>9,02</b>
<b>Muro verificato a ribaltamento Csv &gt; 1,3</b>	

#### Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	21,41 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	105,45 kN
Somma momenti	-146,62 kNm
Larghezza fondazione	229,0 cm
Lunghezza	1000,0 cm
Eccentricità su B	24,54 cm
Peso unità di volume	18,5 KN/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	28,0 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	80,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18,0 KN/m <sup>3</sup>
Nq	14,72
Nc	25,8
Ng	16,72
Fattori di forma	
sq	1,1

sc	1,1
sg	0,93
Inclinazione carichi	
iq	0,66
ic	0,63
ig	0,52
Inclinazione valle	
gq	1,0
gc	0,0
gg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	518,21 kN
<b>Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)</b>	<b>4,91</b>
<b>Carico limite verificato Csq&gt;2</b>	

### Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	139,04 cm
Larghezza della fondazione	229,0 cm
x = 0,0 cm Tensione...	16,45 kPa
x = 229,0 cm Tensione...	75,65 kPa

### MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);			
Fx	Forza in direzione x (kN);			
Fy	Forza in direzione y (kN);			
M	Momento (kNm);			
H	Altezza sezione (cm);			

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
110,0	-4,65	-13,76	-4,96	80,0

### Armature - Tensioni

Afi	Area dei ferri inferiori.				
Afs	Area dei ferri superiori.				
$\sigma_c$	Tensione calcestruzzo (N/mm <sup>2</sup> );				
$\sigma_{ft}$	Tensione acciaio teso (N/mm <sup>2</sup> );				
$\sigma_{fc}$	Tensione acciaio compresso (N/mm <sup>2</sup> );				
$\tau$	Tensione tangenziale (N/mm <sup>2</sup> );				

Afi	Afs	$\sigma_c$	$\sigma_{ft}$	$\sigma_{fc}$	$\tau$
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,1	5,78	1,25	0,02

### MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);			
Fx	Forza in direzione x (kN);			
Fy	Forza in direzione y (kN);			
M	Momento (kNm);			
H	Altezza sezione (cm);			

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
122,0	16,24	16,38	-11,13	80,0
128,17	16,24	15,37	-10,14	80,0
134,13	16,24	14,55	-9,23	80,0
140,0	16,24	13,8	-8,43	80,0
140,09	16,24	13,77	-8,44	80,0
146,04	16,24	13,15	-7,62	80,0
152,0	16,24	12,56	-6,85	80,0
167,67	16,24	7,52	-4,99	80,0

#### Armature - Tensioni (T.A.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
$\sigma_c$	Tensione calcestruzzo (N/mm <sup>2</sup> );
$\sigma_{ft}$	Tensione acciaio teso (N/mm <sup>2</sup> );
$\sigma_{fc}$	Tensione acciaio compresso (N/mm <sup>2</sup> );
$\tau$	Tensione tangenziale (N/mm <sup>2</sup> );

Afi	Afs	$\sigma_c$	$\sigma_{ft}$	$\sigma_{fc}$	$\tau$
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,18	28,71	1,42	0,02
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,15	27,06	1,15	0,02
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,13	25,53	0,89	0,02
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,11	24,19	0,64	0,02
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,11	24,21	0,65	0,02
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,09	22,84	0,37	0,02
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,06	21,57	0,08	0,02
4Ø16 (8,04)	4Ø16 (8,04)	0,01	18,47	-1,72	0,01

---

**Indice**

1.Dati generali	7
2.Stratigrafia	8
3.Fattori combinazione	8
4.Combinazione Nr. 1 [GEO+STR]	8
4.1.1-(Peso, Baricentro, Inerzia)	9
4.2.1-Armatura elevazione	10
4.3.1-Sollecitazioni totali	12
4.4.1-Verifica alla traslazione	12
4.5.1-Verifica al ribaltamento	13
4.6.1-Carico limite	13
4.7.1-Tensioni sul terreno	13
4.8.1-Armatura in fondazione	14
Indice	16

**VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO SZ**  
**CON STRATIGRAFIA CONFORME ALLO STUDIO GEOLOGICO**  
**ALLEGATO AL PRESENTE PROGETTO**

### **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:

(a) 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 ( $\varphi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) 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 ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), 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 quando 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;  
 $1$  equazione di equilibrio dei momenti globale.

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

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:

$\Sigma F_V = 0, \Sigma M_0 = 0$ , Criterio di rottura.

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

I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  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.

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

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:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove  $f_o$  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  $\sigma$  e  $\tau$  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;

$\phi_i$  = 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:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$  = 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  $x_0$  ed  $x_n$  sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre  $x_{ci}$  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  $C_3$ .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza  $F$ . Il corretto valore di  $F$  può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left( \frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri  $F$  e  $C_3$ .

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:

$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \sum \Delta E_i &= 0 \\ \sum \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned} * \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i &= \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i \\ ** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] &= \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G) \end{aligned}$$

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:

$K = K_c$  *accelerazione critica* se  $F = 1$

$F = F_s$  *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  $\lambda$  rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di  $K_c$ ,  $\lambda$  e  $F$ , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

### **Metodo di SPENCER**

Il metodo è basato sull'assunzione:

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  $\theta$ . tutti i momenti sono nulli  $M_i = 0 \quad i=1 \dots n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo 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:

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

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{tg \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ \frac{F_s + tg \phi tg(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

$\theta$  = angolo d'inclinazione della forza  $Q_i$  rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

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

$$\sum Q_i = 0$$

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  $\theta$ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia  $F_{sm} = F_{sf}$ .

### **Metodo di MORGENSTERN e PRICE**

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X = \lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  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, sinusoidale, semisinusoidale, 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":

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

$$= \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

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

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

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.

## **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita 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, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

$F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W: peso concio

$K_o$ : Coefficiente sismico orizzontale

$K_v$ : Coefficiente sismico verticale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $K_o$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta_s \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  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.

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

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica).

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1(S_T = 1.0) \quad T2(S_T = 1.20) \quad T3(S_T = 1.20) \quad T4(S_T = 1.40).$$

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:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

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.

**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  $m \times n$  e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

**Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)**

Normativa	DM1996
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

**Maglia dei Centri**

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	4,63 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	8,61 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7,57 m
Ordinata vertice destro superiore ys	11,55 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

**Vertici profilo**

N	X m	y m
1	2,0	5,8
2	5,0	5,8
3	6,1	5,8
4	6,52	8,3
5	6,52	8,3
6	8,52	8,3
7	12,27	8,3

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	2,0	5,8
2	6,52	5,8
3	12,27	5,8

**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**

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm <sup>2</sup> )	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	G (Kg/m <sup>3</sup> )	Gs (Kg/m <sup>3</sup> )	K (Kg/cm <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0,05		20	1835,489	1835,489	4,00	Argille limose alterate	
2	0		28	1886,475	1886,475	0,00	Sabbia giallastra medio densa con limo	

Fs minimo individuato	1,41
Ascissa centro superficie	5,66 m
Ordinata centro superficie	9,05 m
Raggio superficie	4,42 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

**(ID=21) xc = 5,66 yc = 9,053 Rc = 4,421 Fs=1,415**

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,74	-36,7	0,92	420,77	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	676,1	203,2
2	0,74	-25,4	0,81	1030,65	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	1332,0	400,4
3	0,74	-15,2	0,76	1406,69	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	1587,7	477,3
4	0,74	-5,5	0,74	1592,28	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	1647,2	495,2
5	0,91	5,3	0,92	1983,09	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	1937,8	582,6
6	0,56	15,0	0,58	3620,75	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	3469,1	1042,9
7	0,74	23,9	0,8	4472,15	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	4316,5	1297,6
8	0,74	34,9	0,9	3900,98	0,0	0,0	0,0	23,0	0,0	3932,7	1182,3
9	0,74	47,9	1,1	3022,7	0,0	0,0	0,04	16,2	0,0	3386,5	1012,9
10	0,74	67,6	1,93	1556,46	0,0	0,0	0,04	16,2	0,0	1824,2	931,6

