COMUNE DI CATANIA

Accordo di programma sottoscritto in data 23 gennaio 1996 tra il Comune di Catania, la Regione Siciliana ed il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

PROGRAMMA DI EDILIZIA SPERIMENTALE SOVVENZIONATA ex articolo 2, primo comma lettera f, legge n. 457/78

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO C/12

F.5.1 **CALCOLI STRUTTURALI - Muri di sostegno**
Relazione di calcolo

STA PROGETTI

Settembre 2013

MURO H = 3.00 mt

RELAZIONE DI CALCOLO

Normative di riferimento:

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.
CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

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 *St* è applicata ad 1/3 H di valore

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

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_A:
$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;
β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;
δ Angolo di attrito terra-muro;
ε 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 $\beta = 90°$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta *St* 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 Ka di Rankine si presenta come segue:

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

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 ε, di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β, di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

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

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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.

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

S coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica Ss 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 calcolatati come:

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

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. Kh=0.1; II Cat. Kh=0.07; III Cat. Kh=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,
γ_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:

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

dove
Q = Carico agente sul terrapieno;

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

$$S_c = P_c \times H$$

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:

$$P_q = K_A \times Q \times sen\beta / sen(\beta+\varepsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q:

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

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:

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

dove:
H altezza muro
k_V coefficiente sismico verticale
γ 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:

$$P_W(z) = \gamma_W \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_W = 1/2 \times \gamma_W \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_W$), 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:

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

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

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

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

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

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:

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre Rd 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 Rd 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

$s_q = 1 + (B'/L')\tan\phi'$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 1 - 0{,}4(B'/L')$ 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'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\phi'}\right)^m$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\phi'}\right)^{m+1}$$
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$
$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

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

Data	04/10/2013
Condizioni ambientali	Ordinarie
Zona	catania
Lat./Long. [WGS84]	37,509097/15,083665
Normativa GEO	NTC 2008
Normativa STR	NTC 2008
Spinta	Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	300,0 cm
Spessore testa muro	30,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	30,0 cm
Sporgenza mensola a valle	60,0 cm
Sporgenza mensola a monte	150,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	60,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	60,0 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:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,62	2,55	0,25
S.L.D.	50,0	0,76	2,55	0,26
S.L.V.	475,0	2,02	2,46	0,36
S.L.C.	975,0	2,78	2,43	0,44

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,93	0,18	0,0171	0,0085
S.L.D.	1,14	0,18	0,0209	0,0105
S.L.V.	2,8198	0,31	0,0891	0,0446
S.L.C.	3,5769	0,31	0,1131	0,0565

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Mpa]	Ec [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fctd [Mpa]	fctm [Mpa]
1	C20/25	25	30550,21	20	11,55	1,05	2,25
2	C25/30	30	32089,96	25	14,44	1,21	2,61
3	C28/35	35	32936,31	28	16,17	1,31	2,81
4	C40/50	51	35913,83	40	20,22	1,52	3,26

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ftk [Mpa]	ftd [Mpa]	ep_tk	epd_ult	ß1*ß2 iniziale	ß1*ß2 finale
1	B450C	203940	458,87	399,01	550,64	399,01	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	203940	458,87	399,01	550,64	458,87	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	203940	458,87	399,01	467,33	406,35	.012	.01	1	0,5
4	S235H	214137	244,73	212,81	367,09	212,81	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	214137	285,52	248,3	438,47	248,3	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	214137	367,09	319,17	520,05	367,09	0,012	0,01	1	0,5

Materiali impiegati realizzazione muro C20/25 B450C

Copriferro, Elevazione	3,0 cm
Copriferro, Fondazione	3,0 cm
Copriferro, Dente di fondazione	3,0 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	360	0	18,63	36	0,00	24	No		Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa
2	300	0	18,63	36	0,00	24	No		Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
sovraccarico	10,0	460,0	5,0	5,0	0,0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

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	sovraccarico	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
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2

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	sovraccarico	1,30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1

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

EQU+M2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0,90
2	Spinta terreno	1,10
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,50
6	Spinta sismica in y	0,00
7	sovraccarico	1,50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1,25

2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1

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

A1+M1+R1 [STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0171
Coefficiente sismico verticale Kv 0,0085

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
Gamma 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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
360,0	300,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
300,0	240,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
240,0	180,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
180,0	120,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
120,0	60,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	

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
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01

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	360,0	300,0	2,28	1,32	326,6	326,6
2	300,0	240,0	3,84	2,22	267,98	267,98
3	240,0	180,0	5,39	3,11	208,56	208,56
4	180,0	120,0	6,94	4,01	148,88	148,88
5	120,0	60,0	8,49	4,9	89,09	89,09

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
300,0	0,11	6,31	76,5	329,1
240,0	0,24	13,77	78,2	296,7
180,0	0,38	22,37	79,8	263,1
120,0	0,55	32,13	81,6	228,6
60,0	0,74	43,03	83,3	193,3

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
300,0	2,39	7,63	0,53	36,0
240,0	6,36	17,3	2,97	42,0
180,0	11,89	29,02	8,26	48,0
120,0	19,0	42,78	17,28	54,0
60,0	27,68	58,58	31,02	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv Area dei ferri lato valle.
Afm Area dei ferri lato monte.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	7,7	222,86	S	144,85	0,0	60,54
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	17,37	268,19	S	156,24	0,0	24,58

12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	29,07	314,52	S	166,92	0,0	14,04
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	42,79	362,03	S	177,05	0,0	9,32
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	58,55	410,91	S	186,7	0,0	6,75

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (270,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (270,0/360,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
360,0	300,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
300,0	240,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
240,0	180,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
180,0	120,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
120,0	60,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
60,0	1,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	0,0	
1,0	0,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	0,0	

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
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
24,0	0,23	0,24	0,01	0,21	0,1	0,01	0,0
24,0	0,23	0,24	0,01	0,21	0,1	0,01	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	360,0	300,0	1,96	1,4	326,83	326,79
2	300,0	240,0	3,2	2,3	268,06	268,04
3	240,0	180,0	4,44	3,21	208,6	208,59
4	180,0	120,0	5,68	4,11	148,91	148,9
5	120,0	60,0	6,92	5,01	89,1	89,1
6	60,0	1,0	8,16	5,45	29,7	29,97
7	1,0	0,0	0,15	0,1	0,5	0,5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
Gamma 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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
60,0	0,0	18,63	180,0	36,0	24,0	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
204,0	1,15	-1,05	-0,47

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	60,0	0,0	-3,51	-1,56	20,0	20,0

Sollecitazioni total i

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

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	30,51	21,57	-16,95
Peso muro	0,74	43,03	-34,42
Peso fondazione	0,88	51,63	-69,44
Sovraccarico	0,23	13,5	-23,47
Terr. fondazione	1,58	119,88	-221,16
Spinte fondazione	-3,51	-1,56	-0,7
	30,43	**248,05**	**-366,14**

Momento stabilizzante	-412,63	kNm
Momento ribaltante	46,49	kNm

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
60,0	-3,51	-33,2	-9,73	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	3,41	396,11	S	186,7	0,0	5,62

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
120,0	0,15	-9,63	-3,58	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	0,14	395,23	S	186,7	0,0	19,4

A2+M2+R2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,0171
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0085

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
360,0	300,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
300,0	240,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
240,0	180,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
180,0	120,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
120,0	60,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	

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
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01

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	360,0	300,0	2,58	1,49	326,32	326,32
2	300,0	240,0	4,47	2,58	267,88	267,88
3	240,0	180,0	6,37	3,68	208,51	208,51
4	180,0	120,0	8,26	4,77	148,85	148,85
5	120,0	60,0	10,16	5,87	89,07	89,07

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
300,0	0,08	4,85	76,5	329,1
240,0	0,18	10,59	78,2	296,7
180,0	0,29	17,21	79,8	263,1
120,0	0,42	24,71	81,6	228,6
60,0	0,57	33,1	83,3	193,3

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
300,0	2,66	6,34	0,55	36,0
240,0	7,23	14,66	3,17	42,0
180,0	13,71	24,96	9,01	48,0
120,0	22,1	37,23	19,12	54,0
60,0	32,41	51,48	34,67	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	6,38	222,66	S	144,85	0,0	54,48
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	14,64	267,7	S	156,24	0,0	21,61
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	24,96	313,66	S	166,92	0,0	12,18
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	37,23	360,7	S	177,05	0,0	8,01
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	51,48	409,01	S	186,7	0,0	5,76

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (270,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (270,0/360,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
360,0	300,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
300,0	240,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
240,0	180,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
180,0	120,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
120,0	60,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
60,0	1,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	
1,0	0,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	

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
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01

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	360,0	300,0	2,35	1,36	326,53	326,51
2	300,0	240,0	3,98	2,3	267,95	267,94
3	240,0	180,0	5,61	3,25	208,55	208,54
4	180,0	120,0	7,25	4,2	148,87	148,87
5	120,0	60,0	8,88	5,15	89,08	89,08
6	60,0	1,0	10,41	5,78	29,72	29,87
7	1,0	0,0	0,19	0,1	0,5	0,5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
60,0	0,0	18,63	180,0	30,17	24,0	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
204,0	0,9	-0,82	-0,36

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	60,0	0,0	-2,75	-1,22	20,0	20,0

Sollecitazioni total i

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

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	38,68	22,15	-7,94
Peso muro	0,57	33,1	-26,48
Peso fondazione	0,68	39,72	-53,41
Sovraccarico	0,2	11,7	-20,34
Terr. fondazione	1,58	92,22	-169,34
Spinte fondazione	-2,75	-1,22	-0,55
	38,95	**197,66**	**-278,06**

Momento stabilizzante	-334,77	kNm
Momento ribaltante	56,71	kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	41,7 kN
Sommatoria forze verticali	198,88 kN
Coefficiente di attrito	0,45
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	198,88 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	41,7 kN
Resistenza terreno	91,3 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2,19**

Traslazione verificata Csd>1,3

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-334,77 kNm
Momento ribaltante	56,71 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**5,9**

Muro verificato a ribaltamento Csv>1,5

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	38,95 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	197,66 kN
Somma momenti	-278,06 kNm
Larghezza fondazione	270,0 cm
Lunghezza	100,0 cm
Eccentricità su B	5,68 cm
Peso unità di volume	18,63 KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	30,17 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	60,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18,63 KN/m³
Nq	9,6
Nc	19,32
Ng	9,44

Fattori di forma

sq	1,17
sc	1,19
sg	0,85
Inclinazione carichi	
iq	0,76
ic	0,73
ig	0,61
Inclinazione valle	
gq	1,0
gc	0,0
gg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	547,39 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**2,77**
Carico limite verificato Csq>2	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	140,68 cm
Larghezza della fondazione	270,0 cm
x = 0,0 cm Tensione...	63,97 kPa
x = 270,0 cm Tensione...	82,45 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
60,0	-2,75	-32,01	-9,58	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	2,76	395,93	S	186,7	0,0	5,83

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
120,0	0,19	21,83	-31,07	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	0,14	395,23	S	186,7	0,0	8,55

EQU+M2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,0171
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0085

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
360,0	300,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
300,0	240,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
240,0	180,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
180,0	120,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
120,0	60,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	

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
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01

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	360,0	300,0	3,08	1,4	326,67	325,5
2	300,0	240,0	5,13	2,66	268,0	267,63
3	240,0	180,0	7,18	3,91	208,57	208,39
4	180,0	120,0	9,24	5,17	148,89	148,78
5	120,0	60,0	11,29	6,43	89,09	89,02

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
300,0	0,07	4,37	76,5	329,1
240,0	0,16	9,53	78,2	296,7
180,0	0,26	15,49	79,8	263,1
120,0	0,38	22,24	81,6	228,6
60,0	0,51	29,79	83,3	193,3

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
300,0	3,15	5,77	0,69	36,0
240,0	8,37	13,58	3,77	42,0
180,0	15,66	23,46	10,43	48,0
120,0	25,01	35,38	21,83	54,0
60,0	36,43	49,36	39,21	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	5,81	222,58	S	144,85	0,0	45,92
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	13,62	267,52	S	156,24	0,0	18,66
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	23,49	313,35	S	166,92	0,0	10,66
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	35,41	360,27	S	177,05	0,0	7,08
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	49,42	408,46	S	186,7	0,0	5,13

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (270,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (270,0/360,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
360,0	300,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
300,0	240,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
240,0	180,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
180,0	120,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
120,0	60,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
60,0	1,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	
1,0	0,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	

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

30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01

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	360,0	300,0	2,85	1,22	326,91	325,5
2	300,0	240,0	4,61	2,31	268,09	267,63
3	240,0	180,0	6,38	3,41	208,62	208,39
4	180,0	120,0	8,14	4,5	148,92	148,78
5	120,0	60,0	9,9	5,6	89,11	89,02
6	60,0	1,0	11,56	6,34	29,74	29,84
7	1,0	0,0	0,21	0,11	0,5	0,5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
60,0	0,0	18,63	180,0	30,17	24,0	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
204,0	0,9	-0,82	-0,36

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	60,0	0,0	-2,75	-1,22	20,0	20,0

Sollecitazioni total i

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

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	43,65	23,49	-4,05
Peso muro	0,76	29,79	-23,34
Peso fondazione	0,92	35,75	-47,98
Sovraccarico	0,35	13,5	-23,05
Terr. fondazione	2,37	92,22	-167,65
Spinte fondazione	-2,75	-1,22	-0,55
	45,29	**193,52**	**-266,62**

Momento stabilizzante	-333,51	kNm
Momento ribaltante	66,89	kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	48,04 kN
Sommatoria forze verticali	194,74 kN
Coefficiente di attrito	0,45
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	194,74 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	48,04 kN
Resistenza terreno	89,45 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**1,86**

Traslazione verificata Csd>1,3

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-333,51 kNm
Momento ribaltante	66,89 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**4,99**

Muro verificato a ribaltamento Csv>1,5

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	45,29 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	193,52 kN
Somma momenti	-266,62 kNm
Larghezza fondazione	270,0 cm
Lunghezza	100,0 cm

Eccentricità su B	2,78 cm
Peso unità di volume	18,63 KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	30,17 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	60,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18,63 KN/m³
Nq	9,6
Nc	19,32
Ng	9,44
Fattori di forma	
sq	1,17
sc	1,19
sg	0,85
Inclinazione carichi	
iq	0,71
ic	0,68
ig	0,55
Inclinazione valle	
gq	1,0
gc	0,0
gg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	520,79 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**2,69**
Carico limite verificato Csq>2	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	137,78 cm
Larghezza della fondazione	270,0 cm
x = 0,0 cm Tensione...	67,25 kPa
x = 270,0 cm Tensione...	76,09 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
60,0	-2,75	-34,22	-10,32	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	2,76	395,93	S	186,7	0,0	5,46

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
120,0	0,21	27,98	-37,78	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	0,14	395,23	S	186,7	0,0	6,67

Indice

1.Dati generali 7
2.CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI 8
3.Stratigrafia 9
4.Fattori combinazione 9
5.A1+M1+R1 [STR] 10
5.1.1-(Peso, Baricentro, Inerzia) 11
5.2.1-Armatura elevazione 12
5.3.1-Sollecitazioni totali 14
5.4.1-Armatura in fondazione 14
6.A2+M2+R2 [GEO+STR] 15
6.1.2-(Peso, Baricentro, Inerzia) 16
6.2.2-Armatura elevazione 17
6.3.2-Sollecitazioni totali 19
6.4.2-Verifica alla traslazione 19
6.5.2-Verifica al ribaltamento 20
6.6.2-Carico limite 20
6.7.2-Tensioni sul terreno 20
6.8.2-Armatura in fondazione 21
7.EQU+M2 [GEO+STR] 21
7.1.3-(Peso, Baricentro, Inerzia) 23
7.2.3-Armatura elevazione 23
7.3.3-Sollecitazioni totali 25
7.4.3-Verifica alla traslazione 26
7.5.3-Verifica al ribaltamento 26
7.6.3-Carico limite 26
7.7.3-Tensioni sul terreno 27
7.8.3-Armatura in fondazione 27
Indice 29

Relazione di calcolo

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.

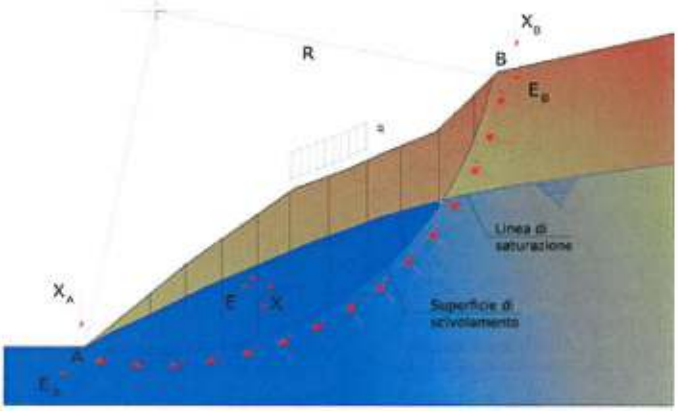
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

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 :

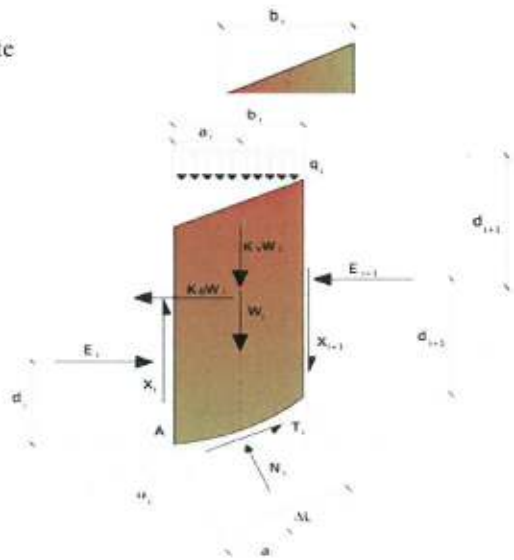
$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

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.

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

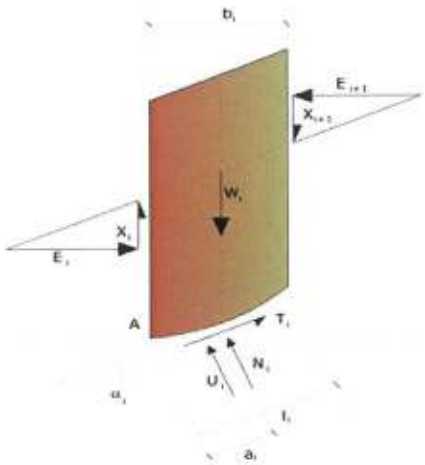
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornissce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

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:

$$\sum F_y = 0, \ \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

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

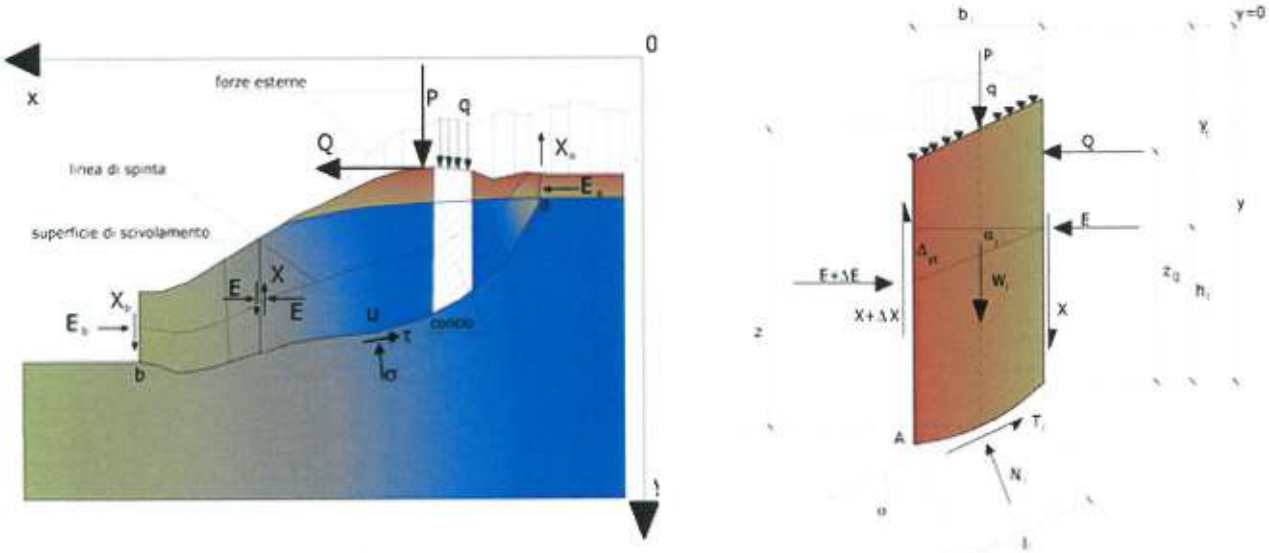


I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi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

Metodo di Janbu (1956)

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.

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

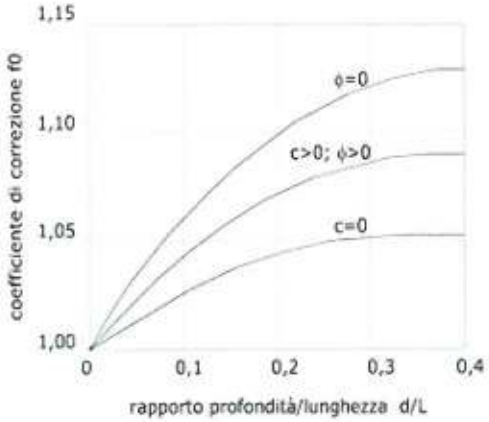


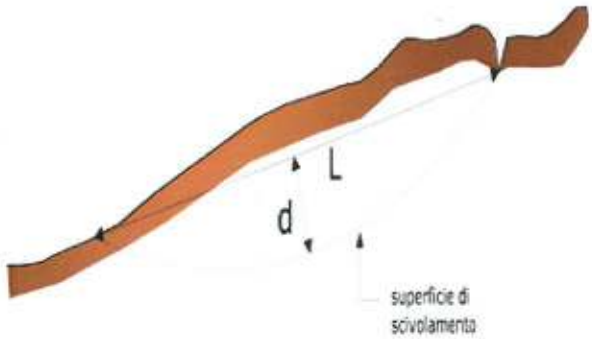
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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:

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

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



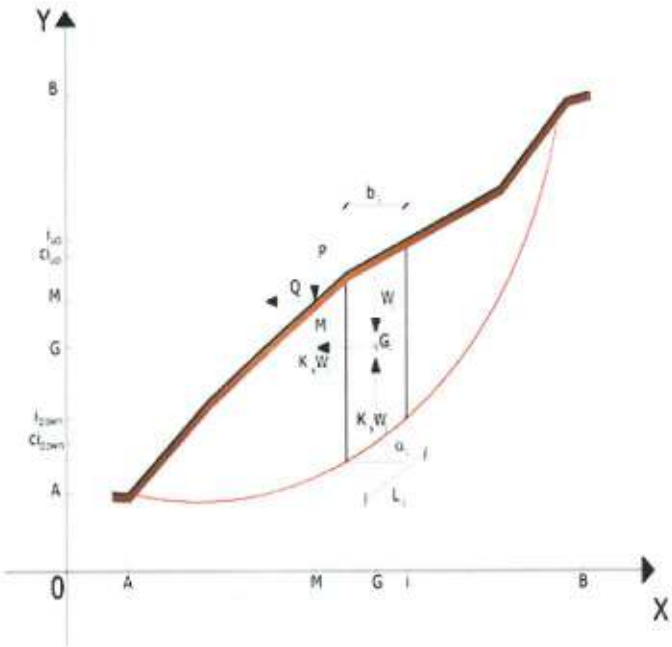


Metodo di Bell (1968)

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;
$\mathbf{c_i}$ = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\boldsymbol{\phi_i}$ = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{L_i}$ = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{u_{ci}}$ = 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 $\mathbf{x_0}$ 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:

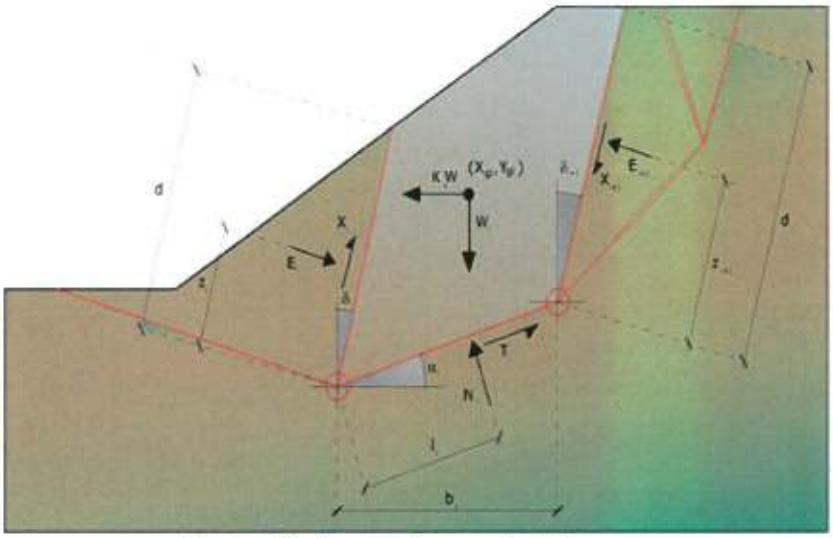
$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

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

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

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

$$\sum \Delta X_i \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

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

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:

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

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;

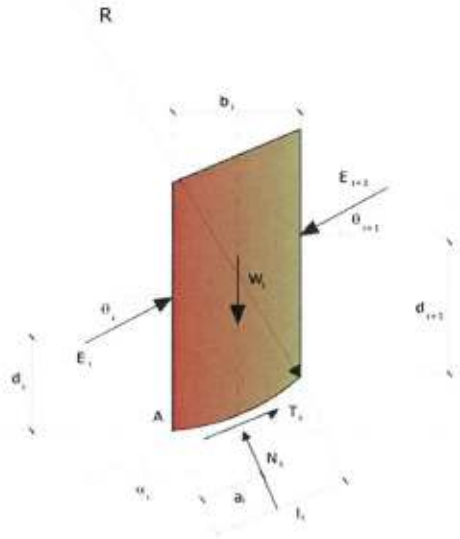
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i = 1 \ldots n$.

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:

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



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:

$$\sum (Q_i \cos\theta) = 0$$
$$\sum (Q_i sen\theta) = 0$$

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

2) $$\sum Q_i = 0$$

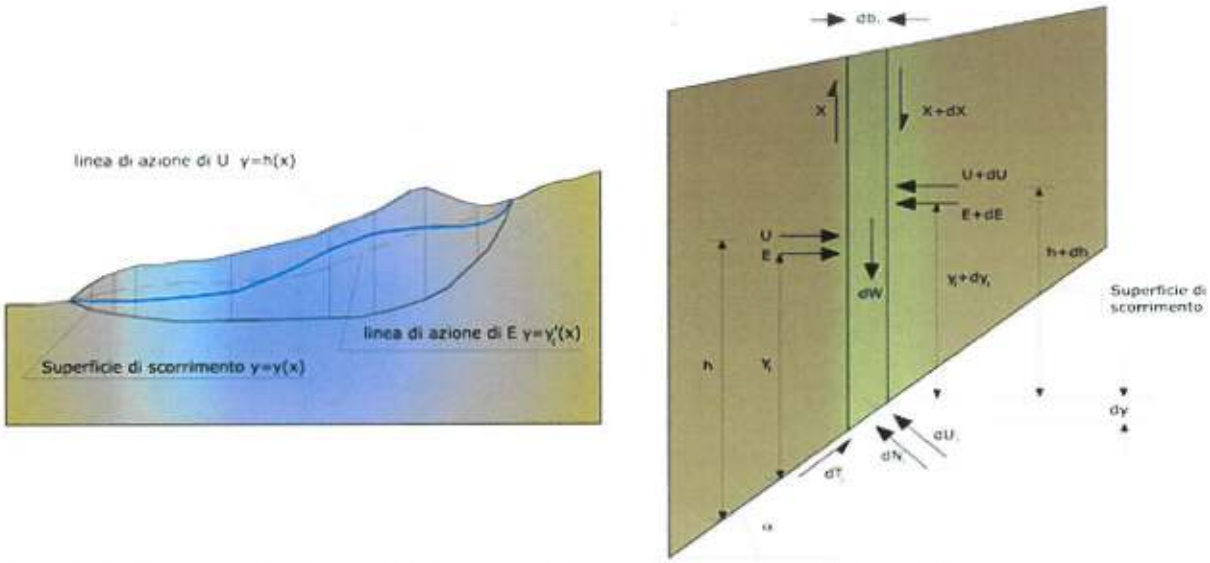
Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ, considerando 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 $X = \lambda f(x)E$, 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**":

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



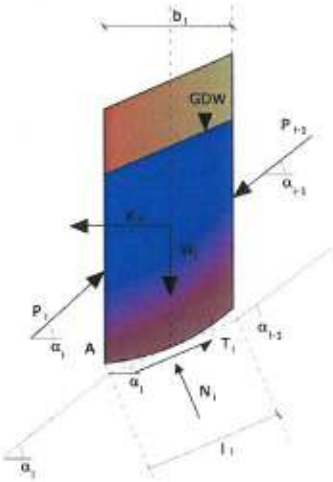
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Mongester e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

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

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.

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 Rp 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:

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

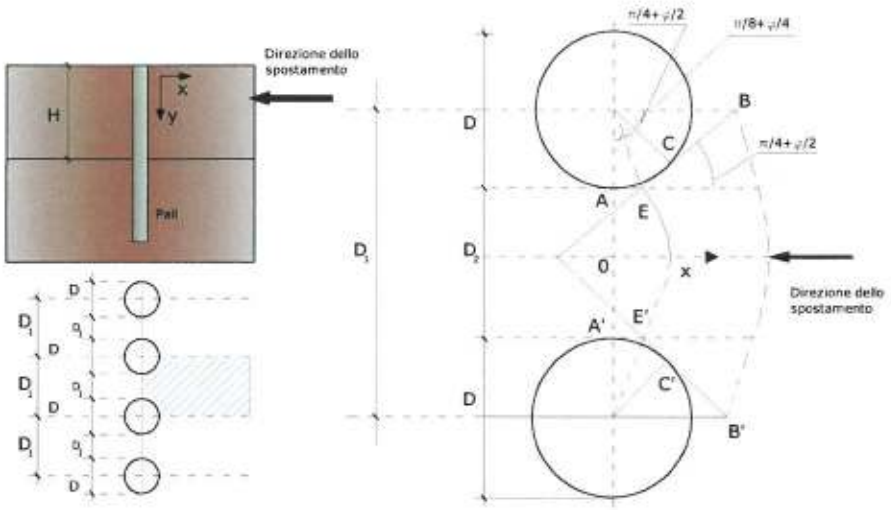
Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

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;
2. 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:

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

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:
C = coesione terreno;
φ = angolo di attrito terreno;
γ = peso specifico terreno;
D_1 = interasse tra i pali;
D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;
N_φ = $\operatorname{tag}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \operatorname{tag}\varphi + N_\varphi - 1$$
$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \operatorname{tag}(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2\,tag\varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2}\right] / \left[(N_\varphi)^{1/2}\,tag\varphi + N_\varphi - 1\right]$$

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

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

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

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

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C\left[D_1(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2\,tag\,\pi/8) - 2(D_1 - D_2)\right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z)dZ$$

$$P = C \cdot H\left[D_1(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2\,tag\,\pi/8) - 2(D_1 - D_2)\right] + 1/2\gamma H^2(D_1 - D_2)$$

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 ($D_2 = 0$ $P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1$ $P \rightarrow$ 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.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Normativa	NTC 2008
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	4,11 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	8,98 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7,09 m

Ordinata vertice destro superiore ys	11,95 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	5,6
2	5,0	5,6
3	5,6	5,6
4	5,9	8,6
5	5,9	8,6
6	7,9	8,6
7	12,4	8, 6

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	2,0	5,0
2	5,9	5,0
3	12,4	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	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/cm²)	cu (kg/cm²)	Fi (°)	G (Kg/m³)	Gs (Kg/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	0		36	1899,731	1899,731	4,00	Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa	
2	0		36	1899,731	1899,731	0,00	Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	6	8,6	10,5	8,6	6,628155E-02

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,69
Ascissa centro superficie	5,45 m

Ordinata centro superficie	9,72 m
Raggio superficie	5,24 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=28) xc = 5,451 yc = 9,718 Rc = 5,241 Fs=1,688

Nr.	B	Alfa	Li	Wi	Kh•Wi	Kv•Wi	c	Fi	Ui	N'i	Ti
	m	(°)	m	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(kg/cm²)	(°)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
1	0,84	-32,8	0,99	472,21	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	721,5	248,4
2	0,84	-22,4	0,9	1162,18	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	1464,4	504,1
3	0,84	-12,7	0,86	1580,79	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	1757,4	605,0
4	1,18	-1,6	1,18	2517,4	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	2542,3	875,2
5	0,49	7,6	0,49	4058,48	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	3914,4	1347,6
6	0,84	15,1	0,87	6820,38	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	6464,1	2225,4
7	0,84	24,8	0,92	6340,11	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	6026,1	2074,6
8	0,84	35,5	1,03	5572,2	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	5495,4	1891,9
9	0,84	48,0	1,25	4399,99	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	4756,1	1637,4
10	0,84	66,3	2,08	2407,64	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	3354,3	1154,8

MURO H = 4.00 mt

RELAZIONE DI CALCOLO

Normative di riferimento:

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.
CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

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 *St* è applicata ad 1/3 H di valore

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

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_A:
$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;
β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;
δ Angolo di attrito terra-muro;
ε 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 $\beta = 90°$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta *St* 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 Ka di Rankine si presenta come segue:

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

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 ε, di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β, di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$tg\,\theta = k_h/(1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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.

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

S coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica Ss 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 calcolatati 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. Kh=0.1; II Cat. Kh=0.07; III Cat. Kh=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,
γ_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:

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

dove
Q = Carico agente sul terrapieno;

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

$$S_c = P_c \times H$$

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:

$$P_q = K_A \times Q \times sen\beta / sen(\beta+\varepsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q:

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

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:

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

dove:
H altezza muro
k_v coefficiente sismico verticale
γ 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:

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

Con risultante pari a:

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

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_w$), 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:

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

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

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

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

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

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:

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre Rd 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 Rd 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

$s_q = 1 + \left(B'/L'\right)\tan\phi'$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 1 - 0{,}4(B'/L')$ 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'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\phi'}\right)^m$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\phi'}\right)^{m+1}$$
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$
$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

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

Data	04/10/2013
Condizioni ambientali	Ordinarie
Zona	catania
Lat./Long. [WGS84]	37,509097/15,083665
Normativa GEO	NTC 2008
Normativa STR	NTC 2008
Spinta	Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	400,0 cm
Spessore testa muro	30,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	40,0 cm
Sporgenza mensola a valle	70,0 cm
Sporgenza mensola a monte	200,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	70,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	70,0 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:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,62	2,55	0,25
S.L.D.	50,0	0,76	2,55	0,26
S.L.V.	475,0	2,02	2,46	0,36
S.L.C.	975,0	2,78	2,43	0,44

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,93	0,18	0,0171	0,0085
S.L.D.	1,14	0,18	0,0209	0,0105
S.L.V.	2,8198	0,31	0,0891	0,0446
S.L.C.	3,5769	0,31	0,1131	0,0565

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Mpa]	Ec [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fctd [Mpa]	fctm [Mpa]
1	C20/25	25	30550,21	20	11,55	1,05	2,25
2	C25/30	30	32089,96	25	14,44	1,21	2,61
3	C28/35	35	32936,31	28	16,17	1,31	2,81
4	C40/50	51	35913,83	40	20,22	1,52	3,26

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ftk [Mpa]	ftd [Mpa]	ep_tk	epd_ult	ß1*ß2 iniziale	ß1*ß2 finale
1	B450C	203940	458,87	399,01	550,64	399,01	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	203940	458,87	399,01	550,64	458,87	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	203940	458,87	399,01	467,33	406,35	.012	.01	1	0,5
4	S235H	214137	244,73	212,81	367,09	212,81	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	214137	285,52	248,3	438,47	248,3	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	214137	367,09	319,17	520,05	367,09	0,012	0,01	1	0,5

Materiali impiegati realizzazione muro C20/25 B450C

Copriferro, Elevazione	3,0 cm
Copriferro, Fondazione	3,0 cm
Copriferro, Dente di fondazione	3,0 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	470	0	18,63	36	0,00	24	No		Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa
2	300	0	18,63	36	0,00	24	No		Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
sovraccarico	10,0	460,0	5,0	5,0	0,0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

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	sovraccarico	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
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2

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	sovraccarico	1,30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1

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

EQU+M2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0,90
2	Spinta terreno	1,10
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,50
6	Spinta sismica in y	0,00
7	sovraccarico	1,50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1,25

2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1

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

A1+M1+R1 [STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0171
Coefficiente sismico verticale Kv 0,0085

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
470,0	390,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
390,0	310,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
310,0	230,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
230,0	150,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	
150,0	70,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	6,0	

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
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01
30,0	0,28	0,29	0,01	0,24	0,14	0,01	0,01

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	470,0	390,0	3,56	2,05	424,83	424,83
2	390,0	310,0	6,31	3,65	347,09	347,09
3	310,0	230,0	9,07	5,24	267,97	267,97
4	230,0	150,0	11,83	6,83	188,45	188,45
5	150,0	70,0	14,59	8,42	108,74	108,74

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
390,0	0,15	8,67	87,1	428,4
310,0	0,33	19,38	89,3	384,4
230,0	0,55	32,13	91,6	338,6
150,0	0,8	46,92	93,9	291,4
70,0	1,09	63,74	96,3	243,3

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
390,0	3,7	10,72	1,14	38,0
310,0	10,2	25,08	6,37	46,0
230,0	19,49	43,06	17,86	54,0
150,0	31,58	64,68	37,84	62,0
70,0	46,45	89,93	68,46	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	10,72	237,87	S	148,73	0,0	40,16
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	25,1	298,98	S	163,43	0,0	16,02

12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	43,09	362,1	S	177,05	0,0	9,08
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	64,66	427,65	S	189,83	0,0	6,01
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	90,01	496,13	S	201,94	0,0	4,35

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (340,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (340,0/470,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
470,0	390,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
390,0	310,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
310,0	230,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
230,0	150,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
150,0	70,0	18,63	0,0	36,0	36,0	0,0	0,0	
70,0	1,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	0,0	
1,0	0,0	18,63	0,0	36,0	24,0	0,0	0,0	

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
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
36,0	0,24	0,25	0,01	0,2	0,14	0,01	0,01
24,0	0,23	0,24	0,01	0,21	0,1	0,01	0,0
24,0	0,23	0,24	0,01	0,21	0,1	0,01	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	470,0	390,0	3,06	2,19	425,19	425,12
2	390,0	310,0	5,26	3,79	347,21	347,18
3	310,0	230,0	7,47	5,39	268,03	268,02
4	230,0	150,0	9,67	7,0	188,48	188,47
5	150,0	70,0	11,88	8,6	108,76	108,76
6	70,0	1,0	12,2	8,26	34,65	34,94
7	1,0	0,0	0,19	0,13	0,5	0,5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
Gamma 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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
70,0	0,0	18,63	180,0	36,0	24,0	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
204,0	1,15	-1,05	-0,47

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	70,0	0,0	-4,77	-2,12	23,33	23,33

Sollecitazioni total i

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

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	49,72	35,35	-33,54
Peso muro	1,09	63,74	-58,73
Peso fondazione	1,3	75,85	-128,5
Sovraccarico	0,31	18,0	-38,15
Terr. fondazione	2,8	213,13	-481,81
Spinte fondazione	-4,77	-2,12	-1,11
	50,44	**403,95**	**-741,85**

Momento stabilizzante	-839,67	kNm
Momento ribaltante	97,82	kNm

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
70,0	-4,77	-53,76	-18,53	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	4,85	469,02	S	201,94	0,0	3,76

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
140,0	0,19	-17,17	-7,01	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	0,23	467,55	S	201,94	0,0	11,76

A2+M2+R2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0171
Coefficiente sismico verticale Kv 0,0085

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
470,0	390,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
390,0	310,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
310,0	230,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
230,0	150,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
150,0	70,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	

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
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01

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	470,0	390,0	4,04	2,34	424,44	424,44
2	390,0	310,0	7,42	4,28	346,97	346,97
3	310,0	230,0	10,79	6,23	267,92	267,92
4	230,0	150,0	14,16	8,17	188,41	188,41
5	150,0	70,0	17,53	10,12	108,72	108,72

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
390,0	0,11	6,67	87,1	428,4
310,0	0,25	14,91	89,3	384,4
230,0	0,42	24,71	91,6	338,6
150,0	0,62	36,09	93,9	291,4
70,0	0,84	49,03	96,3	243,3

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
390,0	4,16	9,0	1,2	38,0
310,0	11,72	21,52	6,92	46,0
230,0	22,67	37,56	19,79	54,0
150,0	37,02	57,11	42,44	62,0
70,0	54,78	80,17	77,49	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	9,0	237,6	S	148,73	0,0	35,76
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	21,56	298,28	S	163,43	0,0	13,95
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	37,56	360,78	S	177,05	0,0	7,81
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	57,15	425,56	S	189,83	0,0	5,13
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	80,23	493,02	S	201,94	0,0	3,69

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (340,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (340,0/470,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
470,0	390,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
390,0	310,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
310,0	230,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
230,0	150,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
150,0	70,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
70,0	1,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	
1,0	0,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	

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
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01

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	470,0	390,0	3,7	2,13	424,78	424,73
2	390,0	310,0	6,6	3,82	347,07	347,06
3	310,0	230,0	9,5	5,5	267,97	267,96
4	230,0	150,0	12,4	7,19	188,44	188,44
5	150,0	70,0	15,3	8,87	108,74	108,73
6	70,0	1,0	15,64	8,75	34,66	34,83
7	1,0	0,0	0,24	0,13	0,5	0,5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
70,0	0,0	18,63	180,0	30,17	24,0	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
204,0	0,9	-0,82	-0,36

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	70,0	0,0	-3,74	-1,66	23,33	23,33

Sollecitazioni total i

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

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	63,38	36,4	-14,27
Peso muro	0,84	49,03	-45,18
Peso fondazione	1,0	58,35	-98,85
Sovraccarico	0,27	15,6	-33,07
Terr. fondazione	2,8	163,94	-368,84
Spinte fondazione	-3,74	-1,66	-0,87
	64,55	**321,67**	**-561,07**

Momento stabilizzante	-681,09	kNm
Momento ribaltante	120,02	kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	68,29 kN
Sommatoria forze verticali	323,33 kN
Coefficiente di attrito	0,45
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	323,33 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	68,29 kN
Resistenza terreno	147,7 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2,16**

Traslazione verificata Csd>1,3

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-681,09 kNm
Momento ribaltante	120,02 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**5,68**

Muro verificato a ribaltamento Csv>1,5

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	64,55 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	321,67 kN
Somma momenti	-561,07 kNm
Larghezza fondazione	340,0 cm
Lunghezza	100,0 cm
Eccentricità su B	4,43 cm
Peso unità di volume	18,63 KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	30,17 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	70,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18,63 KN/m³
Nq	9,6
Nc	19,32
Ng	9,44

Fattori di forma

sq	1,13
sc	1,15
sg	0,88
Inclinazione carichi	
iq	0,76
ic	0,73
ig	0,61
Inclinazione valle	
gq	1,0
gc	0,0
gg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	871,38 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**2,71**
Carico limite verificato Csq>2	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	174,43 cm
Larghezza della fondazione	340,0 cm
x = 0,0 cm Tensione...	87,22 kPa
x = 340,0 cm Tensione...	102,0 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
70,0	-3,74	-51,77	-18,14	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	3,74	468,67	S	201,94	0,0	3,9

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
140,0	0,24	37,47	-71,03	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	0,23	467,55	S	201,94	0,0	5,39

EQU+M2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,0171
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0085

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
470,0	390,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
390,0	310,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
310,0	230,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
230,0	150,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	
150,0	70,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	6,0	

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
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01
30,0	0,34	0,35	0,01	0,3	0,17	0,01	0,01

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	470,0	390,0	4,85	2,14	424,98	423,04
2	390,0	310,0	8,49	4,38	347,14	346,59
3	310,0	230,0	12,14	6,62	268,0	267,75
4	230,0	150,0	15,79	8,85	188,46	188,32
5	150,0	70,0	19,44	11,09	108,75	108,66

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
390,0	0,1	6,0	87,1	428,4
310,0	0,23	13,42	89,3	384,4
230,0	0,38	22,24	91,6	338,6
150,0	0,56	32,48	93,9	291,4
70,0	0,75	44,13	96,3	243,3

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
390,0	4,95	8,14	1,51	38,0
310,0	13,57	19,94	8,21	46,0
230,0	25,86	35,38	22,91	54,0
150,0	41,83	54,47	48,44	62,0
70,0	61,46	77,21	87,59	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	8,24	237,48	S	148,73	0,0	30,06
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	20,02	297,97	S	163,43	0,0	12,04
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	35,37	360,26	S	177,05	0,0	6,85
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	54,49	424,82	S	189,83	0,0	4,54
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	77,16	492,05	S	201,94	0,0	3,29

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (340,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (340,0/470,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
470,0	390,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
390,0	310,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
310,0	230,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
230,0	150,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
150,0	70,0	18,63	0,0	30,17	30,17	0,0	0,0	
70,0	1,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	
1,0	0,0	18,63	0,0	30,17	24,0	0,0	0,0	

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

30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
30,17	0,3	0,31	0,01	0,26	0,15	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01
24,0	0,29	0,31	0,01	0,27	0,12	0,01	0,01

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	470,0	390,0	4,5	1,86	425,36	423,04
2	390,0	310,0	7,63	3,81	347,26	346,59
3	310,0	230,0	10,76	5,76	268,06	267,75
4	230,0	150,0	13,89	7,71	188,5	188,32
5	150,0	70,0	17,02	9,65	108,77	108,66
6	70,0	1,0	17,33	9,6	34,68	34,8
7	1,0	0,0	0,27	0,15	0,5	0,5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	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	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
70,0	0,0	18,63	180,0	30,17	24,0	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
204,0	0,9	-0,82	-0,36

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	70,0	0,0	-3,74	-1,66	23,33	23,33

Sollecitazioni total i

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

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	71,39	38,54	-5,88
Peso muro	1,13	44,13	-39,74
Peso fondazione	1,35	52,51	-88,8
Sovraccarico	0,46	18,0	-37,43
Terr. fondazione	4,21	163,94	-364,97
Spinte fondazione	-3,74	-1,66	-0,87
	74,8	**315,47**	**-537,7**

Momento stabilizzante	-678,99	kNm
Momento ribaltante	141,3	kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	78,54 kN
Sommatoria forze verticali	317,13 kN
Coefficiente di attrito	0,45
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	317,13 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	78,54 kN
Resistenza terreno	144,94 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**1,85**

Traslazione verificata Csd>1,3

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-678,99 kNm
Momento ribaltante	141,3 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**4,81**

Muro verificato a ribaltamento Csv>1,5

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	74,8 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	315,47 kN
Somma momenti	-537,7 kNm
Larghezza fondazione	340,0 cm
Lunghezza	100,0 cm

Eccentricità su B	0,45 cm
Peso unità di volume	18,63 KN/m³
Angolo di resistenza al taglio	30,17 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	70,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18,63 KN/m³
Nq	9,6
Nc	19,32
Ng	9,44
Fattori di forma	
sq	1,13
sc	1,15
sg	0,88
Inclinazione carichi	
iq	0,72
ic	0,68
ig	0,55
Inclinazione valle	
gq	1,0
gc	0,0
gg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	832,8 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**2,64**
Carico limite verificato Csq>2	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	170,45 cm
Larghezza della fondazione	340,0 cm
x = 0,0 cm Tensione...	92,05 kPa
x = 340,0 cm Tensione...	93,51 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
70,0	-3,74	-55,4	-19,54	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	3,74	468,67	S	201,94	0,0	3,65

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
140,0	0,27	47,3	-85,56	70,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18,47)	12Ø14 (18,47)	0,23	467,55	S	201,94	0,0	4,27

Indice

1.Dati generali 7
2.CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI 8
3.Stratigrafia 9
4.Fattori combinazione 9
5.A1+M1+R1 [STR] 10
5.1.1-(Peso, Baricentro, Inerzia) 11
5.2.1-Armatura elevazione 12
5.3.1-Sollecitazioni totali 14
5.4.1-Armatura in fondazione 14
6.A2+M2+R2 [GEO+STR] 15
6.1.2-(Peso, Baricentro, Inerzia) 16
6.2.2-Armatura elevazione 17
6.3.2-Sollecitazioni totali 19
6.4.2-Verifica alla traslazione 19
6.5.2-Verifica al ribaltamento 20
6.6.2-Carico limite 20
6.7.2-Tensioni sul terreno 20
6.8.2-Armatura in fondazione 21
7.EQU+M2 [GEO+STR] 21
7.1.3-(Peso, Baricentro, Inerzia) 23
7.2.3-Armatura elevazione 23
7.3.3-Sollecitazioni totali 25
7.4.3-Verifica alla traslazione 26
7.5.3-Verifica al ribaltamento 26
7.6.3-Carico limite 26
7.7.3-Tensioni sul terreno 27
7.8.3-Armatura in fondazione 27
Indice 29

Relazione di calcolo

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.

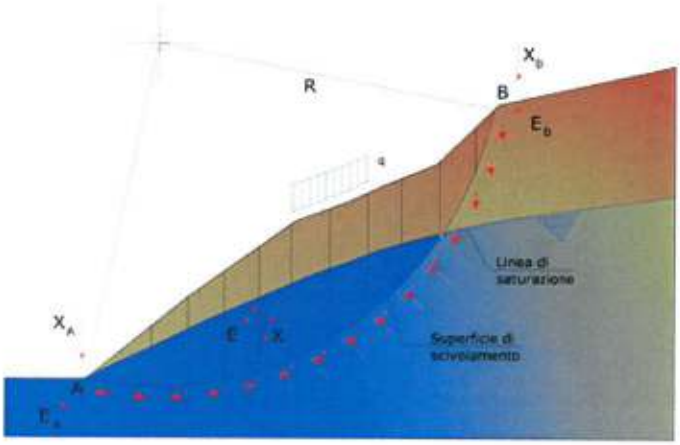
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

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.

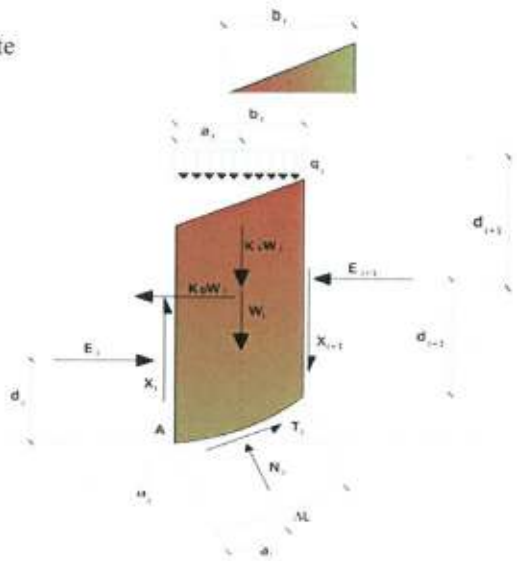
Metodo di Fellenius (1927)

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.



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

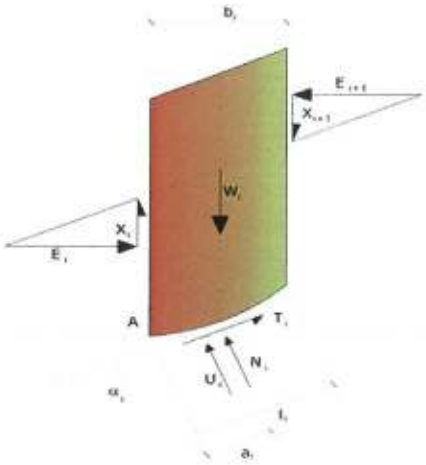
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornissce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

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:

$$\sum F_y = 0, \ \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

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

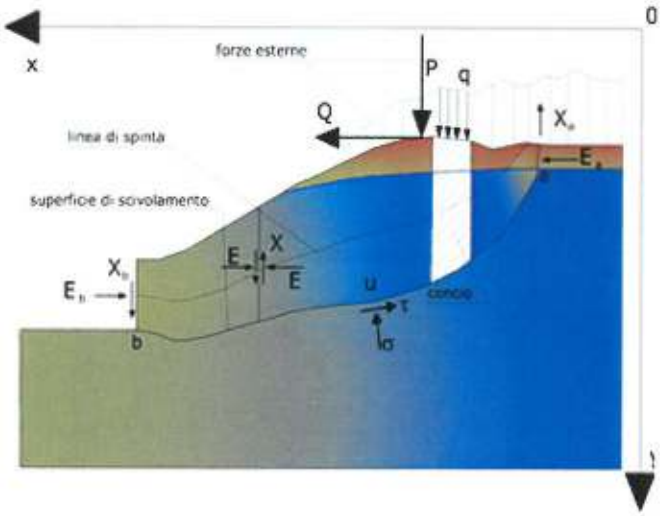


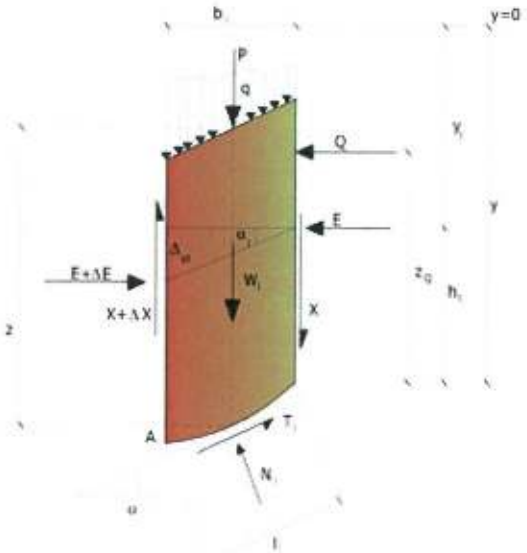
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi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

Metodo di Janbu (1956)

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.

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



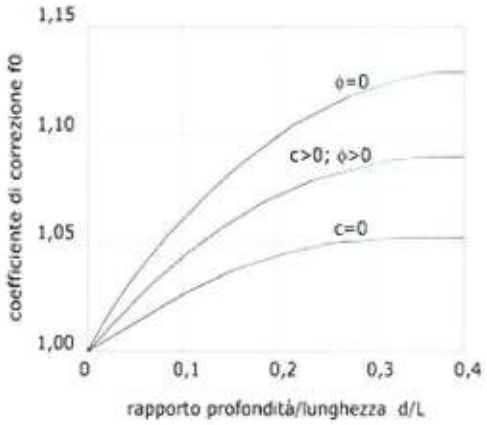


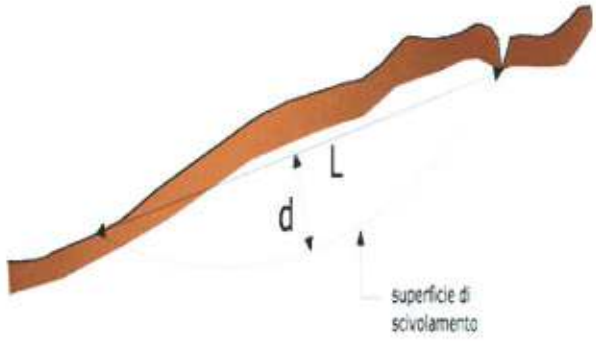
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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:

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

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



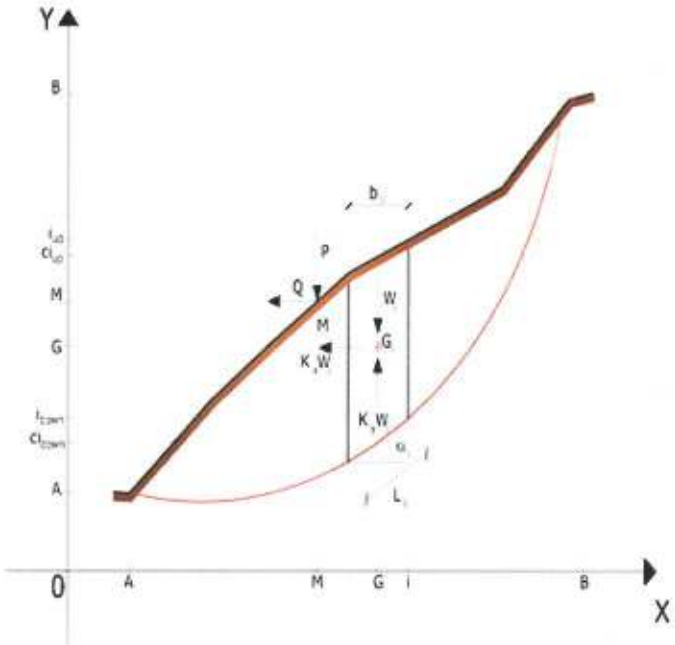


Metodo di Bell (1968)

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;
$\mathbf{c_i}$ = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\boldsymbol{\phi_i}$ = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{L_i}$ = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{u_{ci}}$ = 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 $\mathbf{x_0}$ 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:

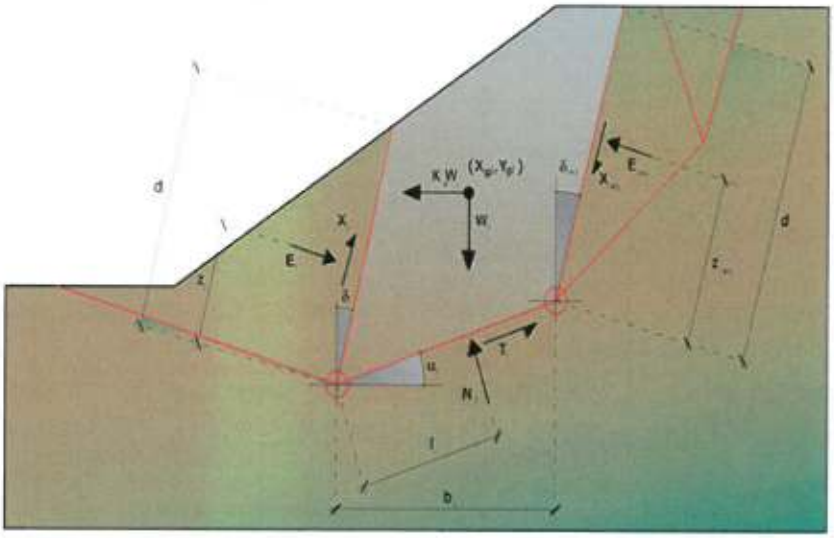
$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

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

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

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

$$\sum \Delta X_i \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

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

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:

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

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;

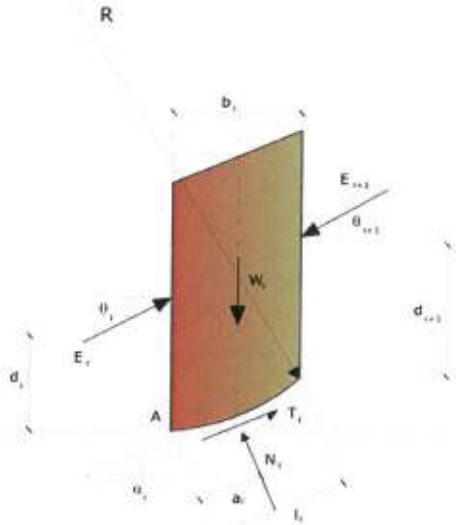
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1.....n$.

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:

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



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:

$$\sum (Q_i \cos\theta) = 0$$
$$\sum (Q_i sen\theta) = 0$$

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

2) $$\sum Q_i = 0$$

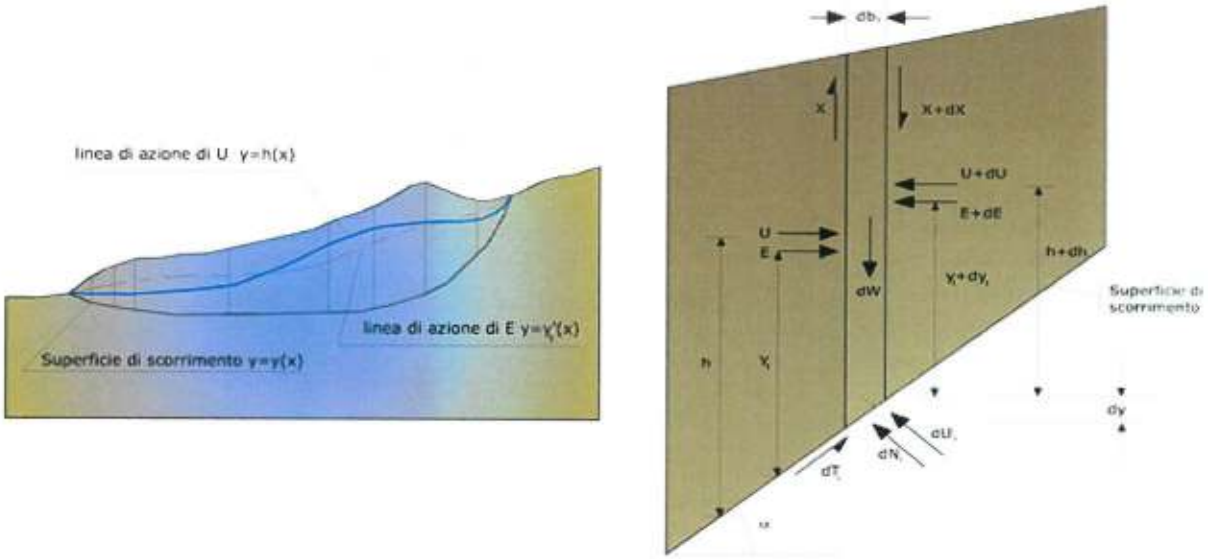
Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ, considerando 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 $X = \lambda f(x)E$, 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**":

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



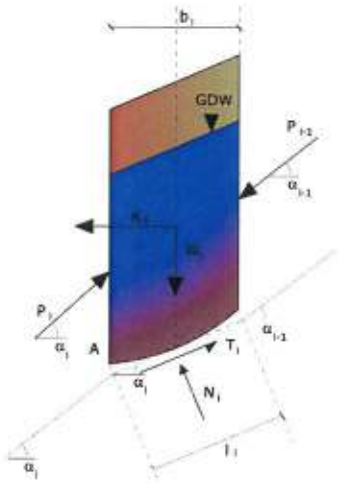
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Mongester e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

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

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.

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 Rp 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:

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

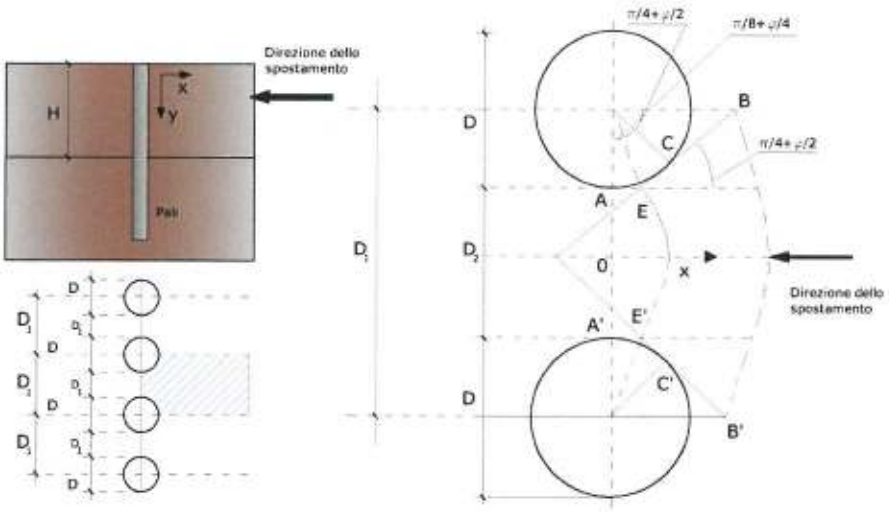
Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

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;
2. 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:

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

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:
C = coesione terreno;
φ = angolo di attrito terreno;
γ = peso specifico terreno;
D_1 = interasse tra i pali;
D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;
N_φ = $\operatorname{tag}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \operatorname{tag}\varphi + N_\varphi - 1$$
$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \operatorname{tag}(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2\tan\varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2}\right] / \left[(N_\varphi)^{1/2}\tan\varphi + N_\varphi - 1\right]$$

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

$$P = C \cdot D_1(D_1/D_2)^{k1}\left[1/\left(N_\varphi \tan\varphi\left(e^{k2} - 2(N_\varphi)^{1/2}\tan\varphi - 1\right) + K3\right] \cdot H - C \cdot H\left[D_1 \cdot K3 - 2D_2/(N_\varphi)^{1/2}\right] + 1/2\gamma \cdot H^2/N_\varphi\left[D_1(D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2\right]$$

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

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

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C\left[D_1\left(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8\right) - 2(D_1 - D_2)\right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z)dZ$$

$$P = C \cdot H\left[D_1\left(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8\right) - 2(D_1 - D_2)\right] + 1/2\gamma H^2(D_1 - D_2)$$

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 ($D_2 = 0$ $P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1$ $P \rightarrow$ 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.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Normativa	NTC 2008
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	3,99 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	10,2 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7,41 m

Ordinata vertice destro superiore ys	13,63 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	5,7
2	5,0	5,7
3	5,7	5,7
4	6,0	9,7
5	6,0	9,7
6	8,0	9,7
7	14,0	9, 7

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	2,0	5,0
2	6,0	5,0
3	14,0	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	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/cm²)	cu (kg/cm²)	Fi (°)	G (Kg/m³)	Gs (Kg/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	0		36	1899,731	1899,731	4,00	Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa	
2	0		36	1899,731	1899,731	0,00	Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	6,1	9,7	10,6	9,7	0

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,74
Ascissa centro superficie	5,87 m

Ordinata centro superficie	10,37 m
Raggio superficie	5,95 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=1) xc = 5,871 yc = 10,371 Rc = 5,95 Fs=1,739

Nr.	B	Alfa	Li	Wi	Kh•Wi	Kv•Wi	c	Fi	Ui	N'i	Ti
	m	(°)	m	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(kg/cm²)	(°)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
1	0,96	-32,8	1,14	622,39	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	943,0	315,2
2	0,96	-22,3	1,04	1528,64	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	1913,5	639,6
3	0,96	-12,5	0,98	2074,45	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	2295,4	767,2
4	0,93	-3,3	0,94	2252,36	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	2300,0	768,7
5	0,98	6,0	0,99	9815,36	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	9534,1	3186,5
6	0,96	15,6	1,0	9227,08	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	8762,4	2928,6
7	0,96	25,5	1,06	8573,93	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	8193,5	2738,5
8	0,96	36,4	1,19	7531,1	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	7506,7	2508,9
9	0,96	49,2	1,47	5930,13	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	6545,2	2187,6
10	0,96	69,9	2,8	3202,03	0,0	0,0	0,0	30,2	0,0	4872,9	1628,6