

Provincia di Benevento



Lavori di risanamento movimenti franosi in atto lungo la
S.P.N.94 "CASALDUNI"
e la
S.P.N.95 "CASALDUNI - ZINGARA MORTA"

PROGETTO ESECUTIVO

Elenco allegati:

- SP94-95_RL_01 Relazione tecnica-descrittiva
- SP94-95_RL_02 Relazione sui materiali impiegati
- SP94-95_PM_01 Piano di manutenzione dell'opera
- SP94-95_VR_01 Verifica di conformità del software

S.P.94 "CASALDUNI "

- SP94_EG_01 Inquadramento area di intervento
 - SP94_EG_02 Elaborato grafico di progetto
 - SP94_EG_03.1 Elaborato grafico strutturale Paratia Frana A
 - SP94_EG_03.2 Elaborato grafico strutturale Paratia Frana B
 - SP94_FC_01 Fascicolo di calcolo Paratia Frana A
 - SP94_FC_02 Fascicolo di calcolo Paratia Frana B
- ### S.P.95 "CASALDUNI - ZINGARA MORTA"
- SP95_EG_01 Inquadramento area di intervento
 - SP95_EG_02 Elaborato grafico di progetto
 - SP95_EG_03 Elaborato grafico strutturale
 - SP95_FC_01 Fascicolo di calcolo

Allegato

SP94
FC_01

Progetto Strutturale
S.P.94 "CASALDUNI"
FASCICOLO DI CALCOLO PARATIA FRANA A
- Relazione di calcolo
- Relazione geotecnica
- Relazione di stabilità globale del pendio

scala

Il Progettista Strutturale

Ing. Sabatino Cecere

Il R.U.P.

Studio di Ingegneria
Sabatino Cecere "Ing. Civile Edile"

Via Della Concordia 7
82021 Apice (BN)
Tel./Fax 0824922516 cell.3397432061
Part. I.V.A. 00 995 610 623
e-mail ing.minocecere@alice.it
p.e.c. sabatino.cecere@ingpec.eu



Data Ottobre 2017

Revisione

Aggiornamento

Protocollo

RELAZIONE DI CALCOLO

PARATIA

Introduzione.

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidità del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

1. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
2. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificate come segue:

1. Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
2. Paratie di legno;
3. Paratie in acciaio.

Analisi della paratia.

Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

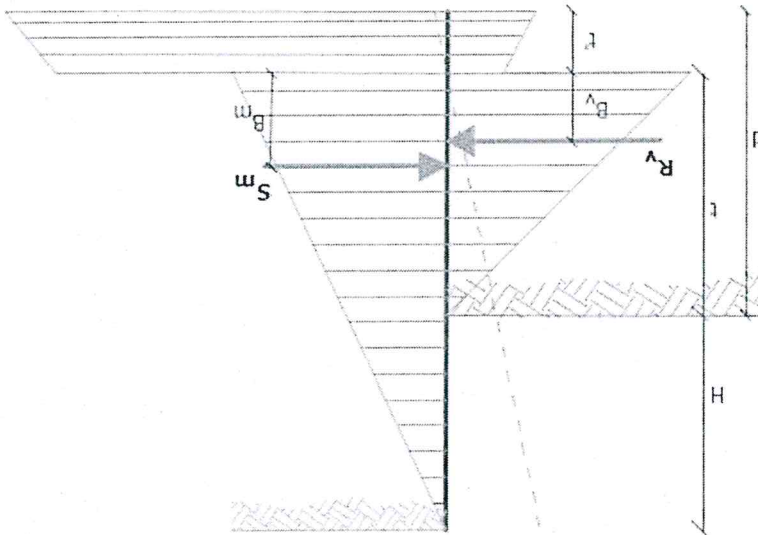
Calcolo delle spinte.

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

i seguenti:

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono

Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia



Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S^1(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

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

con $\delta > \beta - \phi - \varepsilon$ 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 terreno-paratia positivo se antiorario;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a^{\text{Coulomb}} = p \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

– K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;

– p è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

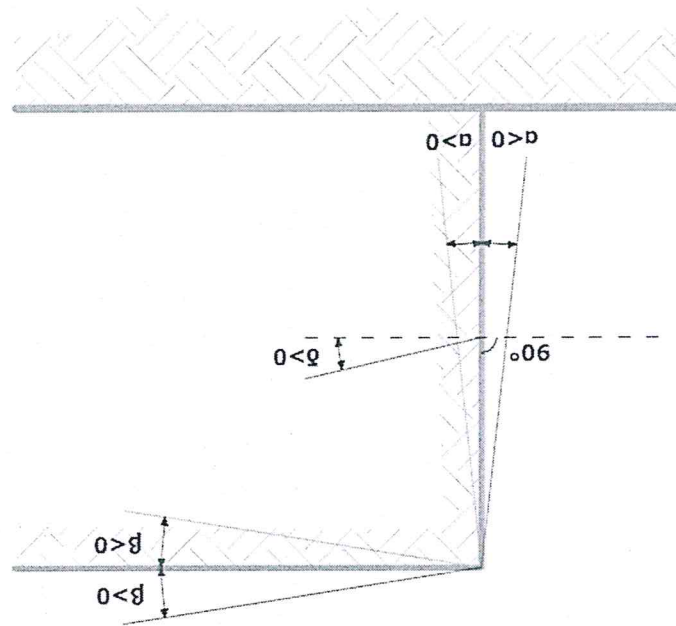
$$p = \left[1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda \cdot \left[1 - 0.3 \cdot \lambda^3 \right] \right]^{-n}$$

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti parti:

$$\sigma^q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta + \varepsilon)}{\sin(\beta)}$$

Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot



- δ è l'angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;
- ϕ è l'angolo di attrito interno del terreno spingente;
- β è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all'orizzontale;

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \phi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\phi)}}{1 + \operatorname{cosec}(\phi)} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\phi)} \right)$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale della spinta attiva;

B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \cdot d = t \cdot (1 + a) \text{ dove } a = 0.2 \text{ (Metodo di Blum)}$$

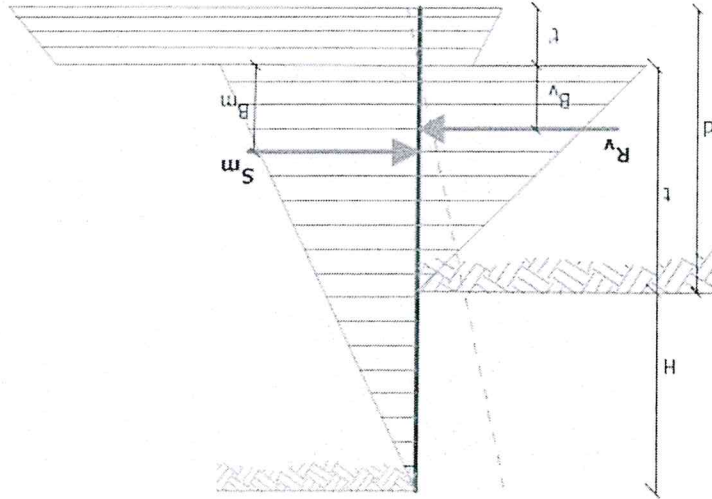


Figura 32: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione è determinata e relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . È possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{F}{R_v} \cdot B_v = 0$$

Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;

B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

Nota: t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F :

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{F}{R_v} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLM consente di ricavare la profondità d'infissione ($t+t'$), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante ($B1$), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in ($t+t'$) che può essere risolta in modo agevole.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidità è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

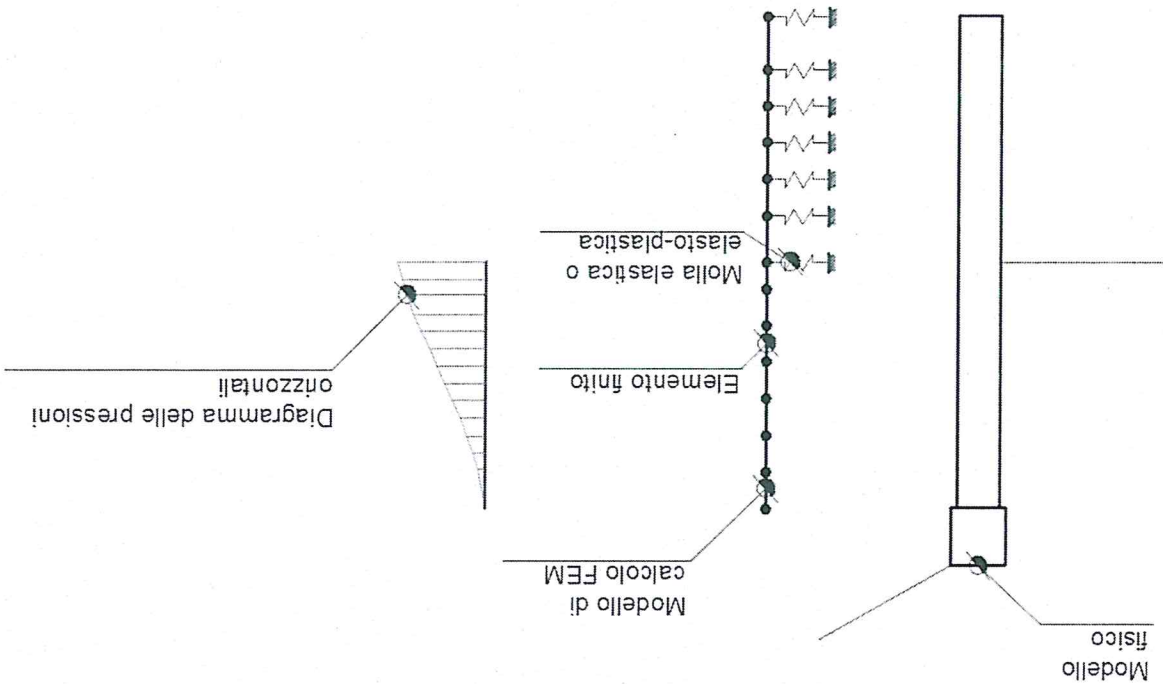


Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

Calcolo del modulo di rigidità K_s del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidità K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidità K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$K_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

A_s = costante, calcolata come segue $A_s = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot G \cdot B \cdot N_g)$

B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \cdot G \cdot N_q$

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratie è stabile.

i_e = Gradiente idraulico in condizioni di esercizio;

i_c = Gradiente idraulico critico;

$F_{sif} = 3.5-4$ Indicando con:

le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende

Sifonamento

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L . Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo β vale:

Tiranti

$$N_g = 1.5 \cdot (Nq-1) \cdot \tan \phi$$

$$N_c = (Nq-1) \cdot \cot \phi$$

$$N_q = \exp[n \cdot (\tan^2(45^\circ + \phi/2))]$$

$$n = \pi \cdot \tan \phi$$

$$F_s = \frac{S_w}{W'} = \frac{H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}}{\gamma' \cdot D} = \frac{H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}}{\gamma' \cdot D}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$S_w = H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}$$

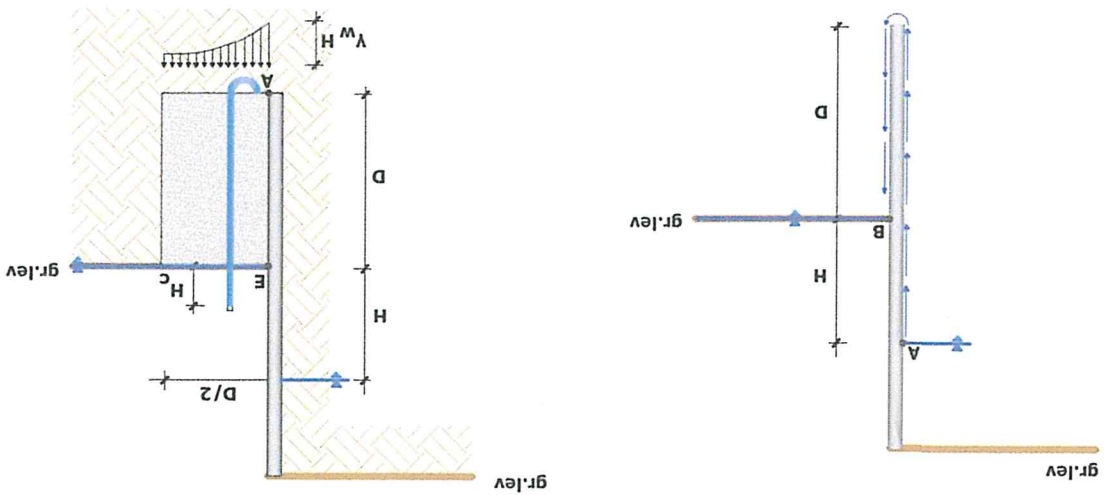
La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$H_c = \frac{H \cdot D}{H + 2D}$$

Da cui si ottiene:

$$i_E = \frac{H_c}{H} = \frac{D}{H + 2D}$$

Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza $D/2$ e pari a $\gamma_w \cdot H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E :



Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N, M e T , si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setti):

$$N_d = N' \cdot l; M_d = M' \cdot l; T_d = T' \cdot l$$

Dove N', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre l è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

Archivio materiali

CONGLOMERATI

Nr.	Classe calcestruzzo	$f_{ck, cubi}$ [MPa]	E_c [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.49	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	E_s [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{td} [MPa]	ep_{tk}	epd_{ult}	$\beta_1 * \beta_2$ in.	$\beta_1 * \beta_2$ fm.
1	B450C	200000	450	391,3	540	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.05	.04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	308,7	510	308,7	0,05	0,04	1	0,5
6	C1860	200205	1600	1116	1860	1116	0,05	0,04	1	0,5

GEOMETRIA SEZIONE

2	21,5	21,7	43,74	20,0	8,54	0,0	0,0	0,0	0,0	22,4			
1	21,5	21,7	0,0	13,0	8,54	0,0	0,0	0,0	0,0	22,4			
Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coestione [kN/m ²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometri co [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione		

Fase: I

Stratigrafia

Massimo spostamento lineare terreno	7,5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0,03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	10
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	9 m
Incremento profondità infissione	0,2 m
Numero di elementi	36
Numero nodo di fondo scavo	16

Dati generali FEM

Sezione	Circolare Barre
Calcestruzzo	C25/30
Acciaio	B450C
Nome	CIRC I/I=1,2
Diámetro	1 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	1,2 m

Carichi

Fase: I

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
azioni variabili da traffico	Strisce	I	10	0	0	0	20
massicciata stradale	Strisce	I	10	0	0	0	9
car. ecc. auto in svio	Strisce	I	3,6	0	0	0	13,69

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione

9,2 [m]

Fase: I Analisi geotecnica Fase: I - Combinazione: I

Altezza scavo

6 [m]

Tipo:

S.L.U. [STR]

Nome:

A1+M1+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0, K_v = 0$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	azioni variabili da traffico	1
7	massicciata stradale	1
8	car. ecc. auto in svio	1

0,80	27,83	42,26	-4,41	-21,40	3,9531	--
0,40	19,52	35,84	-1,07	-9,34	4,1756	--
Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]

Sollecitazioni

Profondità di infissione 9,20 [m]
 Pressione massima terreno 272,66 [kPa]
 Momento massimo 1131,72 [kNm/m]
 Taglio massimo 354,36 [kN/m]

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti parziali terreno

1,20	34,74	48,68	-12,91	-33,87	3,7306	--
1,60	41,12	55,09	-26,53	-51,08	3,5083	--
2,00	47,33	61,51	-47,12	-70,02	3,2864	--
2,40	53,52	67,93	-74,95	-92,11	3,0650	--
2,80	59,75	74,35	-111,64	-115,86	2,8446	--
3,20	66,02	80,77	-157,94	-142,78	2,6256	--
3,60	72,36	87,19	-214,97	-172,02	2,4086	--
4,00	78,76	93,60	-283,75	-203,77	2,1943	--
4,40	85,21	100,02	-365,21	-237,53	1,9836	--
4,80	91,72	106,44	-460,29	-274,47	1,7774	--
5,20	98,27	112,86	-570,13	-313,73	1,5769	--
5,60	104,86	119,28	-695,69	-354,36	1,3836	--
6,00	111,50	125,70	-837,48	-351,96	1,1990	3144,40
6,44	--	132,73	-991,72	-218,29	1,0088	32725,86
6,88	-272,66	139,76	-1087,39	-98,93	0,8332	32725,86
7,31	-220,47	146,79	-1130,74	-2,31	0,6737	32725,86
7,75	-173,75	153,82	-1131,72	73,74	0,5309	32725,86
8,19	-132,53	160,85	-1099,43	131,87	0,4050	32725,86
8,63	-96,66	167,87	-1041,67	174,30	0,2953	32725,86
9,07	-65,85	174,90	-965,31	203,09	0,2012	32725,86
9,50	-39,74	181,93	-876,35	220,50	0,1214	32725,86
9,94	-17,90	188,96	-779,75	228,33	0,0547	32725,86
10,38	0,14	195,99	-679,72	228,27	-0,0004	32725,86
10,82	14,86	203,02	-579,71	221,75	-0,0454	32725,86
11,26	26,75	210,05	-482,56	210,03	-0,0817	32725,86
11,70	36,28	217,08	-390,56	194,14	-0,1109	32725,86
12,13	43,91	224,11	-305,50	174,89	-0,1342	32725,86
12,57	50,03	231,14	-228,89	152,97	-0,1529	32725,86
13,01	55,03	238,17	-161,86	128,88	-0,1681	32725,86
13,45	59,23	245,20	-105,41	102,97	-0,1810	32725,86
13,89	62,91	252,23	-60,31	75,38	-0,1922	32725,86
14,32	66,28	259,26	-27,29	46,38	-0,2025	32725,86

14,76	69,51	266,29	-6,97	15,92	-0,2124	32725,86
-------	-------	--------	-------	-------	---------	----------

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

Tipo:

S.L.U. [GEO]

Nome:

A2+M2+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0, K_v = 0$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1
6	azioni variabili da traffico	1
7	massicciata stradale	1
8	car. ecc. auto in svio	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
-----	-------------------	-------------------------

Z	Pressioni totali terreno	Sforzo normale	Momento	Taglio	Spostamento	Modulo reazione
[m]	[kPa]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[kN/m ²]
0,40	20,32	35,84	-1,06	-9,06	5,6485	--
0,80	29,43	42,26	-4,65	-21,13	5,3650	--
1,20	37,13	48,68	-13,05	-36,64	5,0815	--
1,60	44,31	55,09	-27,70	-54,64	4,7982	--
2,00	51,32	61,51	-49,31	-75,01	4,5153	--
2,40	58,31	67,93	-79,05	-99,74	4,2331	--
2,80	65,33	74,35	-118,79	-124,50	3,9518	--
3,20	72,41	80,77	-168,36	-154,76	3,6720	--
3,60	79,54	87,19	-230,35	-186,70	3,3943	--
4,00	86,74	93,60	-305,00	-221,88	3,1196	--
4,40	93,99	100,02	-393,60	-259,51	2,8486	--
4,80	101,29	106,44	-497,44	-299,99	2,5826	--
5,20	108,64	112,86	-617,41	-343,72	2,3228	--
5,60	116,03	119,28	-754,91	-388,25	2,0707	--
6,00	123,47	125,70	-910,38	-391,01	1,8280	2292,78

Sollecitazioni

Profondità di infissione 9,20 [m]
 Pressione massima terreno 276,06 [kPa]
 Momento massimo 1273,02 [kNm/m]
 Taglio massimo 391,01 [kN/m]

1	Punta	1
1	Laterale compressione	2
1	Totale	3
1	Laterale trazione	4
1	Orizzontale	5

Z	Nome sezione	N	M	T	Nr.Barre	Mu	Cond.	Ver.	Verificata
0,40	CIRC I/I=1,2	43,01	-1,28	-11,205	10024	43,01	-745,67	580,71	Verificata
[m]	sezione	[kN]	[kNm]	[kN]	Diametro	[kNm]		Flessione	
								Flessione	

Fase: I - Combinazione: I

Fase: I Risultati analisi strutturale

Risultati analisi strutturale

20624,56	6,44	--	132,73	-1081,69	-259,91	1,5753		
20624,56	6,88	-276,06	139,76	-1195,54	-138,84	1,3385		
20624,56	7,31	-230,88	146,79	-1256,38	-37,95	1,1195		
20624,56	7,75	-189,54	153,82	-1273,02	45,01	0,9190		
20624,56	8,19	-152,10	160,85	-1253,33	111,60	0,7375		
20624,56	8,63	-118,50	167,87	-1204,44	163,50	0,5745		
20624,56	9,07	-88,58	174,90	-1132,84	202,31	0,4295		
20624,56	9,50	-62,15	181,93	-1044,20	229,51	0,3013		
20624,56	9,94	-38,91	188,96	-943,65	246,53	0,1887		
20624,56	10,38	-18,58	195,99	-835,65	254,67	0,0901		
20624,56	10,82	-0,81	203,02	-724,08	255,01	0,0039		
20624,56	11,26	14,73	210,05	-612,35	248,55	-0,0714		
20624,56	11,70	28,39	217,08	-503,46	236,13	-0,1377		
20624,56	12,13	40,50	224,11	-400,01	218,40	-0,1964		
20624,56	12,57	51,37	231,14	-304,34	195,95	-0,2491		
20624,56	13,01	61,30	238,17	-218,49	169,08	-0,2972		
20624,56	13,45	70,55	245,20	-144,39	138,14	-0,3421		
20624,56	13,89	79,36	252,23	-83,87	103,53	-0,3848		
20624,56	14,32	87,89	259,26	-38,49	64,99	-0,4262		
20624,56	14,76	96,30	266,29	-10,04	22,95	-0,4669		

0,80	CIRC	I/I=1,2	50,71	-5,29	-25,683	10024	50,72	-748,45	141,53	Verificata
1,20	CIRC	I/I=1,2	58,41	-15,50	-40,643	10024	58,41	-751,21	48,48	Verificata
1,60	CIRC	I/I=1,2	66,11	-31,84	-61,296	10024	66,12	-753,97	23,68	Verificata
2,00	CIRC	I/I=1,2	73,81	-56,54	-84,029	10024	73,81	-756,72	13,38	Verificata
2,40	CIRC	I/I=1,2	81,52	-89,94	-110,534	10024	81,52	-759,48	8,44	Verificata
2,80	CIRC	I/I=1,2	89,22	-133,97	-139,035	10024	89,21	-762,23	5,69	Verificata
3,20	CIRC	I/I=1,2	96,92	-189,53	-171,340	10024	96,92	-764,98	4,04	Verificata
3,60	CIRC	I/I=1,2	104,62	-257,96	-206,429	10024	104,61	-767,74	2,98	Verificata
4,00	CIRC	I/I=1,2	112,33	-340,49	-244,527	10024	112,32	-770,48	2,26	Verificata
4,40	CIRC	I/I=1,2	120,03	-438,26	-285,034	10024	120,03	-773,21	1,76	Verificata
4,80	CIRC	I/I=1,2	127,73	-552,35	-329,359	10024	127,74	-775,94	1,40	Verificata
5,20	CIRC	I/I=1,2	135,43	-684,16	-376,471	10024	135,43	-778,66	1,14	Verificata
5,60	CIRC	I/I=1,2	143,13	-834,83	-425,236	11024	143,13	-853,49	1,02	Verificata
6,00	CIRC	I/I=1,2	150,84	-1004,98	-422,354	14024	150,84	-1041,79	1,04	Verificata
6,44	CIRC	I/I=1,2	159,27	-1190,06	-261,943	17024	159,27	-1227,68	1,03	Verificata
6,88	CIRC	I/I=1,2	167,71	-1304,87	-118,715	19024	167,71	-1358,52	1,04	Verificata
7,31	CIRC	I/I=1,2	176,14	-1356,89	-2,773	19024	176,13	-1361,02	1,00	Verificata
7,75	CIRC	I/I=1,2	184,58	-1358,07	88,485	19024	184,58	-1363,52	1,00	Verificata
8,19	CIRC	I/I=1,2	193,01	-1319,31	158,244	19024	193,01	-1366,02	1,04	Verificata
8,63	CIRC	I/I=1,2	201,45	-1250,00	209,155	18024	201,46	-1302,85	1,04	Verificata

Z	[m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kn	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione punti [°]
0,40		3,50E-03	-1,61E-02	-32,85	24,9010	Calcestruzzo =1430,70 Staffe=480, 04	0,02	Verificata	21,80
0,80		3,50E-03	-1,60E-02	-32,77	24,9010	Calcestruzzo =1431,69 Staffe=480,	0,05	Verificata	21,80

9,07	CIRC	209,89	-1158,37	243,705	16024	209,89	-1183,50	1,02	Verificata
9,50	CIRC	218,32	-1051,62	264,595	14024	218,33	-1063,02	1,01	Verificata
9,94	CIRC	226,76	-935,69	273,992	12024	226,76	-936,49	1,00	Verificata
10,38	CIRC	235,19	-815,66	273,926	11024	235,20	-883,21	1,08	Verificata
10,82	CIRC	243,63	-695,65	266,101	10024	243,63	-816,59	1,17	Verificata
11,26	CIRC	252,06	-579,08	252,040	10024	252,06	-819,51	1,42	Verificata
11,70	CIRC	260,50	-468,67	232,965	10024	260,50	-822,44	1,75	Verificata
12,13	CIRC	268,94	-366,61	209,868	10024	268,94	-825,36	2,25	Verificata
12,57	CIRC	277,37	-274,66	183,568	10024	277,36	-828,25	3,02	Verificata
13,01	CIRC	285,81	-194,24	154,652	10024	285,81	-831,16	4,28	Verificata
13,45	CIRC	294,24	-126,49	123,560	10024	294,24	-834,05	6,59	Verificata
13,89	CIRC	302,68	-72,37	90,450	10024	302,67	-836,95	11,56	Verificata
14,32	CIRC	311,11	-32,75	55,657	10024	311,11	-839,84	25,65	Verificata
14,76	CIRC	319,55	-8,37	19,110	10024	319,54	-842,73	100,72	Verificata

21,80	Verificata	0,89	Calcestruzzo =1470,31 Staffe=477, 31	24,9010	-30,70	-1,39E-02	3,50E-03	5,60
21,80	Verificata	0,89	Calcestruzzo =1497,02 Staffe=474, 54	24,9010	-29,36	-1,28E-02	3,50E-03	6,00
21,80	Verificata	0,56	Calcestruzzo =1546,03 Staffe=468, 91	24,9010	-27,39	-1,14E-02	3,50E-03	6,44
21,80	Verificata	0,25	Calcestruzzo =1569,19 Staffe=466, 07	24,9010	-26,15	-1,06E-02	3,50E-03	6,88
21,80	Verificata	0,01	Calcestruzzo =1570,36 Staffe=466, 07	24,9010	-26,09	-1,06E-02	3,50E-03	7,31
21,80	Verificata	0,19	Calcestruzzo =1571,53 Staffe=466, 07	24,9010	-26,03	-1,05E-02	3,50E-03	7,75
21,80	Verificata	0,34	Calcestruzzo =1572,70 Staffe=466, 07	24,9010	-25,96	-1,05E-02	3,50E-03	8,19
21,80	Verificata	0,45	Calcestruzzo =1551,81 Staffe=468, 91	24,9010	-26,57	-1,08E-02	3,50E-03	8,63
21,80	Verificata	0,52	Calcestruzzo =1552,96 Staffe=468, 91	24,9010	-27,42	-1,14E-02	3,50E-03	9,07
21,80	Verificata	0,56	Calcestruzzo =1530,67 Staffe=471, 74	24,9010	-28,78	-1,23E-02	3,50E-03	9,50
21,80	Verificata	0,58	Calcestruzzo =1507,10 Staffe=474, 54	24,9010	-29,86	-1,32E-02	3,50E-03	9,94
21,80	Verificata	0,58	Calcestruzzo =1508,22	24,9010	-29,93	-1,32E-02	3,50E-03	10,38

													Staffe=474, 54								
10,82	3,50E-03	-1,42E-02	-30,96	24,9010	Calcestruzzo	=1483,42	Staffe=477, 31		24,9010	Calcestruzzo	=1483,42	Staffe=477, 31		Verificata	0,56					21,80	
11,26	3,50E-03	-1,41E-02	-30,88	24,9010	Calcestruzzo	=1484,53	Staffe=477, 31		24,9010	Calcestruzzo	=1484,53	Staffe=477, 31		Verificata	0,53						21,80
11,70	3,50E-03	-1,40E-02	-30,80	24,9010	Calcestruzzo	=1485,63	Staffe=477, 31		24,9010	Calcestruzzo	=1485,63	Staffe=477, 31		Verificata	0,49						21,80
12,13	3,50E-03	-1,39E-02	-30,72	24,9010	Calcestruzzo	=1486,73	Staffe=477, 31		24,9010	Calcestruzzo	=1486,73	Staffe=477, 31		Verificata	0,44						21,80
12,57	3,50E-03	-1,39E-02	-30,64	24,9010	Calcestruzzo	=1513,82	Staffe=474, 54		24,9010	Calcestruzzo	=1513,82	Staffe=474, 54		Verificata	0,39						21,80
13,01	3,50E-03	-1,38E-02	-30,56	24,9010	Calcestruzzo	=1514,94	Staffe=474, 54		24,9010	Calcestruzzo	=1514,94	Staffe=474, 54		Verificata	0,33						21,80
13,45	3,50E-03	-1,37E-02	-30,48	24,9010	Calcestruzzo	=1516,06	Staffe=474, 54		24,9010	Calcestruzzo	=1516,06	Staffe=474, 54		Verificata	0,26						21,80
13,89	3,50E-03	-1,36E-02	-30,40	24,9010	Calcestruzzo	=1517,18	Staffe=474, 54		24,9010	Calcestruzzo	=1517,18	Staffe=474, 54		Verificata	0,19						21,80
14,32	3,50E-03	-1,36E-02	-30,32	24,9010	Calcestruzzo	=1518,30	Staffe=474, 54		24,9010	Calcestruzzo	=1518,30	Staffe=474, 54		Verificata	0,12						21,80
14,76	3,50E-03	-1,35E-02	-30,24	24,9010	Calcestruzzo	=1519,42	Staffe=474, 54		24,9010	Calcestruzzo	=1519,42	Staffe=474, 54		Verificata	0,04						21,80

TRAVE DI COLLEGAMENTO

DATI GEOMETRICI DELLA TRAVE DI COLLEGAMENTO

Diametro	1 m
Interasse X	1,2 m
Lunghezza complessiva	25 m
Modulo elasticità	2.06E+08 KN/m ²
Modulo Poisson	0,4
Area sezione	0,64 m ²
Momento inerzia	0,034 m ⁴

MODELLO DI CALCOLO E SCHEMA DELLE FORZE

Carico sulla trave	1
Posizione	0 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	0 kN/m
Carico sulla trave	2
Posizione	0,6 m
Forza applicata	10 kN
Appoggio cedevole	0 kN/m
Carico sulla trave	3
Posizione	1,2 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	0 kN/m
Carico sulla trave	4
Posizione	1,8 m
Forza applicata	10 kN
Appoggio cedevole	0 kN/m
Carico sulla trave	5
Posizione	2,4 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	0 kN/m
Carico sulla trave	6
Posizione	3 m
Forza applicata	10 kN
Appoggio cedevole	0 kN/m
Carico sulla trave	7
Posizione	3,6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	0 kN/m
Carico sulla trave	8
Posizione	4,2 m
Forza applicata	10 kN

0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio fisso
0 kN	Forza applicata
9,6 m	Posizione
17	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio cedevole
10 kN	Forza applicata
9 m	Posizione
16	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio fisso
0 kN	Forza applicata
8,4 m	Posizione
15	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio cedevole
10 kN	Forza applicata
7,8 m	Posizione
14	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio fisso
0 kN	Forza applicata
7,2 m	Posizione
13	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio cedevole
10 kN	Forza applicata
6,6 m	Posizione
12	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio fisso
0 kN	Forza applicata
6 m	Posizione
11	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio cedevole
10 kN	Forza applicata
5,4 m	Posizione
10	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN	Appoggio fisso
0 kN	Forza applicata
4,8 m	Posizione
9	Carico sulla trave
0 kN/m	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
0 kN/m	Appoggio cedevole

18	10,2 m	10 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
19	10,8 m	0 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
20	11,4 m	10 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
21	12 m	0 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
22	12,6 m	10 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
23	13,2 m	0 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
24	13,8 m	10 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
25	14,4 m	0 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
26	15 m	10 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
27	15,6 m	0 kN	0 kN/m	Carico sulla trave	Posizione	Forza applicata	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)

0 kN/m	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
28	Carico sulla trave	
16,2 m	Posizione	
10 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
29	Carico sulla trave	
16,8 m	Posizione	
0 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
30	Carico sulla trave	
17,4 m	Posizione	
10 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
31	Carico sulla trave	
18 m	Posizione	
0 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
32	Carico sulla trave	
18,6 m	Posizione	
10 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
33	Carico sulla trave	
19,2 m	Posizione	
0 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
34	Carico sulla trave	
19,8 m	Posizione	
10 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
35	Carico sulla trave	
20,4 m	Posizione	
0 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio fisso	Costante elastica vincolo cedevole (ks)
36	Carico sulla trave	
21 m	Posizione	
10 kN	Forza applicata	
0 kN/m	Appoggio cedevole	Costante elastica vincolo cedevole (ks)

ARMATURA	
Ferri longitudinali di calcolo	20/34 cm
Staffe	10/10 cm
VERIFICA SEZIONE	
Momento ultimo (Mu)	820,84 kNm
Sforzo normale ultimo (Nu)	0,14 kN
Resistenza a taglio conglomerato (Vrctd)	2499,52 kN
Resistenza a taglio staffe (Vrd)	1512,72 kN
SOLLECITAZIONI	
Taglio massimo	10 kN
Taglio minimo	0,25 kN
Spostamento massimo	2,36E-07 cm
Spostamento minimo	-2,82E-08 cm
Momento massimo	1,56 kNm
Momento minimo	-1,74 kNm
Carico sulla trave	42
Posizione	24,6 m
Forza applicata	10 kN
Appoggio cedevole	0 kN/m
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	41
Posizione	24 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	0 kN/m
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	40
Posizione	23,4 m
Forza applicata	10 kN
Appoggio cedevole	0 kN/m
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	39
Posizione	22,8 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	0 kN/m
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	38
Posizione	22,2 m
Forza applicata	10 kN
Appoggio cedevole	0 kN/m
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	37
Posizione	21,6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	0 kN/m
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m

RELAZIONE DI STABILITÀ GLOBALE DEL PENDIO

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.).

- equazioni di equilibrio di momento n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;

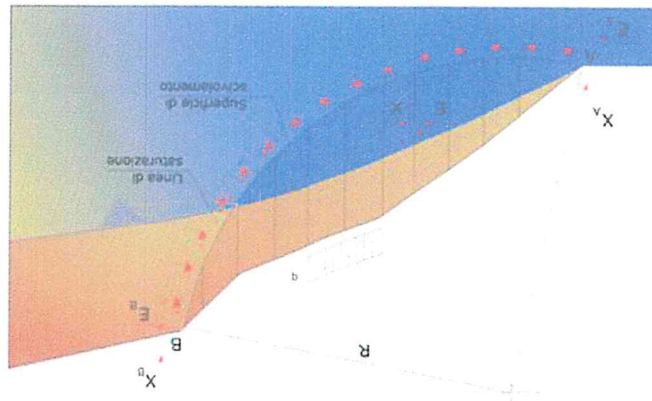
Mentre le equazioni a disposizione sono:

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

- 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 b che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

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:

Metodo dei conci



Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

- 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.

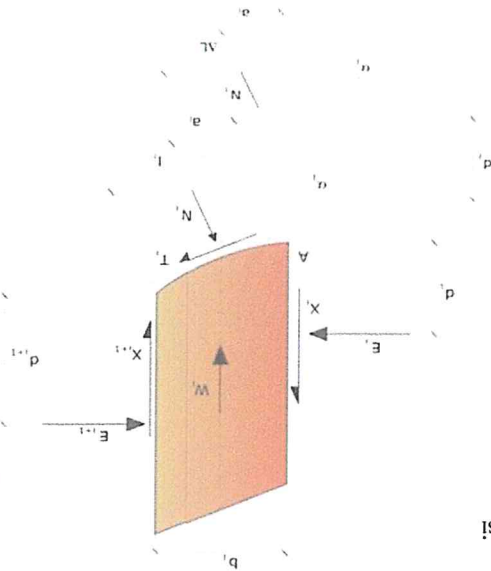
Incognite (2n+1).

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.

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

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

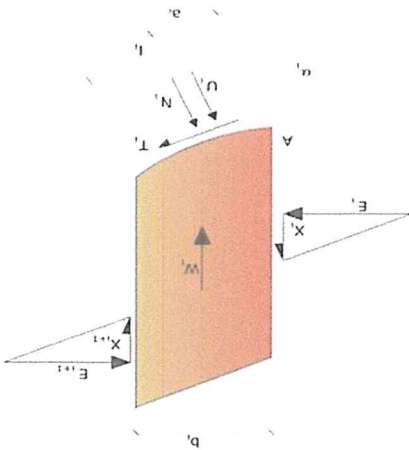


Metodo di Bishop (1955)

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

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

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



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 %.

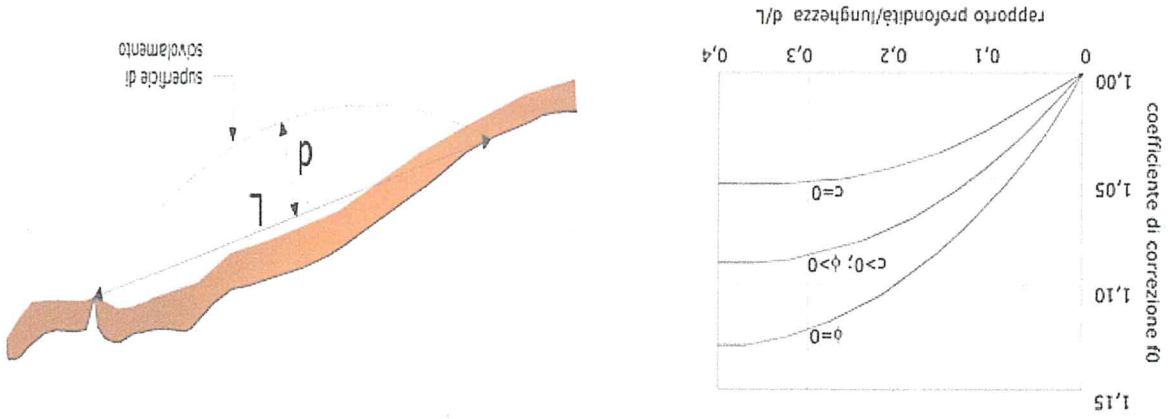
Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici

circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

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

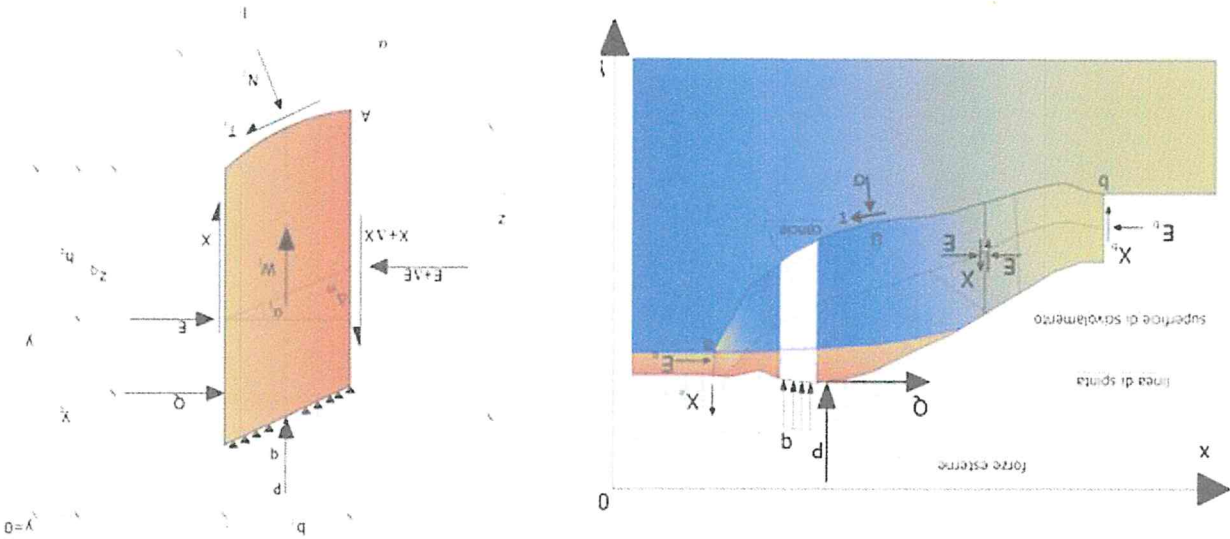


dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

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

Assumendo $\Delta X_1 = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propone inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

Azioni sul cono ipotese secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso



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:

$$T_i = \frac{F}{c_i L_i + (N_i - u_i L_i) \tan \phi_i}$$

in cui:
 F = il fattore di sicurezza;
 c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;
 ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;
 L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;
 u_i = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

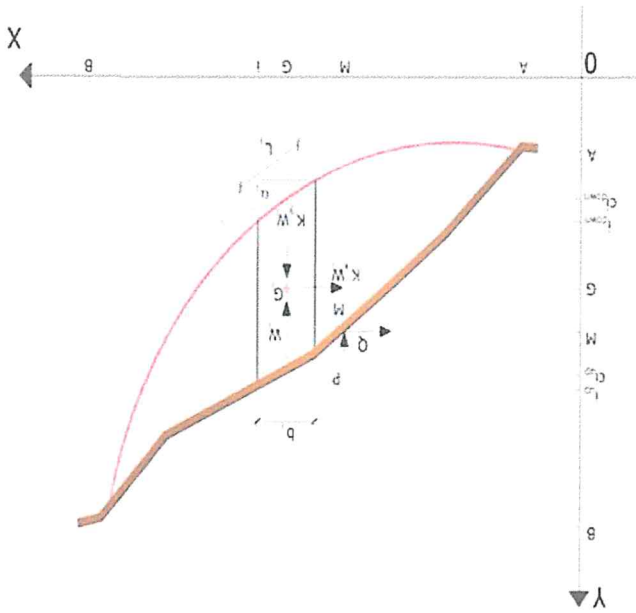
L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

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

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

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

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



Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

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

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

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.

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.

Metodo di Sarma (1973)

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

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.

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

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

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 $(1 - K_z)$.
rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i -esimo.
dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci}

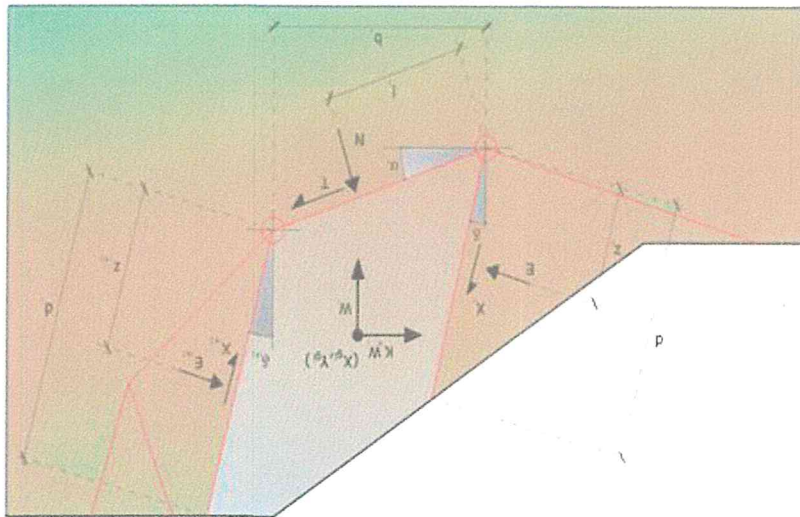
$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma



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:

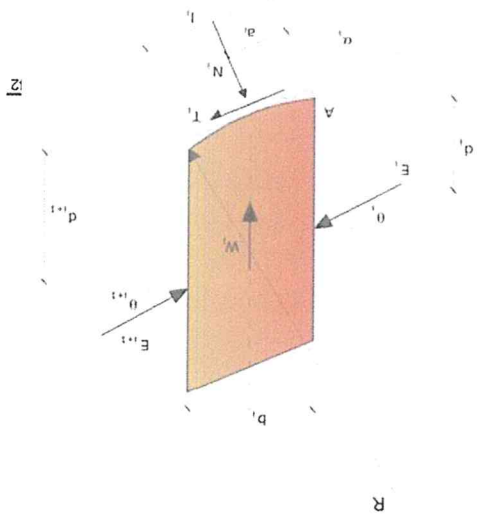
$$\sum \Delta X_i = 0$$

$$\sum \Delta E_i = 0$$

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

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

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



dove:

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

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

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 $i=1, \dots, n$.

Il metodo è basato sull'assunzione:

Metodo di Spencer (1967)

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geometrici 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 interfaccia.

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

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. È stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

- $F = F_s$ **Fattore di sicurezza in condizioni statiche se $K=0$**
- $K = K_c$ **Accelerazione critica se $F=1$**

Si ha pertanto:

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 ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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

massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezoidale, spezzata...) e
 funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della
 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 $f(x)$.

Metodo di Morgenstern e Price (1965)

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

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:

$$2) \sum Q_i = 0$$

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

$$\sum Q_i \sin \theta = 0$$

$$\sum Q_i \cos \theta = 0$$

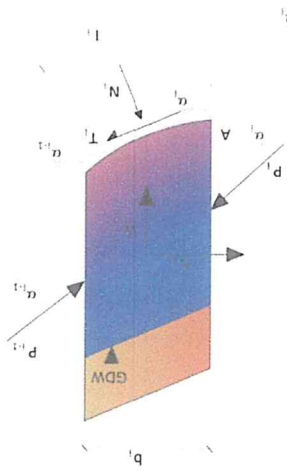
Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

R = raggio dell'arco di cerchio;

forza d'interazione fra i conci;

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



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

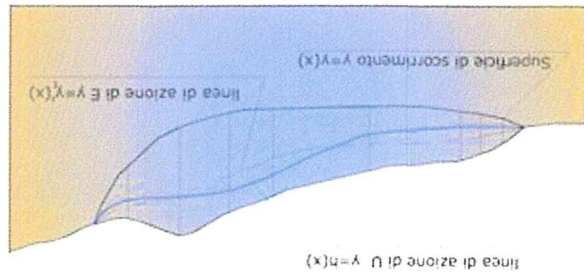
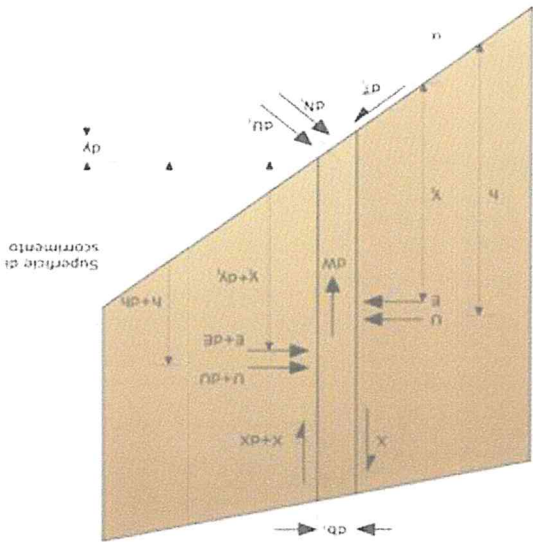
Metodo di Zeng e Liang (2002)

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.

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

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

Azioni sul conico l'estimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso



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

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

Essendo:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

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.

Valutazione dell'azione sismica

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

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

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_s chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

-Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

(ai), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;

-Le forze (P_i-1) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia

-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 normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;

- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.
 4), ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle formazioni dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminazione pari a $(8n-4)$ autori individuano nel rapporto tra l'interspasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la arco di alcuni parametri come l'interspasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli

- 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 $m \times n$ 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, tra "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.

D_1 = interasse tra i pali;

γ = peso specifico terreno;

ϕ = angolo di attrito terreno;

C = coesione terreno;

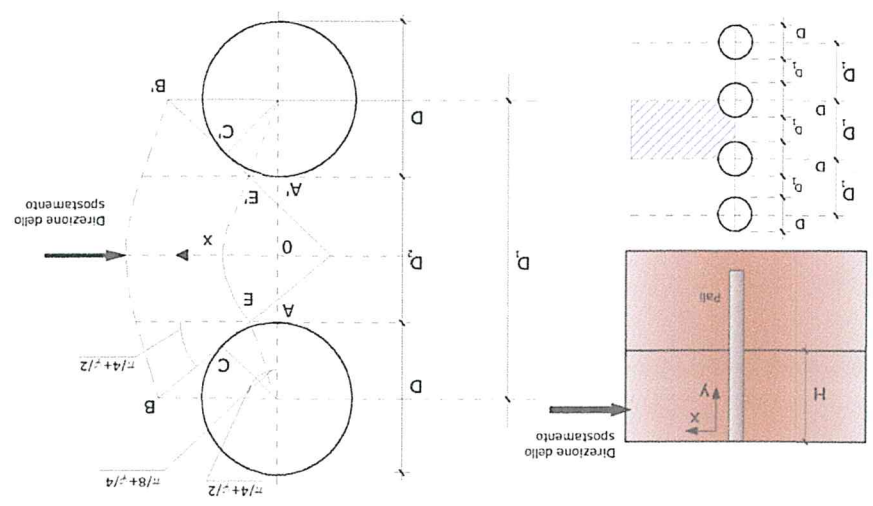
dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

$$p(z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{(N \phi)^{k_2}} e^{k_2 - 2(N \phi) \gamma z / 2} + \frac{1}{(N \phi)^{k_2}} e^{k_2 - 2(N \phi) \gamma z / 2} \right] + \gamma z / N \phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2 - D_2} \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N \phi)^{k_2} \right] + K_3 \left[-1 + \frac{1}{(N \phi)^{k_2}} e^{k_2 - 2(N \phi) \gamma z / 2} \right] + \gamma z / N \phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2 - D_2} \right]$$

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

- Sotto l'azione della spinta 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 $(45 + \phi/2)$ e $-(45 + \phi/2)$;
- 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 rigidità a flessione e taglio;

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.



- 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 (D_2/D_1), 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;

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:

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

$$P = \int_H^0 P(Z) dZ$$

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

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

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N^\phi [D_1 / D_2]^{k_1} \cdot e^{k_2 - D_2}$$

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

$$K_3 = [2 \tan \phi + 2(N^\phi)^{1/2} + 1 / (N^\phi)^{1/2}] / [(N^\phi)^{1/2} \tan \phi + N^\phi - 1]$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N^\phi \tan(\pi/8 + \phi/4)$$

$$K_1 = (N^\phi)^{1/2} \tan \phi + N^\phi - 1$$

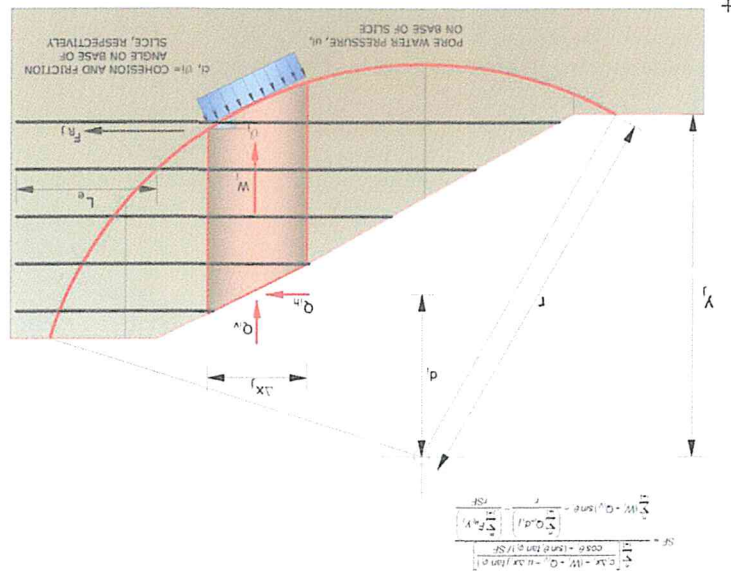
$$N^\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

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

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

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:



Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo cono, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Elemento Rinforzo

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Metodo del carico limite di Broms

- 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.

Il tirante compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniziando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

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

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

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

Ancoraggi

Al fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T .

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

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

Per geosintetico a maglie chiuse:

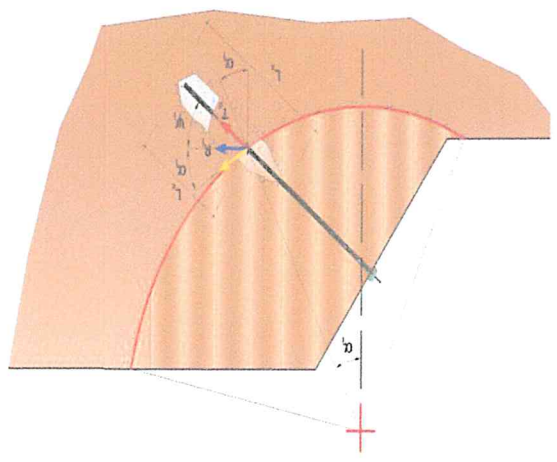
$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

$$F_s = \frac{R_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cos \alpha_i}{R_d}$$

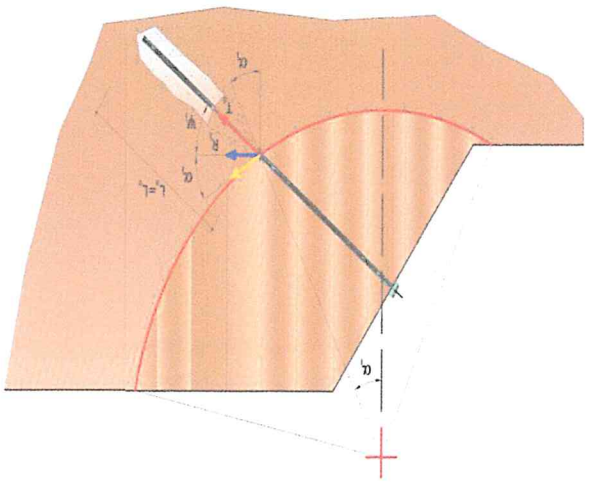
Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

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

Bulbo parzialmente ancorato



Bulbo completamente ancorato



Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)	
Lat./Long.	41,233792/14,683729
Normativa	NTC 2008 e Circ.
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata

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

dove:
 T_d tiro esercizio;
 Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
 i interasse;
 L_e lunghezza efficace;
 L_a lunghezza d'ancoraggio.

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

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

$$F_s = \frac{E_d}{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \cos \alpha_{i,j}}$$

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

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

N	X (m)	Y (m)
1	30,8	39,84
2	50,0	44,0
3	50,0	44,04
4	67,48	51,2

Vertici strato1

Nr	X (m)	Y (m)
1	30,8	39,84
2	50,0	44,0
3	50,0	50,0
4	60,0	50,0
5	67,48	53,6

Vertici profilo

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	43,89 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	56,11 m
Ordinata vertice destro superiore ys	64,23 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Maglia dei Centri

Superficie di forma circolare

Numero di superfici esaminate....(18)

Fs minimo individuato 2,53
 Ascissa centro superficie 45,72 m
 Ordinata centro superficie 55,06 m
 Raggio superficie 20,97 m

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	51	50	60	50	0,20394
2	51	50	60	50	0,091773
3	51	50	53,6	50	0,1395969

Carichi distribuiti

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia
1	0		13	2192,355	2192,355	
2	0,4460168		20	2192,355	2192,355	

Stratigrafia

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,0
 Coesione efficace 1,0
 Coesione non drenata 1,0
 Riduzione parametri geotecnici terreno SI

Nº	Xo	Yo	Ro	Fs
1	45,1	52,0	18,2	2,64
2	45,7	52,6	18,7	2,63
3	46,3	52,0	18,0	2,68
4	46,9	52,6	18,5	2,66
5	47,6	52,0	17,8	2,72
6	48,2	52,6	18,2	2,70
7	48,8	52,0	17,5	2,76
8	49,4	52,6	17,9	2,75
9	50,0	52,0	17,3	2,83
10	45,1	53,2	19,4	2,60
11	45,7	53,8	19,8	2,58
12	46,3	53,2	19,2	2,62
13	46,9	53,8	19,6	2,60
14	47,6	53,2	18,9	2,64
15	48,2	53,8	19,3	2,62
16	48,8	53,2	18,6	2,68
17	45,7	55,1	21,0	2,53
18	46,3	54,4	20,3	2,57