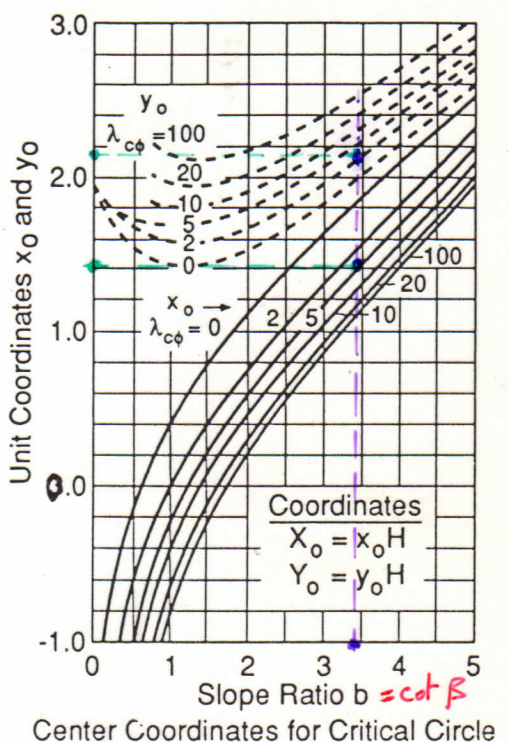
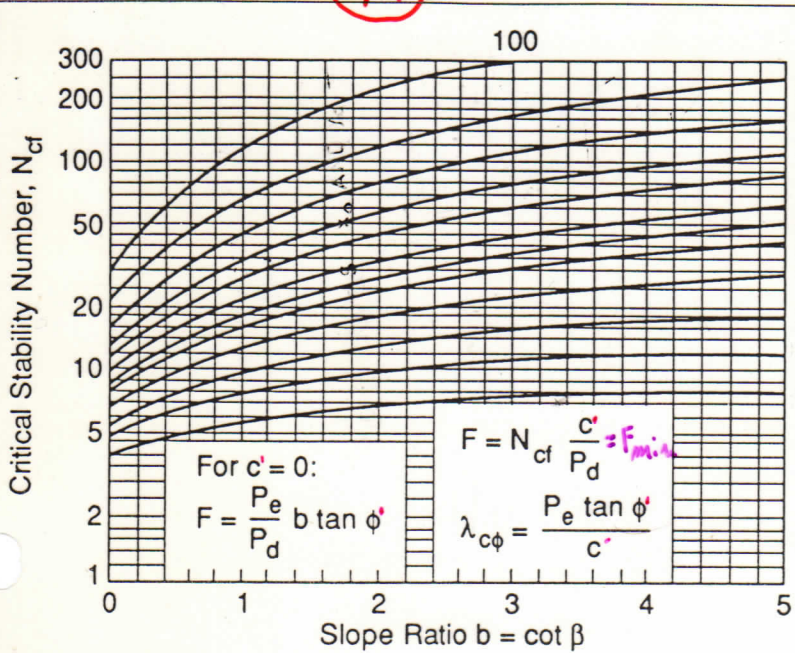


A

B



$$\begin{cases} P_e = (1 - r_u) \gamma H \\ P_d = \gamma H \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_0 = x_0 \cdot H \\ Y_0 = y_0 \cdot H \end{cases}$$

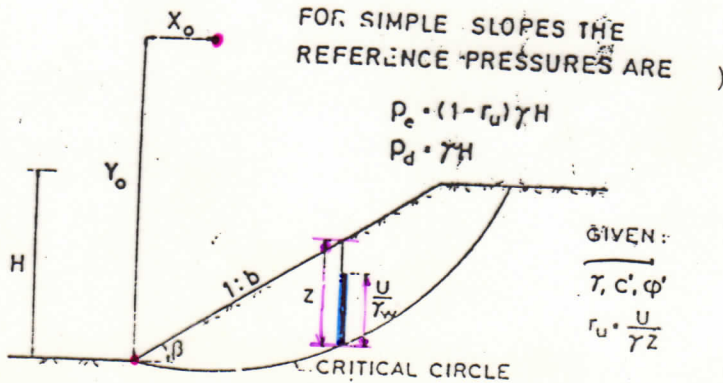


FIG. 9.—SIMPLE SLOPE NOTATION, DEFINING PRESSURES AND LOCATION OF CRITICAL TOE CIRCLE

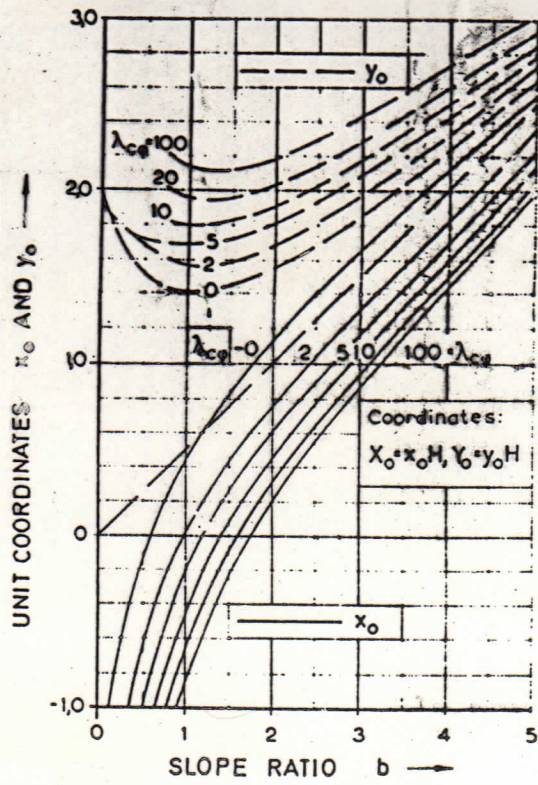


FIG. 11.—CRITICAL UNIT CENTER COORDINATES

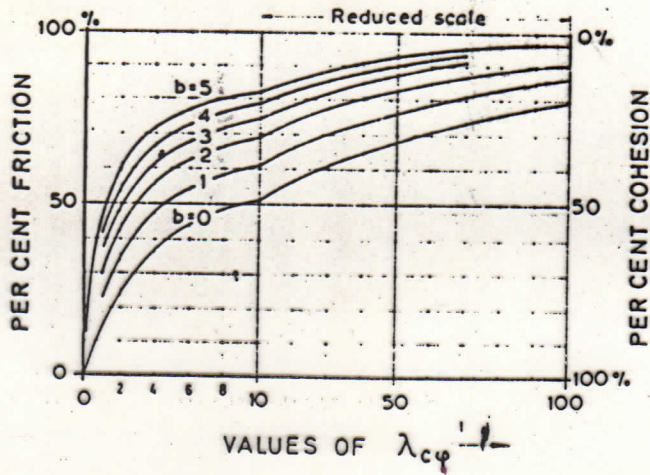


FIG. 12.—FRICTION AND COHESION PERCENTAGES IN MINIMUM SAFETY FACTOR

50.3

Dati:

$H = 18.2 \text{ m}$

$\beta = 16.2^\circ$

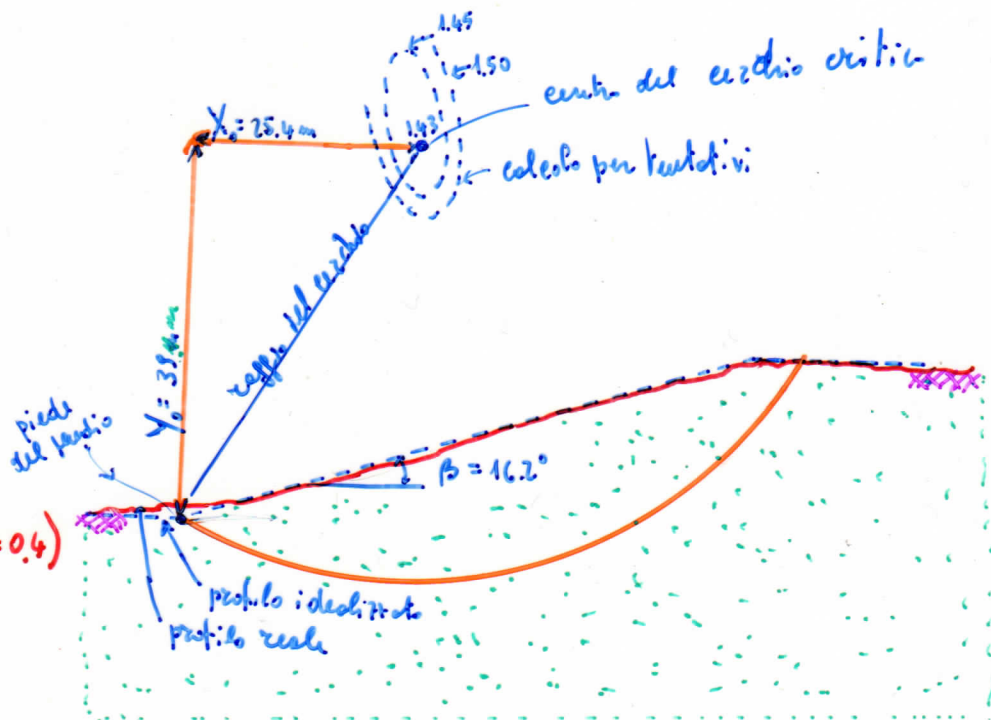
$b = \cot \beta = 3.45$

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

$c' = 20 \text{ k/m}^2 = c'$

$\phi' = 21.8^\circ \text{ (} \tan \phi' = 0.4 \text{)}$

$z_u = 0.40$



$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \tan \phi'}{c'} = \frac{(1 - z_u) \gamma H \tan \phi'}{c'} = \frac{(1 - 0.40) \cdot 2 \cdot 18.2 \cdot 0.4}{2} = 4.6$$

dall'abcac (A):

$$\left. \begin{matrix} b = 3.45 \\ \lambda_{c\phi} = 4.6 \end{matrix} \right\} \Rightarrow N_{cf} = 26 \Rightarrow F = N_{cf} \frac{c'}{\gamma H} = 1.43$$

Coordinate del centro del cerchio critico (che passa per il piede del pendio):

dall'abcac (B):

$$\left. \begin{matrix} b = 3.45 \\ \lambda_{c\phi} = 4.6 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \left. \begin{matrix} x_0 = 1.4 \\ y_0 = 2.15 \end{matrix} \right\} = \text{coordinate centrose}$$

$$\begin{aligned} X_0 &= x_0 \cdot H = 1.4 \cdot 18.2 = 25.4 \text{ m} \\ Y_0 &= y_0 \cdot H = 2.15 \cdot 18.2 = 39.1 \text{ m} \end{aligned}$$

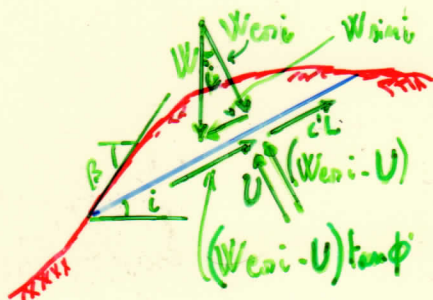
Contributo alla stabilità di coesione ed attrito: Dall'abcac (C):

$$\left. \begin{matrix} b = 3.45 \\ \lambda_{c\phi} = 4.6 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{matrix} \% \text{ coesione} = 31\% = 0.31 \\ \% \text{ attrito} = 69\% = 0.69 \end{matrix}$$

$$\therefore F_{\phi} = 0.69 F = 0.987 \approx 1, \quad F_c = 0.31 F$$

SCIVOLAMENTO DI UN SINGOLO BLOCCO

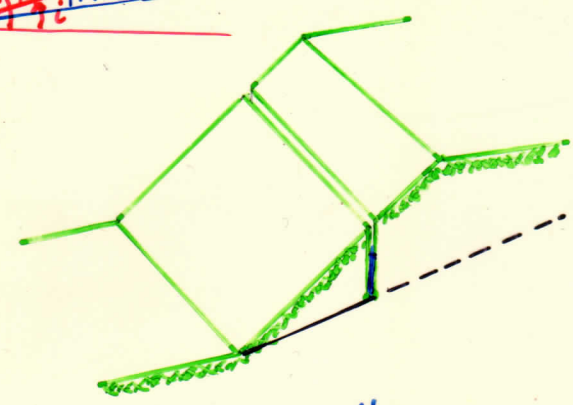
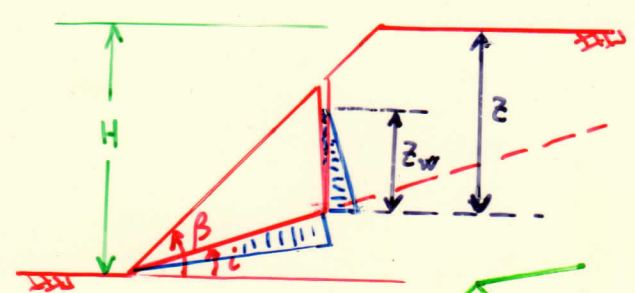
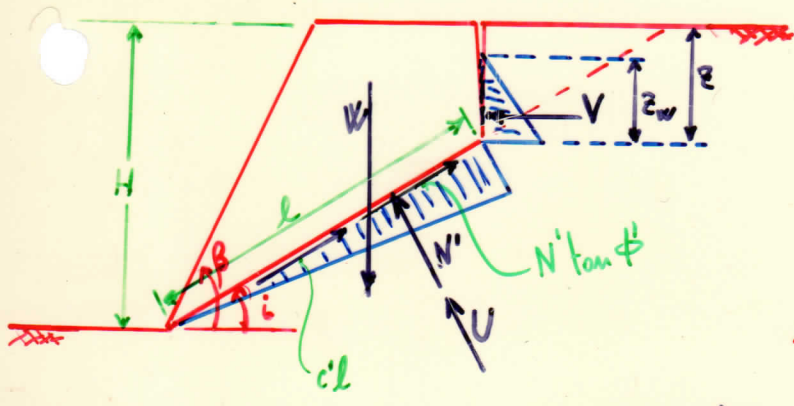
IN PENDII NATURALI O IN FRONTI DI SCAVO IN MASSE ROCCIOSE FRATTURATE È COMUNE UN TIPO DI ROTTURA CARATTERIZZATO DALLO SCIVOLAMENTO DI UN SINGOLO BLOCCO MASSIVO LUNGO UN PIANO DI DEBOLEZZA O UNA DISCONTINUITÀ PREDOMINANTE, BEN DEFINITA E CONVENIENTEMENTE ORIENTATA RISPETTO AL PENDIO.



CONDIZIONI GEOMETRICHE NECESSARIE:

- LE DIREZIONI D'IMMERSIONE DEL PIANO DI POTENZIALE SCIVOLAMENTO E DELLA SCARPATA DEVONO ESSERE EGUALI O APPROSSIMATIVAMENTE EGUALI;
- IL PIANO DI POTENZIALE SCIVOLAMENTO DEVE "VENIRE A GIORNO" SULLA SCARPATA, OSSIA L'ANGOLO D'INCLINAZIONE i DEL PIANO DI SCIVOLAMENTO DEVE ESSERE MINORE DELL'ANGOLO β DELLA SCARPATA;
- DEVONO ESSERE PRESENTI SUPERFICI DI RILASCIO A DEFINIRE I ^{CONFINI} CONFINI LATERALI DELLA MASSA POTENZIALMENTE INSTABILE E CHE OFFRANO RESISTENZA TRASCURABILE ALLO SCIVOLAMENTO DELLA MASSA NECESSARIA.

SE SONO SODDISFATTE QUESTE CONDIZIONI, IL PROBLEMA PUÒ ESSERE SCHEMATIZZATO COME PIANO E QUINDI ANALIZZATO BIDIMENSIONALMENTE. NELL'ANALISI (MOER & BRAY, 1977) VIENE CONSIDERATA ANCHE L'INFLUENZA SULLA STABILITÀ DI UNA FESSURA DI TRAZIONE VERTICALE VARIAMENTE POSIZIONATA SUL PENDIO ED INTERSECANTE IL PIANO DI SCIVOLAMENTO. SI ASSUME CHE QUESTA FESSURA ABBA LA STESSA DIREZIONE DEI PIANI DI SCIVOLAMENTO E DELLA SCARPATA E SIA RIEMPITA D'ACQUA PER UNA PARTE (Z_w) DELLA SUA PROFONDITÀ.

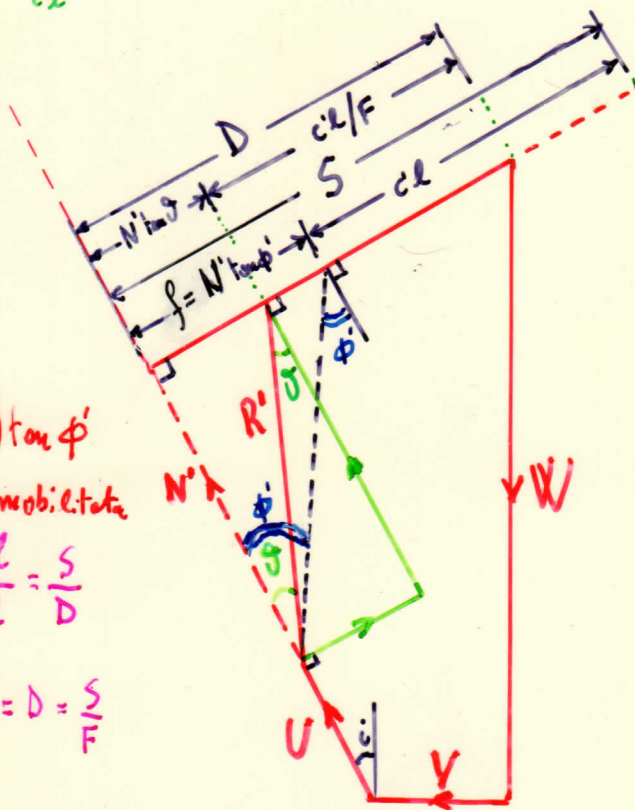


$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

$$\tau \equiv \tau_m = \text{resist. mobilita}'$$

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\tau_f \cdot l}{\tau \cdot l} = \frac{S}{D}$$

$$\Rightarrow \tau \cdot l = \frac{\tau_f \cdot l}{F} = D = \frac{S}{F}$$



$$\tan \delta = \frac{\tan \phi'}{F}$$

R' = risultante di N' e della resistenza d'attrito mobilitata.

$\delta \equiv \phi'_m$ = angolo d'attrito mobilitato

$$F = \frac{c'l + (W \cos i - V \sin i - U) \tan \phi'}{W \sin i + V \cos i}$$

ANALISI GRAFICA NELLA STABILITA':

- SI COSTRUISCE IL POLIGONO DELLE FORTE RIPARTENDO IN SCALA I VETTORI W , V ed U .
- SI PROLUNGA LA RETTA D'AZIONE DI QUEST'ULTIMO VETTORE E SI TRACCIA UNA RETTA PERPENDICOLARMENTE AD ESSA, PARTENDO DALL'ORIGINE DEL VETTORE W , FINO A CHIUDERE IL POLIGONO. IL VETTORE COSI' INDIVIDUATO (D) RAPPRESENTA LA RESISTENZA AL TAGLIO MOBILITATA O VERO LO SFORZO DI TAGLIO ASSENTE.
- PER DETERMINARE LA RESISTENZA AL TAGLIO DISPONIBILE, E' NECESSARIO CONOSCERE LO SFORZO NORMALE EFFICACE N' SUL PIANO DI SCIOLAMENTO: ESSO E' RAPPRESENTATO DAL SEGMENTO IN TRATTOSSO SUL PROLUNGAMENTO DEL VETTORE U . LA RETTA CONDOTTA CON UN ANGOLO ϕ' DALL'ESTREMITA' SUPERIORE DI U INDIVIDUA, SULLA RETTA DI CHIUSURA DEL POLIGONO, IL SEGMENTO f LA CUI LUNGHEZZA RAPPRESENTA LA RESISTENZA D'ATTRITO DISPONIBILE LUNGO IL PIANO DI SCIOLAMENTO. SUL PROLUNGAMENTO DI f SI TRACCIA QUINDI LA COMPONENTE COSSIVA DELLA RESISTENZA $c'l$. IL FATTORE DI SICUREZZA E' DATO DAL RAPPORTO TRA S e D .

ULTERIORI ASSUNZIONI:

- LA DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI NEUTRE SUL PIANO DI SCIOLAMENTO VARI LINEARMENTE DAL VALORE $\gamma_w z_w$ IN CORRISPONDENZA DELLA BASE DELLA FESSURA AL VALORE ZERO AL PIEDE DEL PENDIO LADDOVE L'ACQUA SGORGA DOPO FILTRAZIONE LONGO LA DISCONTINUITA'. (In realtà, possono esistere più pericolose distribuzioni di pressione neutra, in particolare allorquando il terreno sul pendio è permeabile o completamente bloccato).
- LE FORZE W , U , V CONCORRANO NEL BARICENTRO DEL BLOCCO, IN QUISA CHE, NON ESSENDOVI UN MOMENTO NETTO, LA ROTTURA PUÒ AVVENIRE SOLO PER SCIOLAMENTO. (In pendii ripidi e costanti discontinuità molto inclinate non sono mai in conto anche le possibilità di rottura per ribaltamento).

DALLA GEOMETRIA DELLA FIGURA,

$$l = (H - z) \cos \alpha$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \cos \alpha$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2$$

$$W = \begin{cases} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \cos \alpha \cdot \cot \beta & \text{(Fessura di trazione sulla sommità)} \\ = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cos \alpha \cdot (\cot \alpha \tan \beta - 1) \right] & \text{(Fessura di trazione sulla scarpata)} \end{cases}$$

SE LA FESSURA DI TRAZIONE È SULLA CRESTA DEL PENDIO,

$$\frac{z}{H} = 1 - \cot \beta \tan \alpha$$

DA CUI

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \beta (1 - \cot \beta \tan \alpha)$$

Il fattore di sicurezza è dato da:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\tau_f \cdot l}{\tau \cdot l} = \frac{c'l + N' \tan \phi'}{\tau \cdot l} = \frac{S}{D}$$

Dall'equilibrio alla traslazione lungo il piano di scivolamento e perpendicolarmente ad esso si ricava, rispettivamente:

$$D = \tau l = W \sin i + V \cos i$$

$$N' = W \cos i - V \sin i - U$$



$$F = \frac{c'l + (W \cos i - V \sin i - U) \tan \phi'}{W \sin i + V \cos i}$$

2)

L'analisi può essere svolta anche graficamente (vide pag. B).

CASI PARTICOLARI

a) Pendio asciutto ($V=U=0$) e $c'=0$:

$$F = \frac{W \cos i \tan \phi'}{W \sin i} = \frac{\tan \phi'}{\tan i}$$

In questo caso F è indipendente da B, H, W, δ (vide schizzo e pagine seguenti) ed il pendio è stabile se $i < \phi'$.

b) Presenza di acqua unicamente nelle fessure di base ($U=0$):

$$F = \frac{c'l + (W \cos i - V \sin i) \tan \phi'}{W \sin i + V \cos i}$$

$$F = \frac{c'l + (W \cos i - V \sin i - U) \tan \phi'}{W \sin i + V \cos i} \quad 2)$$

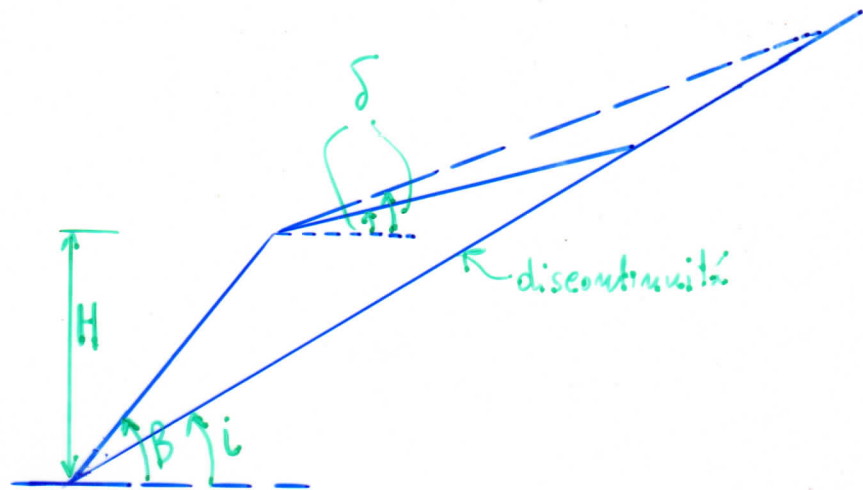
c) assenza di flessura di trazione ($z = V = 0$)

In questo caso il piano di scivolamento interseca la sommità del pendio

$$F = \frac{c'l + (W \cos i - U) \tan \phi'}{W \sin i}$$

$$U = 0, c' = 0$$

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan i}$$



$$U = 0, c' \neq 0$$

$$F = \frac{c'l}{W \sin i} + \frac{\tan \phi'}{\tan i}$$

ovvero: F aumenta al diminuire di W

come già visto, per
d) PENDIO ASCIUTTO ($U=V=0$), ASSENZA DI FESSURA DI TRAZIONE ($z=0$) e $c \neq 0$, si ha:

$$F = \frac{c'l + W \cos i \tan \phi'}{W \sin i}$$

ovvero, essendo

$$l = H \cos i$$
$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 (\cot i - \cot \beta)$$

$$F = \frac{2c' \cos i + \gamma H (\cot i - \cot \beta) \cos i \tan \phi'}{\gamma H (\cot i - \cot \beta) \sin i}$$

All'equilibrio limite ($F=1$) si ottiene:

$$H = \frac{2c' \cos \phi' \sin \beta}{\gamma \sin(\beta - i) \sin(i - \phi')}$$

MINIMIZZANDO QUESTA FUNZIONE RISPETTO AD i , SI OTTIENE L'ESPRESSIONE DELL'ANGOLO CRITICO DI INCLINAZIONE NEL PIANO DI ROTTURA (PASSANTE PER IL PIEDE DEL PENDIO):

$$i_{cc} = \frac{1}{2} (\beta + \phi') \quad 3)$$

DA CUI (Francis, 1920):

$$H_c = \frac{4c'}{\gamma} \cdot \frac{\cos \phi' \sin \beta}{[1 - \cos(\beta - \phi')]}$$

Questa espressione è comunemente attribuita a Culmann che la derivò indipendentemente nel 1866 -

In alcuni casi si fa riferimento a punti di zero in cui non sono presenti sistemi di discontinuità prevalenti "through-going" ovvero piani di strada o di faglia che soddisfino le condizioni di scivolamento su piano orientato in punti critici. In questi casi la rottura, se avviene, può verificarsi lungo una superficie composta e controllata da differenti fedi di scorrimento (ad es. punti interseccativi) ed attraversata, localmente, materialmente intatta. Tuttavia, se il pendio è ripido ($\beta > 45^\circ$), tale superficie è approssimabile ad un piano ed in questi casi l'eq 3) può essere usata per avere una stima della (probabile) inclinazione nel piano critico di scivolamento.

Se $\beta = 90^\circ$,

$$i_{c2} = (45^\circ + \phi'/2)$$

onde l'altezza critica di uno scavo verticale ($\beta = 90^\circ$) o di una fessura verticale è data da (Coulomb, 1779):

$$H_{c2} = \frac{2c' \cos \phi'}{\gamma \cos(45^\circ + \phi'/2) \sin(45^\circ - \phi'/2)} = \frac{4c'}{\gamma} \cdot \frac{\cos \phi'}{(1 - \sin \phi')} = \frac{4c'}{\gamma} \tan(45^\circ + \phi'/2)$$

Questa altezza critica non può essere raggiunta se si verifica

la formazione di una fessura di trazione a terzo della cresta.

CONDIZIONE $\phi_u = 0$

Essendo in questo caso $c' \equiv c_u$ e $\phi' \equiv \phi_u = 0$, l'equazione 2, ovvero

$$F = \frac{c'l + (W \cos i - V \sin i - U) \tan \phi'}{W \sin i + V \cos i}$$

diventa:

$$F = \frac{c_u l}{W \sin i + V \cos i}$$

Se sono essenti fessure di trazione ($z = V = 0$),

$$F = \frac{c_u l}{W \sin i} = \frac{2c_u \operatorname{cosec} i}{\gamma H (\cot i - \cot \beta) \sin i}$$

da cui, all'equilibrio limite ($F = 1$):

$$H = \frac{2c_u}{\gamma (\cot i - \cot \beta) \sin^2 i}$$

Minimizzando questa funzione rispetto ad i , si ottiene:

$$i_{cz} = \frac{\beta}{2}$$

$$H_{cz} = \frac{4c_u}{\gamma} \cdot \frac{\sin \beta}{(1 - \cos \beta)}$$

Se il fronte di scavo è verticale ($\beta = 90^\circ$, $i_{cz} = \frac{\beta}{2} = \frac{\pi}{4}$):

$$F = \frac{4c_u}{\gamma H \sin 2i}$$

$$H_{cz} = \frac{4c_u}{\gamma}$$

È da notare che FELLENIUS (1927) aveva trovato, considerando una superficie di rottura circolare:

$$H_{cz} = \frac{3.85 c_u}{\gamma}$$

ovvero un valore di H_{cz} praticamente coincidente con quello ottenibile applicando il teorema del limite superiore della teoria della plasticità, vale a dire:

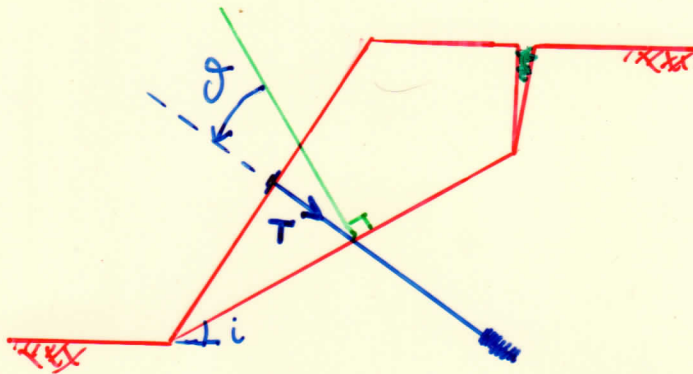
$$H_{cz} = \frac{3.83 c_u}{\gamma}$$

STABILIZZAZIONE DEL BLOCCO

ANCHE' DALL'ANALISI RISULTI UNA SCARSA STABILITA', PUO' ESSERE NECESSARIO CONSIDERARE UN INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DEL BLOCCO. OSSERVANDO L'EQ. 2), OVVERO

$$F = \frac{c'l + (W \sin i - V \sin i - U) \tan \phi'}{W \sin i + V \cos i}$$

APPARE EVIDENTE L'IMPORTANZA DELLA SIGILLATURA NEGLI FESSURE DI TRAZIONE PER IMPEDIRVI L'INGRESSO DI ACQUA. PIU' IN GENERALE, IL BLOCCO PUO' ESSERE STABILIZZATO ATTRAVERSO DRENASSI E/O APPLICAZIONE DI CARICHI ESTERNI. AD ES., CONSIDERANDO UN INTERVENTO PER MEZZO DI CARICHI ESTERNI, QUESTI ULTIMI POSSONO ESSERE APPLICATI CON LA NESSA IN TENSIONE DI BOLLONI O CAVI ANCORATI NELLA MASSA DI ROCCIA A TERGO DEL PIANO DI SCIOLGIMENTO.



$$F = \frac{c'l + (W \sin i - V \sin i - U + T \cos \delta) \tan \phi'}{W \sin i + V \cos i - T \sin \delta} \quad 5)$$

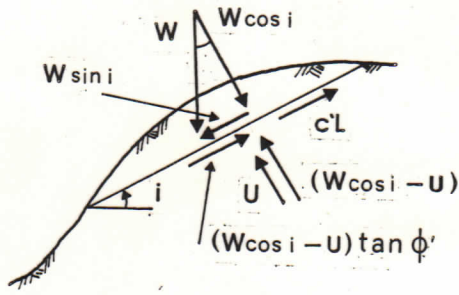
in cui:

T = tensione di ancoraggio per unità di lunghezza del giunto (con i uguale al numero di ancoraggi moltiplicato per la tensione in ciascuno di essi e l è la lunghezza totale del giunto)

δ = angolo formato dalla direzione di tensione con la normale al piano di scioglimento.

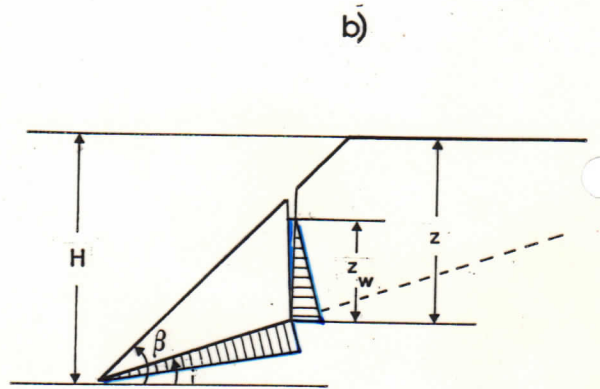
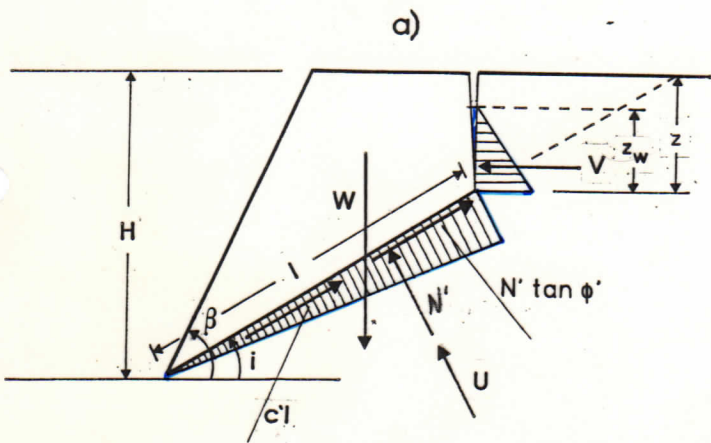
COME MOSTRA L'EQ. 5) L'AZIONE BENEFICA DELL'ANCORASSIO E' DUPLICE, TRADUCENDOSI IN UNA DIMINUIZIONE DEL DENOMINATORE ED IN UN AUMENTO DEL NUMERATORE.

L'EQ. 5) VIENE IMPRESATA PER RICEVERE IL VALORE DI T CORRISPONDENTE AD UN RICHIESTO VALORE DI F .

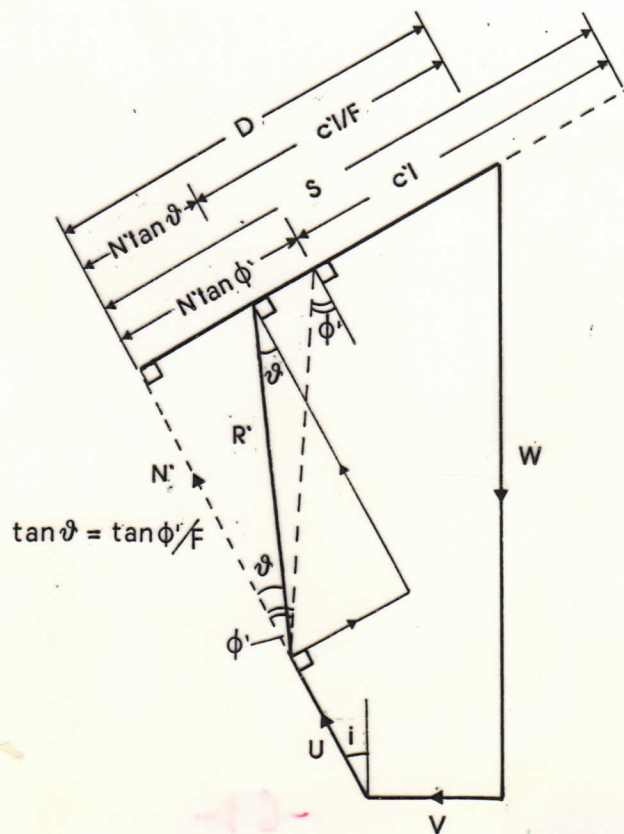


191 bis

21



192 22



193 24

61-

STABILITA' DEI PENDII IN PRESENZA DI SISMI

UNA CAUSA D'INSTABILITA' DEI PENDII E' RAPPRESENTATA DAL CARICAMENTO CICLICO INDOTTO DA TERREMOTI. L'EFFETTO DELLO scuotimento sismico puo' ESSERE DI DOPPIA NATURA. ESSO, INFATTI, INTRODUCE UNA FORZA D'INERZIA INSTABILIZZANTE E, CONTEMPORANEAMENTE, PUO' DAR LUOGO AD UN AUMENTO DELLE PRESSIONI NEUTRE NEL PENDIO CON CONSEGUENTE PERDITA DI RESISTENZA D'ATTRITO O ANCHE, AL LIMITE E LADDOVE NE OCCORRANO LE CONDIZIONI, LIQUEFAZIONE NEL TERRENO.

QUEST'ULTIMO FENOMENO APPARE, COMUNQUE, IL PIU' IMPORTANTE NEGLI ROTTURE DI PENDII NATURALI PER CARICAMENTO SISMICO E, SOTTO QUESTO RIGUARDO, I PENDII PIU' VULNERABILI SONO QUELLI COSTITUITI DA LIMI O SABBIE SCIOLTE SATURE (ARGILLE SENSITIVE)

ONELCUI INTERNO SIANO PRESENTI SACCHE O LIVELLI DEI MINESIMI MATERIALI. CIO' E' DOVUTO ALLA TENDENZA DI TALI MATERIALI A DENSIFICARSI PER EFFETTO DI DEFORMAZIONE DI TAGLIO E DI CONSEGUENZA, IN VIRTU' DEL CARATTERE DINAMICO E NON DRENATO DEL CARICAMENTO SISMICO, A PORRE IN ESSERE INCREMENTI POSITIVI DI PRESSIONI NEUTRE. DI CONTRO, LA TENDENZA ALLA DILATANZA DELLE SABBIE DENSE SI TRADUCE IN DECREMENTI DELLE PRESSIONI NEUTRE E PERCIO', IN LINEA DI PRINCIPIO, IN INIBIZIONE DI ROTTURE PER LIQUEFAZIONE. IN QUESTO AMBITO, SPECIALE CARATTERE DISCRIMINANTE ASSUME L'INDICE DEI VUOTI CRITICO.

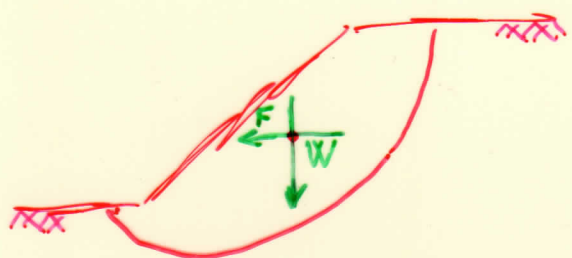
PENDII NATURALI COSTITUITI DA ARGILLA PLASTICA DI BASSA SENSIVITA' O DA TERRENI GRANULARI DENSE SOTTO O AL DISOPRA DI FALDA O DA TERRENI SCIOLTI A GRANA GROSSA SOTTO FALDA SONO GENERALMENTE STABILI DURANTE FORTI SOLLECITAZIONI SISMICHE.

LE)
 RICERCHE ANALITICHE SULLA STABILITA' DEI PENDII SOGGETTI A SISMA SONO STATE CONDOTTE, PER LA MASSIMA PARTE, CON RIFERIMENTO A DIGHE IN TERRA O IN PIETREME PERCHE' AD ESSE E' ASSOCIATO IL MASSIMO POTENZIALE DI DANNO E PERDITA DI VITE UMANE IN CASO DI ROTTURA.

GRAN PARTE DEL LAVORO FATTO IN RELAZIONE ALLE DIGHE E' TUTTAVIA APPLICABILE ANCHE AI PENDII NATURALI.

ANALISI PSEUDOSTATICA

IL MODO PIU' SEMPLICE E TRADIZIONALE DI METTERE IN CONTO GLI EFFETTI SISMICI SULLA STABILITA' DI UN PENDIO RISALE A TERLAGHI (1950). ESSO CONSISTE IN UNA NORMALE ANALISI DI EQUILIBRIO LIMITE EFFETTUATA INTRODUCENDO, SULLA MASSA DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE ED APPLICATA NEL BARICENTRO DI QUESTA, UNA FORZA EQUIVALENTE (D'INERZIA) E TRATTANDO STATICAMENTE IL SISTEMA DI FORZE.



SEBBENE TALE FORZA D'INERZIA PRODUCA I MASSIMI EFFETTI QUANDO E' INCLINATA DI UN CERTO ANGOLO, LA CONSIDERAZIONE DELLA SUA SOLA COMPONENTE ORIZZONTALE VIENE RITENUTA SUFFICIENTEMENTE ACCURATA NELLA PRATICA DI ROUTINE (SARMA, 1975).

3

L'ENTITA' DI QUESTA FORZA ORIZZONTALE - ASSIUNTIVA ED INSTABILIZZANTE - VIENE USUALMENTE ESPRESSA IN TERMINI DEL PESO W DELLA MASSA DI TERRENO. ESSA VIENE ASSUNTA ESSERE EGUALE AL PESO W Moltiplicato PER UN COEFFICIENTE SISMICO K , OSSIA

$$F_h = W \cdot K = m \cdot g \cdot K = m \cdot a$$

L'ACCELERAZIONE ORIZZONTALE AGENTE SULLA MASSA m E' QUINDI $(K \cdot g)$, ONDE IL COEFFICIENTE SISMICO $(K = \frac{a}{g})$ E' IN REALTA', UNA MISURA DELL'ACCELERAZIONE NEL TERRENO IN TERMINI DELL'ACCELERAZIONE DI GRAVITA' g .

PER QUANTO IMPLICITAMENTE DETTO, IL COEFFICIENTE K E' ASSUNTO ESSERE COSTANTE NEL TEMPO E NELLO SPAZIO PER LA PARTICOLARE MASSA DI CUI SI CONSIDERA L'EQUILIBRIO, SEBENE L'ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA INDICHI CHE L'ACCELERAZIONE IN DIFFERENTI PUNTI DEL PENDIO E' DI SOLITO DIFFERENTE IN OGNI ISTANTE DI TEMPO ED E' DI SOLITO PIU' FORTE NELLA PARTE SOMMITALE DEL PENDIO MEDESIMO. AD OGNI MODO, L'USO DI UN VALORE MEDIO E COSTANTE DI K PER LA DATA MASSA DI TERRENO - E QUINDI ANCHE PER I SINGOLI CONCI IN CUI ESSA E' STATA SUDDIVISA - E' CONSERVATIVO (SARMA, 1978).

LA SCELTA DEL COEFFICIENTE K E' DI CARATTERE EMPIRICO. IL SUO VALORE E' LEGATO AUE POSSIBILI ACCELERAZIONI INDOTTE - E QUINDI AL GRADO DI SISMICITA' DELLA ZONA - ED E' CODIFICATO DAI VARI REGOLAMENTI NATIONALI.

○ Secondo il recente aggiornamento (Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri: 20-03-2003, n. 3274 e 02-10-2003, n. 3316), le forze d'inerzia dovute all'azione sismica la considero nell'analisi sono:

$$F_h = \pm 0.5 \cdot S \cdot K \cdot W \quad , \quad F_v = \pm 0.5 F_h$$

essendo:

F_h ed F_v = le risultanti, rispettivamente orizzontali e verticali, delle forze d'inerzia applicate al bene sotto alla massima potenzialità sismica

○ $S = 1 \div 1.35$ = fattore che tiene conto del profilo sismologico.

Il valore del coefficiente sismico K da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale è indicato nella tabella seguente.

ZONA	VALORE DI K
1	0.35
2	0.25
3	0.15
4	0.05