

CAPITOLO 18

STABILITÀ DEI PENDII

18.1 Frane

18.1.1 Fattori e cause dei movimenti franosi

Per frana si intende un rapido spostamento di una massa di roccia o di terra il cui centro di gravità si muove verso il basso e verso l'esterno.

I principali fattori che influenzano la franosità sono:

- fattori geologici, ovvero caratteri strutturali (faglie e fratturazioni), giacitura, scistosità, associazione e alternanza fra i litotipi, degradazione, alterazione, eventi sismici e vulcanici;
- fattori morfologici ovvero pendenza dei versanti;
- fattori idrogeologici, ovvero circolazione idrica superficiale e sotterranea, entità e distribuzione delle pressioni interstiziali;
- fattori climatici e vegetazionali, ovvero alternanza di lunghe stagioni secche e periodi di intensa e/o prolungata piovosità, disboscamenti e incendi;
- fattori antropici, ovvero scavi e riporti, disboscamenti e abbandono delle terre.

Le cause dei movimenti franosi possono essere distinte in cause strutturali o **predisponenti**, prevalentemente connesse ai fattori geologici, morfologici e idrogeologici, e in cause occasionali o **determinanti** (o scatenanti), prevalentemente connesse ai fattori climatici, vegetazionali, antropici ed al manifestarsi di eventi sismici o vulcanici.

Il movimento franoso si manifesta quando lungo una superficie (o meglio in corrispondenza di una "fascia" di terreno in prossimità di una superficie) all'interno del pendio, le tensioni tangenziali mobilitate per l'equilibrio (domanda di resistenza) eguagliano la capacità di resistenza al taglio del terreno. Ciò può avvenire per un aumento della domanda di resistenza, per una riduzione della capacità di resistenza o per il manifestarsi di entrambi i fenomeni. Un aumento della domanda di resistenza può essere determinato da un incremento di carico (dovuto ad esempio alla costruzione di un manufatto o ad un evento sismico), o da un aumento dell'acclività del pendio (dovuta ad esempio a erosione o sbancamento al piede). La riduzione della resistenza al taglio può essere dovuta ad un incremento delle pressioni interstiziali (per effetto ad esempio di un innalzamento della falda o della riduzione delle tensioni di capillarità prodotti dalla pioggia) o per effetto di fenomeni fisici, chimici o biologici.

Per l'innescò e l'evoluzione di un fenomeno franoso è molto importante la dipendenza della resistenza al taglio dall'entità della deformazione, ovvero la curva tensioni-deformazioni del terreno, ed i valori di resistenza al taglio di picco e residua. Infatti la domanda e la capacità di resistenza lungo la superficie di scorrimento potenziale sono variabili, e quando in una parte di essa viene superata la resistenza di picco e la capacità resistente decade ad un valore residuo, si verifica una redistribuzione degli sforzi con parziale trasferimento della domanda ad un'altra parte, meno sollecitata, della superficie di scorrimento (fenomeno di rottura progressiva). Pertanto, in condizioni di equilibrio limite

del pendio, il valore medio pesato della resistenza al taglio mobilitata lungo la superficie di scorrimento è intermedio tra la resistenza di picco e la resistenza residua.

18.1.2 Nomenclatura di un movimento franoso

Negli schemi di Figura 18.1 sono indicate le parti fondamentali di un movimento franoso.

In particolare in Figura 18.1a sono indicati, la nicchia di distacco, che è la zona superiore della frana, con una caratteristica forma "a cucchiaio", l'alveo di frana, che è la porzione intermedia, e il cumulo di frana, che è la parte terminale della frana, di forma convessa e rilevata rispetto alla superficie topografica preesistente.

I numeri di Figura 18.1b indicano rispettivamente: 1. il coronamento, 2. la scarpata principale, 3. la testata o terrazzo di frana, 4. le fessure trasversali, 5. la scarpata secondaria, 6. il terrazzo di frana secondario, 7. la zona delle fessure longitudinali, 8. la zona delle fessure trasversali, 9. la zona dei rigonfiamenti trasversali e, a valle, delle fessure radiali, 10. l'unghia del cumulo di frana e, infine, 11. il fianco destro.

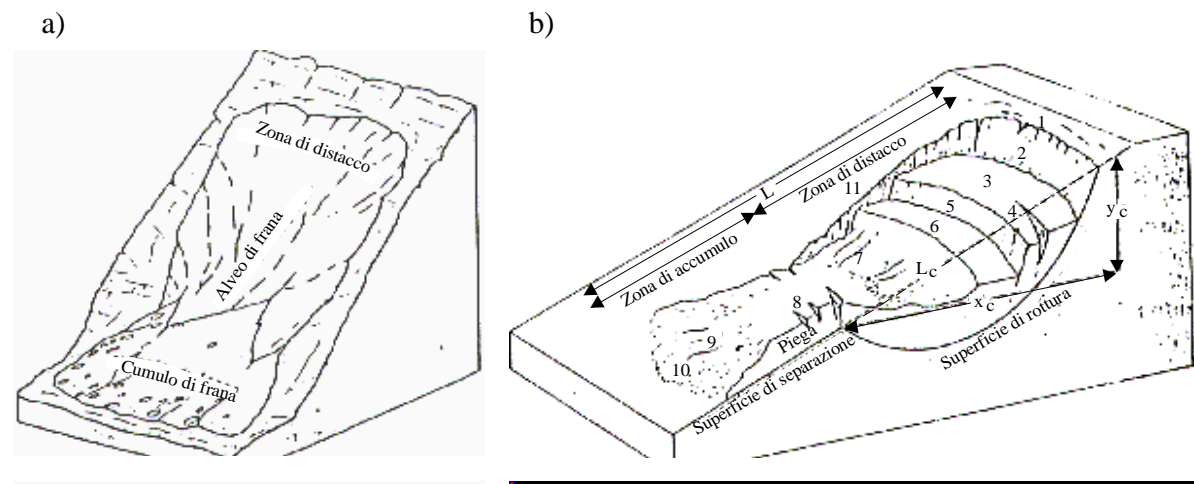


Figura 18.1 - Nomenclatura delle parti di un movimento franoso

18.1.3 Classificazione dei movimenti franosi

I movimenti franosi possono essere caratterizzati da diverse forme della superficie di scorrimento e da diversi meccanismi di rottura.

L'individuazione dell'andamento della superficie di rottura (effettiva o potenziale) e del cinematismo di collasso è importante per la scelta del metodo di analisi più appropriato e degli eventuali interventi di stabilizzazione e di mitigazione degli effetti. Per questo motivo sono stati proposti diversi sistemi di classificazione delle frane tra i quali il più noto e utilizzato è il sistema di Varnes (1978), che distingue sei classi fondamentali:

crolli (*falls*): caratterizzati dallo spostamento dei materiali in caduta libera e dal successivo movimento, per salti e/o rimbalzi, dei frammenti di roccia (Figura 18.2). Generalmente si verificano in versanti interessati da preesistenti discontinuità strutturali (*faglie e piani di stratificazione*) e sono, di norma, improvvisi con velocità di caduta dei materiali elevata. La frana di crollo avviene in pareti subverticali di roccia, dalle quali si staccano blocchi di materiale che precipitano al piede della scarpata. Cause determinanti sono le escursioni termiche (gelo e disgelo), l'erosione alla base, le azioni sismiche e le azioni antropiche.

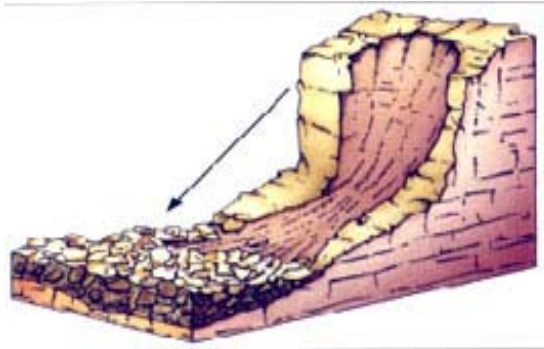


Figura 18.2 – Frana di crollo

ribaltamenti (*topples*): movimenti simili ai crolli, determinati dalle stesse cause e caratterizzati dal ribaltamento frontale del materiale che ruota intorno ad un punto al di sotto del baricentro della massa. I materiali interessati sono generalmente rocce lapidee che hanno subito intensi processi di alterazione e/o che presentano delle superfici di discontinuità (*faglie o superfici di strato*). Le frane per ribaltamento (Figura 18.3) si verificano di norma nelle zone dove le superfici di strato risultano essere sub-verticali (a) o lungo le sponde dei corsi d'acqua per scalzamento al piede (b).

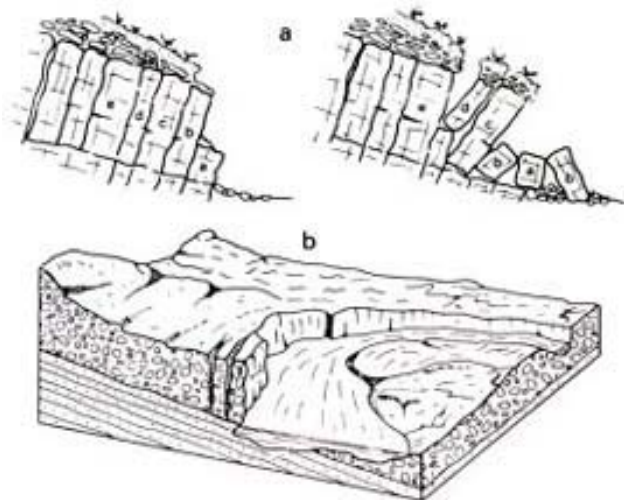


Figura 18.3 - Frane di ribaltamento.

scorrimenti (*slides*): in base alla forma della superficie di scorrimento si distinguono in scorrimenti rotazionali e scorrimenti traslativi (Figura 18.4). Lo **scorrimento rotazionale**

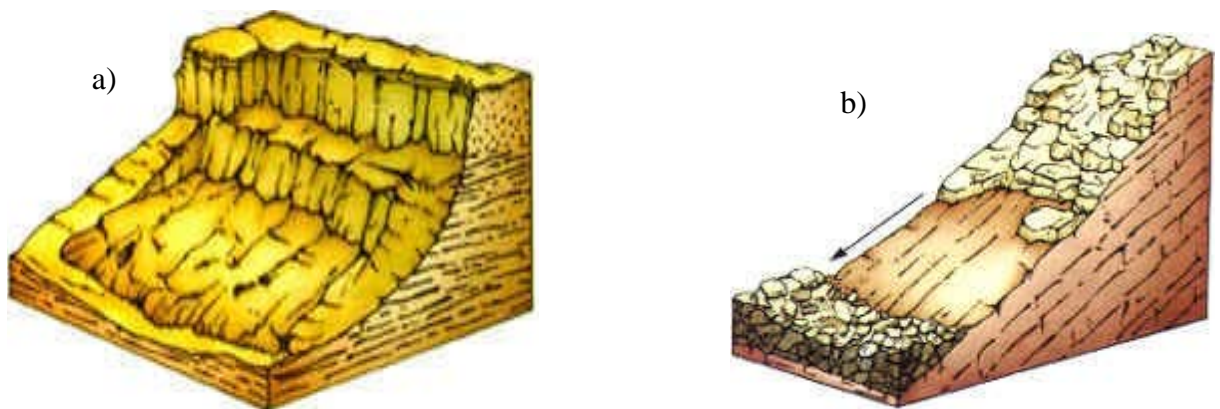


Figura 18.4 - Frane di scorrimento rotazionale (a) e traslazionale (b)

avviene in terreni o rocce dotati di coesione e si sviluppa lungo una superficie generalmente concava, che si produce al momento della rottura del materiale. La parte inferiore del cumulo di frana tende ad allargarsi e dà luogo spesso a frane di colamento. Lo **scorrimento traslazionale** invece consiste nel movimento di masse rocciose o di terreni, lungo una superficie di discontinuità poco scabrosa e preesistente disposta a franapoggio. Le principali cause degli scorrimenti sono le acque di infiltrazione, le azioni antropiche e i terremoti.

espansioni laterali (*lateral spreads*): sono movimenti complessi, a componente orizzontale prevalente, che hanno luogo quando una massa rocciosa lapidea e frantumata giace su un terreno dal comportamento molto plastico (Figura 18.5).

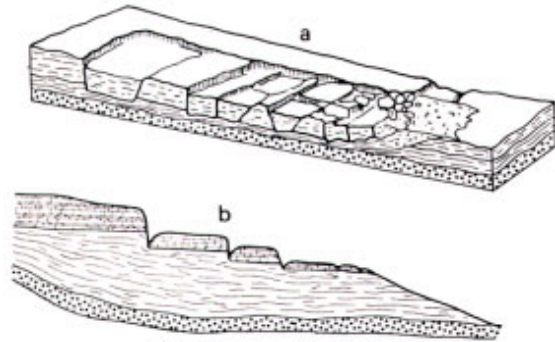


Figura 18.5 - Espansioni laterali

colamenti (*flows*): sono movimenti franosi, anche molto estesi, che si verificano nei terreni sciolti (Figura 18.6). La superficie di scorrimento non è ben definibile, la velocità è variabile da punto a punto della massa in frana, talvolta è molto elevata con conseguenze catastrofiche. Il materiale in frana ha il comportamento di un fluido viscoso e segue l'andamento di preesistenti solchi di erosione che ne costituiscono l'alveo.



Figura 18.6 - Colamenti

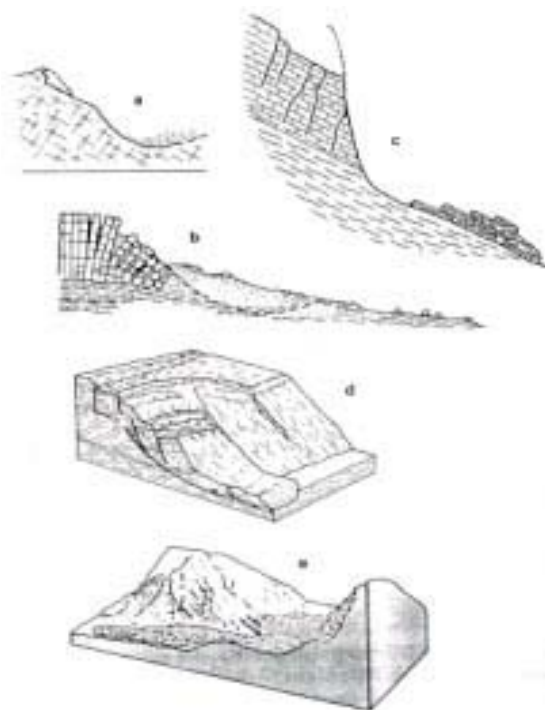


Figura 18.7 – Fenomeni franosi complessi

fenomeni complessi (*complex*): sono combinazioni di due o più tipi di frane precedentemente descritte, ad esempio: crollo di roccia e colata di detrito, scorrimento rotazionale e ribaltamento, scorrimento traslativo di blocchi e crollo di roccia, etc.. (Figura 18.7).

18.2 Analisi di stabilità dei pendii

I metodi di analisi della stabilità dei pendii più diffusi ed utilizzati nella pratica professionale sono metodi all'equilibrio limite, che ipotizzano per il terreno un comportamento rigido – perfettamente plastico. Si immagina cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura, e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi, fortemente semplificativa, consegue che: a) la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile, b) la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigida, c) la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dai movimenti della frana, e ovunque pari alla resistenza al taglio, d) non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

Inoltre la maggior parte dei metodi di verifica della stabilità dei pendii considerano il problema piano (cioè ipotizzano che la superficie di scorrimento sia di forma cilindrica con direttrici ortogonali al piano considerato), analizzando di norma una o più sezioni longitudinali del versante e trascurando gli effetti tridimensionali.

Ulteriori ipotesi semplificative, diverse da un metodo all'altro, sono necessarie per rendere il problema staticamente determinato (come si vedrà nel Paragrafo 18.6), cosicché a parità di geometria e di caratteristiche fisico-meccaniche del terreno, il risultato dell'analisi, in termini di **superficie di scorrimento critica** (superficie per la quale il rapporto fra resistenza disponibile e resistenza mobilitata assume il valore minimo) e **di coefficiente di sicurezza** (rapporto fra resistenza disponibile e resistenza mobilitata), non è unico ma dipende dal metodo adottato.

Nonostante tutto però, l'affidabilità dei risultati dipende quasi esclusivamente dalla corretta schematizzazione del fenomeno e dalla scelta dei parametri di progetto che, proprio a causa della scarsa aderenza alla realtà fisica del modello costitutivo adottato per il terreno, devono essere fissati con grande attenzione e consapevolezza.

Occorre poi distinguere i pendii naturali dai pendii artificiali, non solo e non tanto perché i volumi in gioco e le condizioni di carico sono spesso molto diversi, o perché alcuni metodi di analisi sono più adatti allo studio della stabilità degli uni o degli altri, ma perché è generalmente molto diversa la conoscenza qualitativa e quantitativa della geometria superficiale e profonda, e delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni.

Nei **pendii artificiali** (ad esempio i fianchi dei rilevati stradali, degli argini o delle dighe in terra) quasi sempre la geometria è semplice e nota, i terreni sono materiali da costruzione omogenei ed hanno caratteristiche fisico-meccaniche note, poiché corrispondenti alle specifiche di capitolato, lo schema bidimensionale (problema piano) è aderente alla realtà fisica, poiché si tratta di opere con una dimensione di gran lunga prevalente rispetto alle altre due e con variazioni graduali della sezione trasversale, le condizioni di carico

possono variare rapidamente nel tempo, ad esempio per gli argini al variare del livello del fiume, o per le dighe al variare del livello di invaso.

I *pendii naturali* invece sono di norma caratterizzati da una morfologia superficiale e profonda complessa, da una grande variabilità spaziale delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, e di norma da una meno rapida variazione delle condizioni di carico (salvo le azioni sismiche). Le indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche, la cui estensione ed approfondimento devono essere commisurati, in termini anche economici, all'importanza, alle finalità, all'estensione ed alla gravità del problema in studio ed alla fase di progettazione, possono solo fornire un quadro approssimato e parziale della realtà fisica.

Nel caso degli *scavi* le condizioni sono talora, in un certo senso, intermedie, poiché la geometria superficiale è ben definita, ma il terreno di cui è costituito il pendio è naturale, e quindi può essere caratterizzato anche da forte variabilità spaziale, le condizioni di carico, legate ai tempi e ai modi di realizzazione dello scavo e di permanenza dello scavo aperto, possono variare sensibilmente nel tempo.

18.3 Pendii indefiniti

Lo schema di pendio indefinito è applicabile al caso di frane di scorrimento allungate, in cui l'influenza delle porzioni di sommità e di piede è trascurabile. La stabilità delle coltri di terreno alluvionale o detritico, di piccolo spessore rispetto alla lunghezza della frana, poste su un terreno di fondazione più rigido è di norma trattata con riferimento allo schema di pendio indefinito.

18.3.1 Pendio indefinito di terreno incoerente asciutto

Consideriamo inizialmente il caso di un pendio indefinito di terreno omogeneo, incoerente e asciutto, con resistenza al taglio data dall'equazione: $\tau_f = \sigma' \tan\phi'$. In Figura 18.8 sono rappresentate le condizioni di equilibrio di un generico concio di terreno delimitato da due superfici verticali e da un piano di base appartenente alla potenziale superficie di scorrimento, parallelo alla superficie del pendio. Per simmetria le tensioni sulle facce laterali del concio sono eguali e opposte, quindi le azioni risultanti hanno la stessa retta d'azione parallela al pendio, stessa direzione, stesso modulo, e verso opposto. Pertanto si elidono a vicenda e non intervengono nelle equazioni di equilibrio.

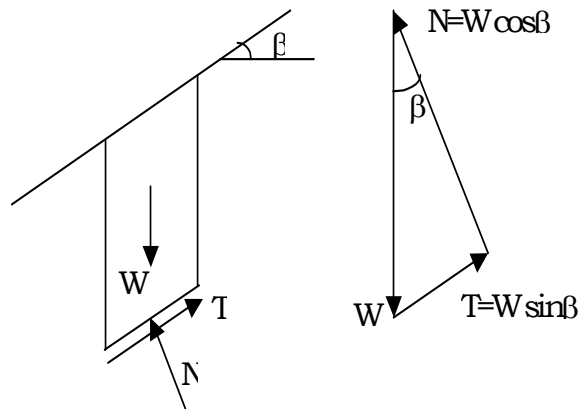


Figura 18.8 - Schema di pendio indefinito incoerente asciutto

Il *fattore* (o coefficiente) *di sicurezza FS*

è in generale il rapporto tra la capacità di resistenza, C, e la domanda di resistenza, D:

$$FS = \frac{C}{D} \quad (\text{Eq. 18.1})$$

Nel caso in esame, considerando l'equilibrio alla traslazione lungo la superficie di base del concio, inclinata di un angolo β rispetto all'orizzontale si ha che:

- C è la forza di taglio massima disponibile alla base del concio:

$$C = T_f = N \cdot \tan \phi' = W \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi'$$
- D è la forza di taglio necessaria per l'equilibrio: $D = T = W \cdot \sin \beta$

dunque:

$$FS = \frac{C}{D} = \frac{W \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi'}{W \cdot \sin \beta} = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (\text{Eq. 18.2})$$

In condizioni di equilibrio limite $FS = 1$ e dunque: $\beta_{\max} = \phi'$

Si può osservare che:

- la condizione di equilibrio limite si verifica per $\beta = \phi'$,
- la superficie di scorrimento è parallela al pendio,
- la condizione di equilibrio è indipendente dalla profondità della superficie di scorrimento,
- l'unico parametro geotecnico necessario per valutare il coefficiente di sicurezza FS è l'angolo di resistenza al taglio ϕ' .

È inoltre da sottolineare che:

- nelle verifiche di sicurezza è opportuno assumere $\phi' = \phi'_{cv}$, avendo indicato con ϕ'_{cv} l'angolo di resistenza al taglio a volume costante, ovvero allo stato critico,
- nei pendii naturali può aversi $\beta > \phi'$ per effetto di capillarità, leggera cementazione, radici, altezza limitata del pendio.

18.3.2 Pendio indefinito di terreno incoerente totalmente immerso in acqua in quiete

Si consideri l'equilibrio del concio di terreno omogeneo, incoerente e totalmente immerso in acqua in quiete indicato in Figura 18.9.

In questo caso oltre alle forze presenti nel caso di terreno incoerente asciutto (Paragrafo 13.3.1), agisce sul concio una spinta dell'acqua, risultante delle pressioni idrostatiche agenti sulle pareti, che risulta verticale e diretta verso l'alto, pari al peso specifico dell'acqua per il volume del concio. Per l'equilibrio è pertanto sufficiente fare riferimento al peso immerso (o efficace) del concio, che vale:

$$W' = \gamma' \cdot a \cdot d$$

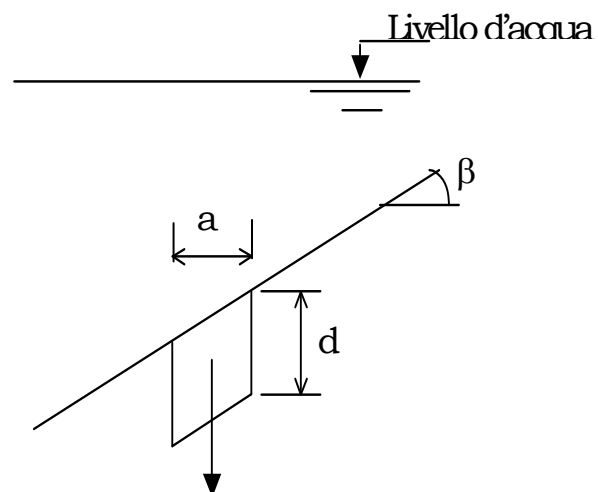


Figura 18.9 - Schema di pendio indefinito immerso in acqua in quiete

essendo $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ il peso di volume immerso del terreno e avendo assunto uno spessore unitario del concio nella direzione ortogonale al piano del disegno.

Poiché per un pendio indefinito il peso del concio è ininfluenza sul valore del fattore di sicurezza, anche nel caso di pendio totalmente immerso in acqua in quiete il fattore di sicurezza vale:

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (\text{Eq. 18.3})$$

come per il caso di pendio asciutto.

18.3.3 Pendio indefinito di terreno omogeneo con filtrazione parallela al pendio

Lo schema di pendio indefinito con filtrazione parallela al pendio (Figura 18.10) è spesso utilizzato per verificare la stabilità di una coltre di terreno, relativamente permeabile e di spessore quasi costante, su un substrato roccioso o comunque di terreno non alterato, poco permeabile e stabile, allorché in seguito a prolungate piogge diviene sede di un moto di filtrazione parallelo al pendio. L'altezza della falda viene messa in relazione alla durata e all'intensità della pioggia, ed al coefficiente di assorbimento del terreno.

La resistenza al taglio del terreno vale: $\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$,

ed il fattore di sicurezza è: $FS = \frac{\tau_f}{\tau}$

Facendo riferimento alla Figura 18.10 e indicando con γ il peso di volume medio del terreno sopra falda e con γ_{sat} il peso di volume del terreno saturo (sotto falda), la componente del peso normale alla base del concio è:

$$N = W \cdot \cos \beta = [(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma_{\text{sat}}] \cdot z \cdot \cos \beta$$

la lunghezza della base del concio è: $l = \frac{1}{\cos \beta}$,

dunque la tensione normale alla base del concio vale:

$$\sigma = [(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma_{\text{sat}}] \cdot z \cdot \cos^2 \beta$$

La componente del peso parallela alla base del concio è:

$$T = W \cdot \sin \beta = [(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma_{\text{sat}}] \cdot z \cdot \sin \beta$$

dunque la tensione di taglio alla base del concio vale:

$$\tau = [(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma_{\text{sat}}] \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta.$$

In questo caso è inoltre possibile osservare che la risultante delle pressioni interstiziali agenti sulle due facce verticali del concio è uguale ed opposta e che lungo la base inferiore la distribuzione delle pressioni interstiziali è uniforme e la pressione interstiziale vale:

$$u = \gamma_w \cdot h_w = m \cdot z \cdot \gamma_w \cdot \cos^2 \beta$$

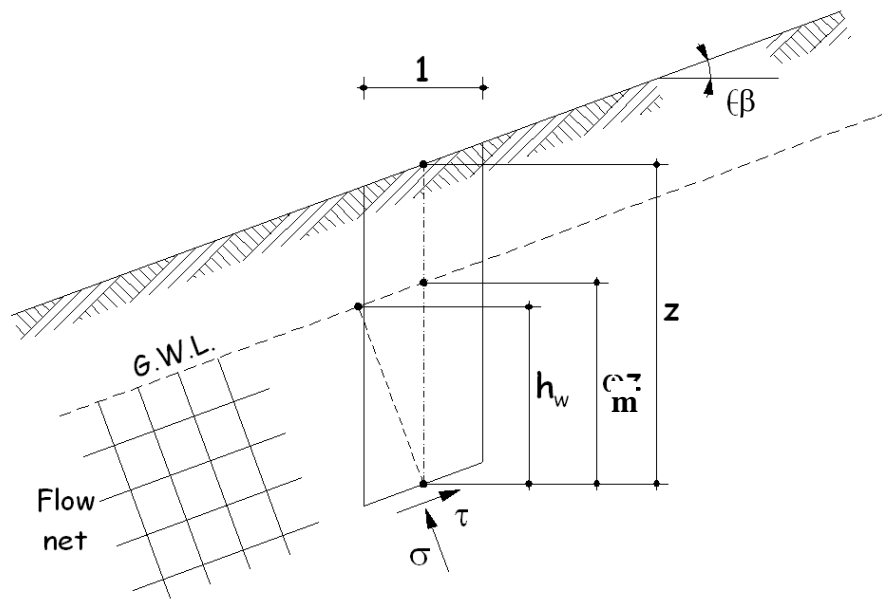


Figura 18.10 - Schema di pendio indefinito con filtrazione parallela al pendio

Quindi l'espressione generale per il fattore di sicurezza risulta:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'}{\tau} = \frac{c' + [(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma'] \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{[(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma_{sat}] \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (\text{Eq. 18.4})$$

Se si assume, come ipotesi semplificativa e cautelativa, oltreché molto spesso realistica, $c' = 0$, risulta:

$$FS = \frac{[(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma']}{[(1 - m) \cdot \gamma + m \cdot \gamma_{sat}]} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (\text{Eq. 18.5})$$

se poi, per semplicità e senza grave errore, si assume $\gamma = \gamma_{sat}$ (anche perché molto spesso il terreno sopra falda è saturo per risalita capillare e per infiltrazione dell'acqua piovana), risulta:

$$FS = \frac{(\gamma_{sat} - m \cdot \gamma_w)}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (\text{Eq. 18.6})$$

Nel caso particolare di $m = 1$ (falda coincidente con il piano campagna) si ottiene:

$$FS = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (\text{Eq. 18.7})$$

Poiché il rapporto $\frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}$ è circa pari a 0,5, ne consegue che la presenza di un moto di filtrazione parallelo al pendio con livello di falda coincidente con il piano campagna riduce il coefficiente di sicurezza ad un valore che è circa la metà del coefficiente di sicurezza del pendio asciutto o immerso in acqua in quiete.

18.4 Pendii di altezza limitata

Per le verifiche di stabilità di pendii di altezza limitata con metodi all'equilibrio limite, si considera l'equilibrio di una massa di terreno delimitata da una superficie di slittamento di forma nota (molto spesso circolare o a forma di spirale logaritmica). La resistenza al taglio disponibile, C , e quella mobilitata, D , sono calcolate impiegando solo le equazioni di equilibrio statico ed il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto C/D ed è assunto costante lungo tutta la superficie di scorrimento potenziale.

I metodi di calcolo della stabilità possono essere utilizzati in modo diretto o inverso, ovvero:

- per stimare il coefficiente di sicurezza di un pendio stabile, si fissa la geometria superficiale e profonda, si attribuiscono valori di progetto ai parametri geotecnici, si ipotizza l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali, e si determinano per tentativi il coefficiente di sicurezza e la superficie di scorrimento critica (ricordando che per quest'ultima si intende la superficie cui è associato il minimo valore del rapporto fra resistenza disponibile e resistenza mobilitata);
- se invece la frana è in atto o è avvenuta, la superficie di scorrimento è nota o sperimentalmente determinabile, e le equazioni di equilibrio consentono di determinare, posto $FS = 1$, la resistenza al taglio media in condizioni di rottura lungo la superficie di scorrimento.

18.5 Pendii artificiali

Come già è stato detto, i pendii artificiali, ovvero realizzati dall'uomo con la costruzione di un'opera in terra o con scavi, sono caratterizzati in genere da una morfologia elementare e, nel caso di opere in terra, da terreni omogenei. Inoltre l'ipotesi di bidimensionalità del problema è molto spesso ben verificata, poiché la lunghezza del rilevato o dello scavo è di norma molto maggiore dell'altezza, e quest'ultima è costante o varia gradualmente. Pertanto i metodi all'equilibrio limite per la verifica della stabilità di pendii artificiali considerano un blocco unico di terreno omogeneo, geometricamente definito dalla superficie topografica e dalla superficie di scorrimento potenziale. Una volta fissata la forma della superficie di scorrimento, tali metodi si prestano a soluzioni adimensionali.

Nell'ambito dei pendii artificiali, occorre tuttavia distinguere tra pendii di rilevato e pendii di scavo.

Nel primo caso si ha di norma una differenza tra il terreno naturale di fondazione e il terreno artificiale di costruzione del rilevato. La messa in opera del rilevato, determina nel terreno di fondazione un incremento delle tensioni totali e induce un processo di consolidazione, più o meno rapido a seconda della permeabilità del terreno. Pertanto occorre associare alla verifica di stabilità del pendio anche la verifica di capacità portante a breve e a lungo termine del terreno di fondazione.

Nel corpo dei rilevati stradali le pressioni interstiziali sono, di norma, nulle (o negative) e la verifica di stabilità del pendio può essere svolta in termini di tensioni efficaci.

Nel corpo dei rilevati arginali e delle dighe in terra le pressioni interstiziali variano con le condizioni di carico idraulico nello spazio e nel tempo. In condizioni di moto di filtrazio-

ne assente o stazionario è possibile misurare o calcolare la distribuzione delle pressioni interstiziali e svolgere l'analisi di stabilità in termini di tensioni efficaci. In condizioni di moto di filtrazione transitorio, ad esempio dopo uno svasso rapido, se il terreno è poco permeabile, la distribuzione delle pressioni interstiziali è difficilmente determinabile e l'analisi di stabilità viene svolta in termini di tensioni totali, con riferimento alla resistenza al taglio non drenata relativa alla pressione di consolidazione iniziale. Tale condizione è la più critica, poiché viene a mancare la pressione dell'acqua che sostiene il pendio (e quindi aumenta la domanda di resistenza), mentre si assume invariata la capacità di resistenza. Nel tempo, col dissiparsi delle sovrappressioni interstiziali, la resistenza al taglio, e quindi il coefficiente di sicurezza tenderanno a crescere.

Nel caso di pendii di scavo, l'analisi di stabilità presenta in genere maggiori incertezze a causa della variabilità del terreno naturale che costituisce il pendio. Per scavi sotto falda si determina un moto di filtrazione ascendente e sono pertanto necessarie le verifiche al sifonamento e di stabilità del fondo scavo.

Se si esegue uno scavo in un terreno sotto falda, ad esempio per realizzare le fondazioni di un fabbricato, e si mantiene asciutto il fondo dello scavo per permettere le lavorazioni, si produce un'alterazione dello stato tensionale del terreno circostante. In particolare le tensioni totali si riducono via via che procede lo scavo, mentre le pressioni interstiziali e le pressioni efficaci variano con tempi che dipendono dalla permeabilità del terreno. Pertanto il fattore di sicurezza del pendio, ovvero il rapporto tra capacità e domanda di resistenza, $FS = C/D$, varia nel tempo, ed il periodo durante il quale possono prodursi franamenti dopo la realizzazione di uno scavo sotto falda, ovvero il momento critico di minimo valore di F , dipende dalla natura del terreno.

Nei terreni granulari molto permeabili (sabbie e ghiaie) la falda assume la posizione di equilibrio via via che procede lo scavo (fasi 1, 2, 3 di Figura 18.11), ovvero non solo le pressioni totali, ma anche le pressioni interstiziali ed efficaci variano in tempo reale, e il moto di filtrazione è, istante per istante, in regime stazionario. Pertanto le condizioni di stabilità sono indipendenti dal tempo (condizioni drenate) e le verifiche di stabilità possono e devono essere eseguite in termini di tensioni efficaci, previa valutazione del reticolo idrodinamico.

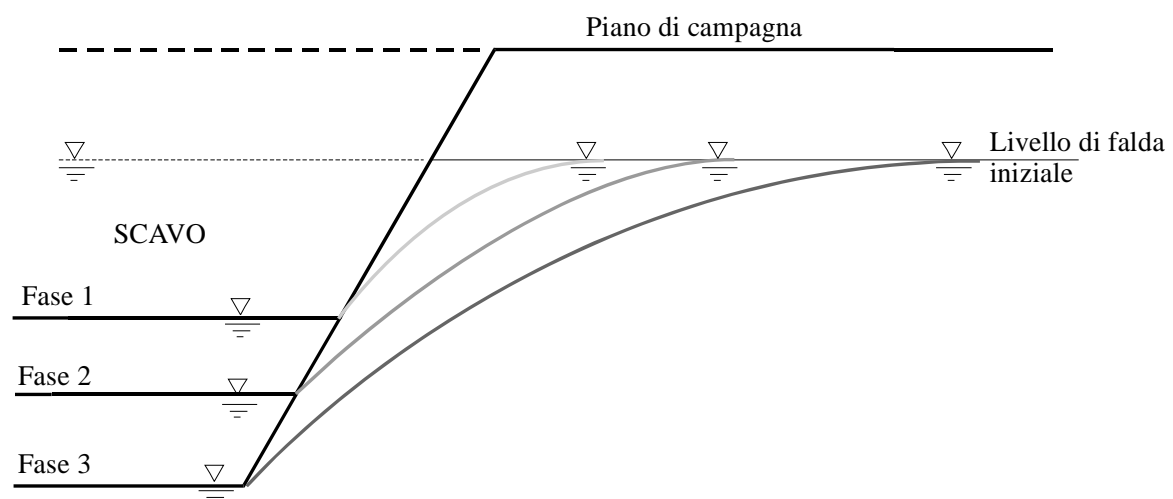


Figura 18.11 - Fasi di uno scavo

Invece, nei terreni a grana fine poco permeabili (limi e argille), durante lo scavo a causa della variata distribuzione delle tensioni nascono sovrappressioni interstiziali che non possono dissiparsi rapidamente. Le condizioni di stabilità sono dipendenti dal tempo, e poiché difficilmente si conosce l'evoluzione delle pressioni interstiziali in regime di filtrazione transitorio, le verifiche di stabilità devono essere eseguite sia per condizioni non drenate a breve termine (in tensioni totali), sia per condizioni drenate a lungo termine (in tensioni efficaci). In linea generale, la condizione più critica per la stabilità è a lungo termine. Infatti a causa dello scarico tensionale prodotto dallo scavo si ha una diminuzione istantanea della domanda di resistenza, mentre le tensioni efficaci, e quindi la capacità di resistenza, si riducono lentamente con il dissiparsi delle sovrappressioni interstiziali negative. Pertanto il coefficiente di sicurezza diminuisce gradualmente, ed un fronte di scavo, inizialmente stabile, può collassare dopo un certo tempo. Le verifiche di stabilità a breve termine sono di norma eseguite per scavi solo temporaneamente non sostenuti.

18.5.1 Analisi di stabilità di un pendio omogeneo nell'ipotesi di superficie di scorrimento piana (metodo di Culmann)

Il metodo di Culmann per l'analisi di stabilità di un pendio omogeneo di altezza limitata considera le condizioni di equilibrio di un cuneo di terreno delimitato da una superficie di scorrimento piana (in analogia al metodo di Coulomb per la determinazione della spinta delle terre). Evidenze sperimentali e analisi teoriche dimostrano che, salvo casi particolari, l'ipotesi di superficie di scorrimento piana non è realistica né cautelativa, tuttavia consente una trattazione semplice del problema, utile a comprendere lo spirito dei metodi all'equilibrio limite globale.

Si consideri il pendio indicato in Figura 18.12, avente altezza H , angolo di pendio β rispetto all'orizzontale, e costituito da un terreno omogeneo con peso di volume γ e resistenza al taglio espressa dall'equazione di Mohr-Coulomb: $\tau_f = c + \sigma \tan\phi$.

Assumiamo come potenziale superficie di scorrimento il piano AC, inclinato di un angolo θ sull'orizzontale, che individua il cuneo ABC.

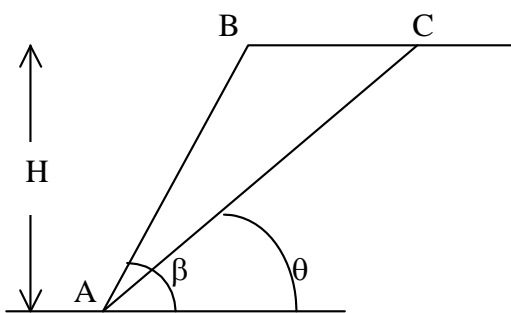


Figura 18.12 - Cuneo di Culmann

Il peso del cuneo ABC, vale:

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \overline{BC} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (\cot\theta - \cot\beta) = \\ &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\theta} \end{aligned}$$

Le componenti normale, N , e tangenziale, T , di W rispetto al piano AC, valgono:

$$\begin{aligned} N &= W \cdot \cos\theta = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\theta} \cdot \cos\theta \\ T &= W \cdot \text{sen}\theta = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta} \end{aligned}$$

La tensione normale media, σ , e la tensione tangenziale media, τ , sul piano AC valgono:

$$\sigma = \frac{N}{AC} = \frac{N}{\left(\frac{H}{\sin\theta}\right)} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta} \cdot \cos\theta$$

$$\tau = \frac{T}{AC} = \frac{T}{\left(\frac{H}{\sin\theta}\right)} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta} \cdot \sin\theta$$

Indicando con FS il coefficiente di sicurezza del pendio con riferimento alla superficie di scorrimento potenziale AC, la resistenza al taglio mobilitata è:

$$\tau_m = \frac{\tau_f}{FS} = \frac{c + \sigma \cdot \tan\phi}{FS} = \frac{c}{FS} + \sigma \cdot \frac{\tan\phi}{FS} \quad (\text{Eq. 18.8})$$

Se si definiscono con $c_m = \frac{c}{FS}$ e con $\tan\phi_m = \frac{\tan\phi}{FS}$ i contributi alla resistenza al taglio mobilitata rispettivamente della coesione e dell'attrito, si può scrivere:

$$\tau_m = c_m + \sigma \cdot \tan\phi_m = c_m + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta} \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi_m \quad (\text{Eq. 18.9})$$

Eguagliando la tensione tangenziale media necessaria per l'equilibrio, τ , alla tensione tangenziale mobilitata, τ_m , si ha:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta} \cdot \sin\theta = c_m + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta} \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi_m$$

ovvero:

$$c_m = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta} \cdot (\sin\theta - \cos\theta \cdot \tan\phi_m) \quad (\text{Eq. 18.10})$$

Il valore di θ che corrisponde alla superficie critica per l'equilibrio, è quello per il quale c_m assume il valore massimo, e può essere determinato imponendo la condizione:

$$\frac{\partial c_m}{\partial \theta} = 0$$

Si ottiene:

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \phi_m}{2} \quad (\text{Eq. 18.11})$$

e quindi:

$$c_m = \frac{\gamma \cdot H}{4} \cdot \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_m)}{\sin\beta \cdot \cos\phi_m} \right] \quad (\text{Eq. 18.12})$$

L'altezza critica, H_{cr} , ovvero la massima altezza del pendio compatibile con l'equilibrio, si ottiene imponendo $FS = 1$, ovvero sostituendo c a c_m e $\tan\phi$ a $\tan\phi_m$:

$$H_{cr} = \frac{4 \cdot c}{\gamma} \cdot \left[\frac{\sin\beta \cdot \cos\phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (\text{Eq. 18.13})$$

Se l'analisi è svolta in termini di tensioni totali ed il terreno è saturo, la resistenza al taglio vale $\tau_f = c_u$, per cui l'altezza critica di uno scavo in argilla a breve termine, in condizioni non drenate, risulta:

$$H_{cr} = \frac{4 \cdot c_u}{\gamma} \cdot \frac{\sin\beta}{(1 - \cos\beta)} \quad (\text{Eq. 18.14})$$

e il piano di scorrimento è inclinato di:

$$\theta_{cr} = \beta/2 \quad (\text{Eq. 18.15})$$

e, nel caso particolare di scavo in parete verticale ($\beta = 90^\circ$), si ottiene:

$$H_{cr} = \frac{4 \cdot c_u}{\gamma} \quad \theta_{cr} = 45^\circ \quad (\text{Eq. 18.16})$$

Allo stesso valore di altezza critica e di inclinazione del piano di scorrimento si perviene anche applicando la teoria della spinta delle terre di Rankine (vedi Capitolo 11) con riferimento ad un mezzo puramente coesivo. Infatti, nel piano di Mohr delle tensioni totali, l'involuppo a rottura di un mezzo puramente coesivo è una retta orizzontale di equazione $\tau = c_u$. In un deposito omogeneo, avente peso di volume γ , delimitato da una superficie piana orizzontale, le tensioni verticale ed orizzontali sono per simmetria tensioni principali. La tensione verticale (totale) varia linearmente con la profondità e vale $\sigma_v = \gamma \cdot z$. La tensione orizzontale (totale) minima per l'equilibrio, varia anch'essa linearmente con la profondità, e vale: $\sigma_{hA} = \sigma_v - 2 c_u = \gamma z - 2c_u$. Il diagramma delle tensioni orizzontali totali è intrecciato e la profondità alla quale, in condizioni di equilibrio limite inferiore, la tensione orizzontale è zero, vale: $z_{cr} = 2 c_u/\gamma$. L'altezza critica di scavo, per la quale l'area del diagramma di spinta è zero, e quindi la parete ideale di Rankine non deve sostenere alcuna spinta è dunque teoricamente pari a:

$$H_{cr} = 2 \cdot z_{cr} = \frac{4 \cdot c_u}{\gamma} \quad (\text{Eq. 18.17})$$

Le superfici di scorrimento sono inclinate di 45° rispetto all'orizzontale.

Il metodo di Culmann (come il metodo di Coulomb per la spinta delle terre) si presta a soluzioni grafiche basate sulla costruzione del poligono delle forze, e può essere utilizzato anche per geometrie del pendio più complesse e irregolari, e in presenza di carichi concentrati o distribuiti sulla superficie.

Fratture di trazione per coesione

Il criterio di rottura di Mohr-Coulomb: $\tau = c + \sigma \tan\phi$ implica resistenza a trazione per i materiali con $c \neq 0$. In particolare, per $\sigma_1 < 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$ si ha $\sigma_3 < 0$ (Figura 18.13). Poiché i terreni non hanno resistenza a trazione, in una fascia superficiale in cui le tensioni litostatiche sono basse, si formano fratture di trazione, come già visto nel Paragrafo 13.1.3.

Il terreno compreso in tale fascia superficiale non contribuisce alla resistenza allo scorrimento del cuneo sulla superficie di rottura potenziale.

Inoltre le fessure possono riempirsi di acqua meteorica, che esercita una spinta idrostatica. La profondità delle fessure, d , non è nota, e può essere stimata per tentativi, o con la formula semi-empirica:

$$d = \frac{2 \cdot c_m}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_m}{2}\right) \quad (\text{Eq. 18.18})$$

In Figura 18.14 è rappresentato lo schema di calcolo per l'analisi di stabilità di un pendio interessato da fratture di trazione piene d'acqua.

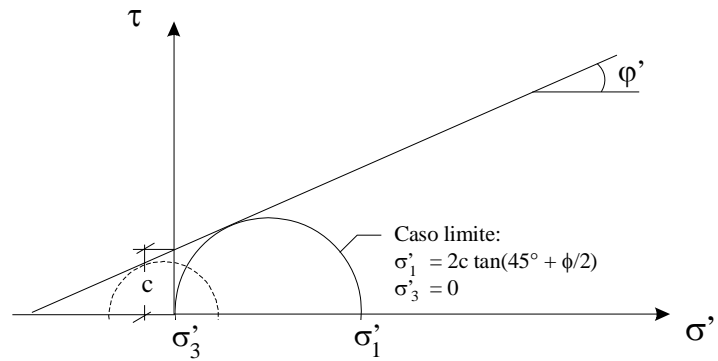


Figura 18.13 – Criterio di rottura di Mohr.-Coulomb

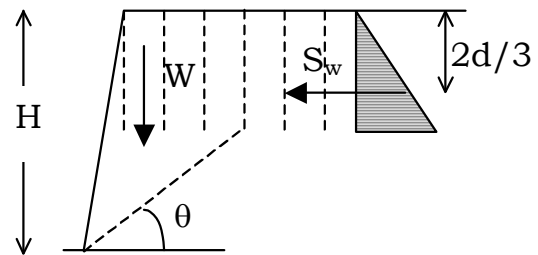


Figura 18.14 – Schema di calcolo di stabilità di un pendio interessato da fratture di trazione

18.5.2 Metodo del cuneo con due piani di scorrimento

Abbastanza frequentemente le condizioni stratigrafiche e geotecniche di un pendio possono suggerire una superficie di scorrimento potenziale critica composta da due piani che delimitano un cuneo di terreno. In tal caso l'analisi di stabilità del pendio può essere condotta secondo lo schema rappresentato in Figura 18.15.

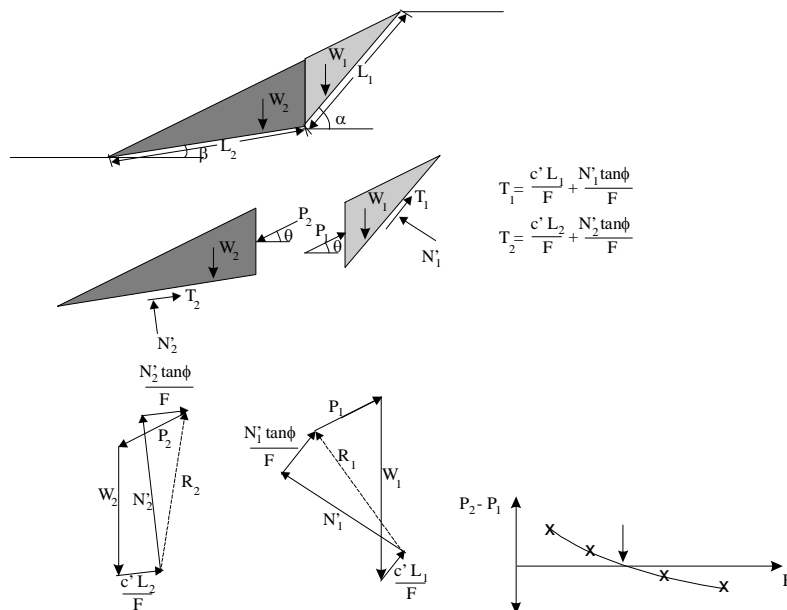


Figura 18.15 - Metodo dei due cunei

La massa in frana potenziale può essere verticalmente suddivisa in due cunei, che si trasmettono mutuamente una forza P . L'intensità della forza P è incognita, ma può essere determinata con un poligono delle forze se si assegna un valore alla sua inclinazione θ rispetto all'orizzontale. Il valore del coefficiente di sicurezza FS è sensibilmente influenzato dal valore di θ . Una ragionevole ipotesi per assegnare il valore a θ è assumere che esso sia pari all'angolo di resistenza al taglio mobilitato, ϕ_m , ovvero: $\tan \theta = \tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{FS}$. Poiché FS non è noto a priori, è necessario fissare un valore iniziale di tentativo e procedere iterativamente fino a convergenza. Con riferimento alla Figura 18.15, ciascuno dei due cunei è considerato separatamente. Il poligono delle forze per il cuneo 1 può essere disegnato (o calcolato). Esso è costituito: a) dalla forza peso W_1 , ottenuta moltiplicando l'area del cuneo per il peso di volume del terreno, di cui sono note intensità e direzione, b) dalla componente dovuta alla coesione della forza di taglio T_1 alla base del concio, $c' L_1/FS$, di cui sono note intensità e direzione, c) dalla forza normale N_1' alla base del concio, di cui è nota la direzione, d) dalla componente dovuta all'attrito della forza di taglio T_1 alla base del concio, $N_1' \tan \phi / FS$, di cui è nota la direzione, e) dalla forza P_1 , di cui è nota la direzione. La direzione della risultante R_1 fra le forze N_1' e $N_1' \tan \phi / FS$ forma un angolo ϕ_m con la direzione della forza N_1' . Analogamente si procede per il cuneo 2, disegnandone (o calcolandone) il poligono delle forze e ottenendone il valore di P_2 . Se risulta $P_2 = P_1$, il valore di tentativo prescelto per FS è corretto, altrimenti si ripete il calcolo fino a convergenza. In pratica conviene disegnare un grafico in cui si riportano, per ogni tentativo, i valori della differenza $(P_2 - P_1)$ in funzione del coefficiente di sicurezza FS . L'intersezione della curva che collega i punti calcolati con l'asse delle ordinate indica il valore corretto di FS .

18.5.3 Carte di stabilità di un pendio omogeneo nell'ipotesi di superficie di scorrimento circolare

Per l'analisi di stabilità di un pendio omogeneo con metodi all'equilibrio limite globale si ricorre in genere alla più realistica ipotesi di superficie di scorrimento circolare. Con riferimento agli schemi di Figura 18.16, se la superficie di scorrimento critica interseca il pendio al piede o lungo la scarpata, la rottura è detta di pendio (*slope failure*), e si possono avere i casi di cerchio di piede (*toe circle*) e di cerchio di pendio (*slope circle*). Se invece il punto di intersezione è ad una certa distanza dal piede del pendio, la rottura è detta di base (*base failure*) ed il corrispondente cerchio è detto medio (*midpoint circle*).

Taylor (1937) ha affrontato analiticamente il problema della stabilità di un pendio omogeneo, con geometria regolare e di altezza limitata, fornendo soluzioni adimensionali e carte di stabilità di impiego semplice e immediato. Il terreno ha peso di volume γ , e resistenza al taglio $\tau = c + \sigma \tan \phi$. Il caso di pendio costituito da materiale puramente coesivo ($\gamma = \gamma_{sat}$, $\phi_u = 0$, $\tau = c_u$) è applicabile per la verifica a breve termine di pendii di argilla omogenea satura non fessurata in condizioni non drenate. Il caso di pendio costituito da materiale dotato di coesione e attrito è applicabile alle verifiche a breve termine di terreno argilloso non saturo ($\gamma < \gamma_{sat}$, $\phi_u > 0$, $\tau = c_u + \sigma \tan \phi_u$), e a lungo termine di terreni coesivi sovraconsolidati in assenza di pressione interstiziale ($\phi' > 0$, $u = 0$, $\tau = c' + \sigma \tan \phi'$).

Altri Autori hanno considerato casi più complessi che mettono in conto gli effetti sulla stabilità di un sovraccarico uniformemente distribuito sulla sommità del pendio, della resistenza al taglio variabile con la profondità, dell'inclinazione della superficie a monte, della filtrazione e della sommergenza, delle fessure di trazione, di superfici di scorrimento a forma di spirale logaritmica, etc., ma tali soluzioni richiedono numerose tabelle e/o grafici, ed è allora preferibile utilizzare i metodi delle strisce che, con la diffusione dei programmi di calcolo automatico, non hanno più lo svantaggio del lungo tempo di calcolo.

Stabilità a breve termine di pendii in argilla omogenea satura

Per la verifica di stabilità a breve termine, in condizioni non drenate, di un pendio omogeneo, con geometria regolare e di altezza limitata, costituito da argilla satura avente peso di volume γ e resistenza al taglio costante con la profondità, $\tau_f = c_u$, si utilizza la soluzione di Taylor (1937).

Lo schema geometrico di riferimento è indicato in Figura 18.17, ove a solo titolo di esempio, è rappresentata una rottura di base ed il corrispondente cerchio medio.

Il tipo di rottura e la posizione del cerchio critico dipendono, come è possibile desumere dalla Figura 18.18, dall'inclinazione β del pendio e dal fattore di profondità n_d , che è il rapporto adimensionale fra la profondità H_1 di un eventuale strato rigido di base e l'altezza H del pendio.

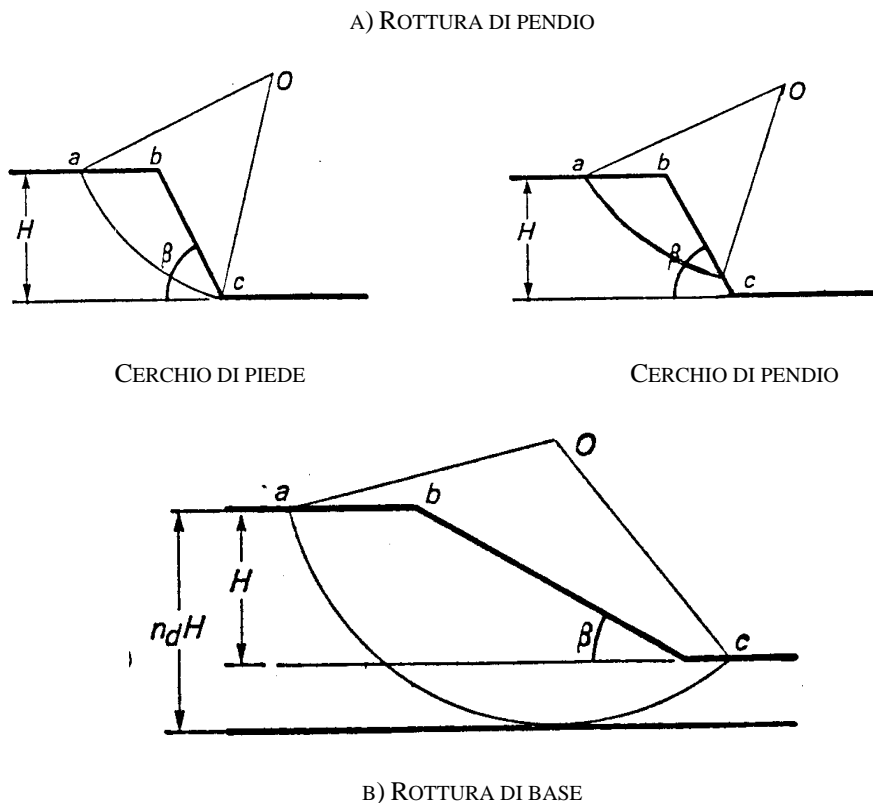


Figura 18.16 - Schemi di rottura di un pendio omogeneo di altezza limitata con superficie di scorrimento circolare

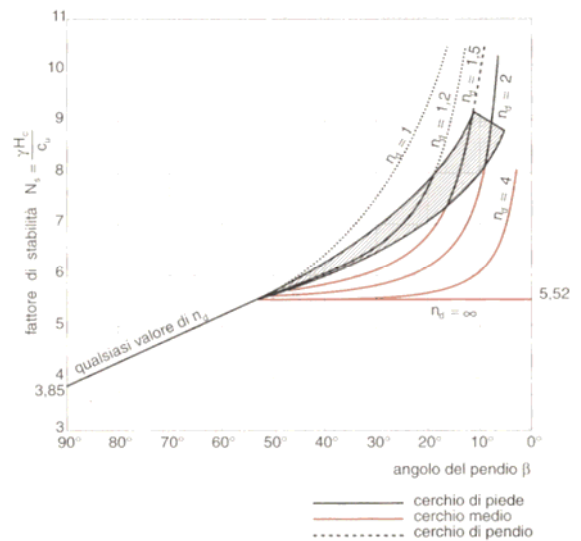
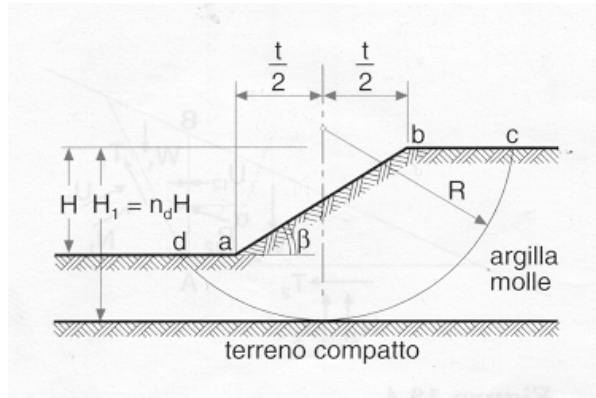


Figura 18.17 - Schema geometrico di riferimento per la soluzione di Taylor

Figura 18.18 - Carta di stabilità di Taylor per pendii di terreno dotato di sola coesione

In condizioni di equilibrio limite l'altezza critica del pendio vale:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma} \tag{Eq. 18.19}$$

Il fattore di stabilità, N_s , adimensionale, dipende dalla geometria del problema ed è determinabile con il grafico di Figura 18.18, ove è indicato anche il tipo di rottura che si determina.

In condizioni di equilibrio stabile, il coefficiente di sicurezza FS, vale:

$$FS = \frac{H_c}{H} = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H} \tag{Eq. 18.20}$$

Dall'osservazione del grafico di Taylor, si desume che:

- per un pendio a parete verticale ($\beta = 90^\circ$) il fattore di stabilità vale 3,85, ovvero l'altezza critica è $H_c = 3,85 \cdot \frac{c_u}{\gamma}$, inferiore al valore che si è ottenuto con l'ipotesi di superficie di scorrimento piana $\left(H_c = 4 \cdot \frac{c_u}{\gamma} \right)$;
- per angolo di pendio $\beta > 53^\circ$ il cerchio critico è sempre di piede;
- per angolo di pendio $\beta < 53^\circ$ il cerchio critico può essere di piede, medio o di pendio a seconda della profondità dello strato rigido di base;
- in assenza di uno strato compatto di base, ovvero per $n_d = \infty$, vi è un'altezza critica $\left(H_c = 5,52 \cdot \frac{c_u}{\gamma} \right)$ che comunque non può essere superata, indipendentemente dal valore di β .

Stabilità di un pendio di terreno omogeneo dotato di coesione e attrito

La soluzione di Taylor per un pendio di terreno omogeneo dotato di coesione e attrito è basata sul metodo del cerchio d'attrito, schematicamente illustrato in Figura 18.19. Il raggio della superficie di scorrimento potenziale è indicato con R. Il cerchio d'attrito è concentrico alla superficie circolare di scorrimento ed ha raggio $R \sin \phi$. Ogni linea tangente al cerchio d'attrito che interseca la superficie di scorrimento, forma con la normale ad essa un angolo ϕ . Pertanto in ogni punto della superficie di scorrimento, la direzione della tensione mutua (somma dello sforzo normale e della tensione tangenziale dovuta all'attrito), in condizioni di equilibrio limite, forma un angolo ϕ con la normale alla superficie ed è tangente al cerchio d'attrito. Per un assegnato valore di ϕ l'altezza critica del pendio è data dall'equazione:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c}{\gamma} \tag{Eq. 18.21}$$

Il valore del fattore di stabilità N_s è funzione degli angoli β e ϕ (Figura 18.20).

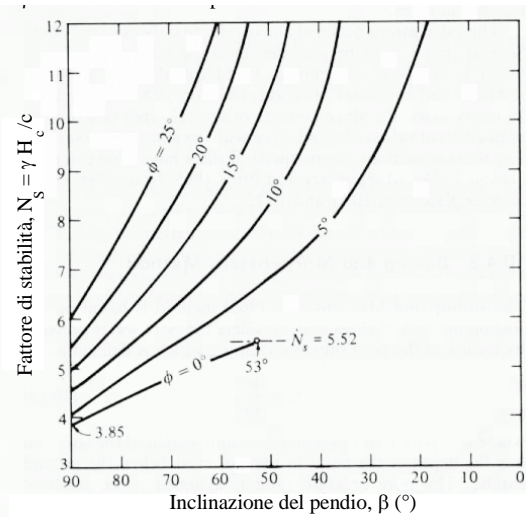
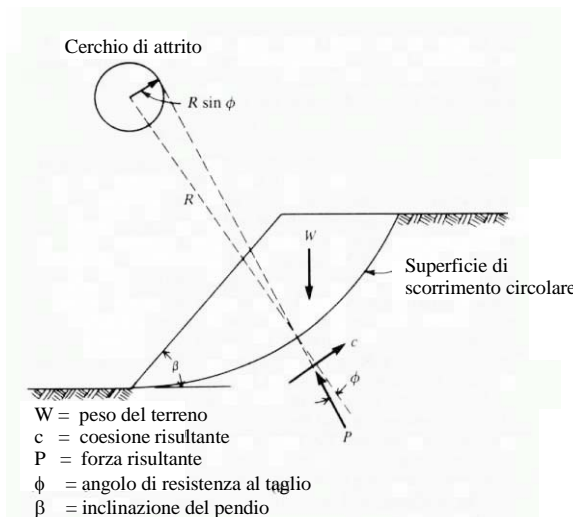


Figura 18.19 - Schema del metodo del cerchio d'attrito

Figura 18.20 - Carta di stabilità di Taylor per pendii di terreno dotato di coesione e attrito

18.6 Pendii naturali – Metodi delle strisce

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali, spesso caratterizzati da una complessa e irregolare morfologia superficiale e profonda, e da una forte variabilità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche, si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce.

Dopo avere scelto e disegnato una o più sezioni longitudinali del pendio in base alla massima pendenza e/o ad altre condizioni critiche come la presenza di strutture o infrastrutture, di discontinuità morfologiche o geologiche, o anche dei segni che indicano un movimento avvenuto, come fratture e rigonfiamenti, si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, e si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da S

e dalla superficie topografica in n conci mediante $n-1$ tagli verticali (Figura 18.21), non necessariamente di eguale larghezza, ma tali che l'arco di cerchio alla base di ciascuno di essi ricada interamente in un unico tipo di terreno.

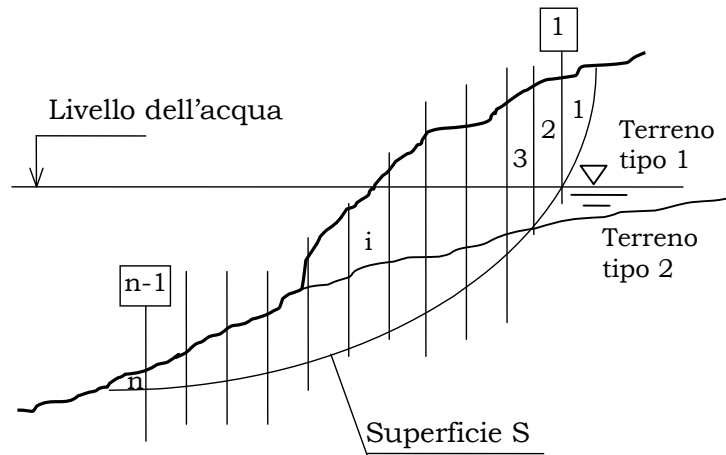


Figura 18.21 - Schema di suddivisione di un pendio in strisce

pressioni interstiziali sulla superficie di separazione fra i conci i ed $(i+1)$. N'_i e T_i sono le componenti normale e tangenziale della reazione di appoggio del concio sulla superficie di scorrimento, a_i è la distanza del punto di applicazione di N'_i dallo spigolo anteriore, e $U_{b,i}$ è la risultante delle pressioni interstiziali alla base del concio.

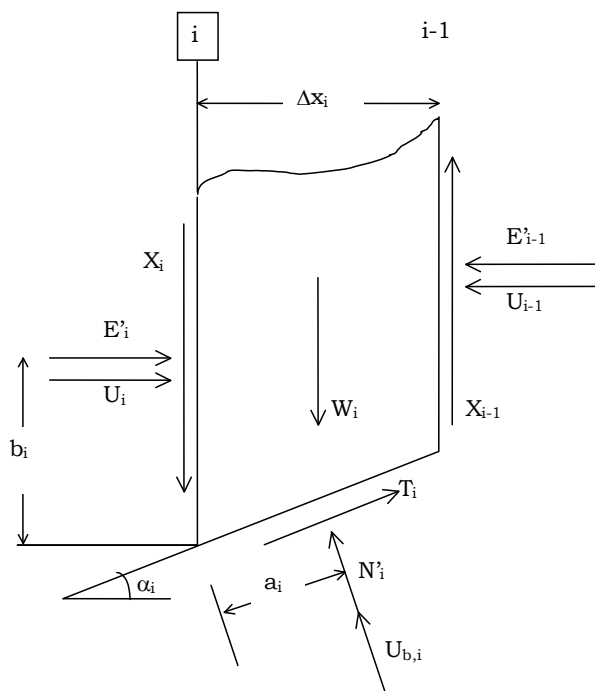


Figura 18.22 - Geometria del concio i -esimo e forze agenti su di esso

$$T_i = \frac{T_{fi}}{FS} = \frac{1}{FS} \cdot (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i) \quad (\text{Eq. 18.22})$$

Immaginiamo di estrarre il concio i -esimo e di rappresentare le forze che agiscono su di esso in condizioni di equilibrio (Figura 18.22).

Il concio ha larghezza Δx_i , e peso W_i . La corda dell'arco di cerchio alla base è inclinata di un angolo α_i sull'orizzontale. E'_i e X_i , sono le componenti normale e tangenziale della forza mutua tra i conci, b_i è la quota di applicazione di E'_i rispetto alla superficie di scorrimento. U_i è la risultante delle pressioni interstiziali sulla superficie di separazione fra i conci i ed $(i+1)$. N'_i e T_i sono le componenti normale e tangenziale della reazione di appoggio del concio sulla superficie di scorrimento, a_i è la distanza del punto di applicazione di N'_i dallo spigolo anteriore, e $U_{b,i}$ è la risultante delle pressioni interstiziali alla base del concio.

Le ipotesi generalmente ammesse da quasi tutti i metodi delle strisce sono:

1. stato di deformazione piano (ovvero superficie cilindrica e trascurabilità degli effetti tridimensionali),
2. arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda,
3. comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb,
4. coefficiente di sicurezza FS eguale per la componente di coesione e per quella di attrito, e unico per tutti i conci, ovvero:

essendo $\Delta l_i = \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}$.

Analizzando le forze agenti sul concio (Figura 18.22) si osserva che:

- il peso W_i del concio e le risultanti U_i e U_{bi} delle pressioni interstiziali sono determinabili, essendo nota la geometria del concio (α_i , Δx_i e quindi Δl_i) e le caratteristiche geometriche e geotecniche del pendio
 - la forza di taglio T_i è determinabile, nota la forza normale N_i' , dalla Equazione (18.22).
- e quindi, il bilancio del numero di incognite e di equazioni di equilibrio del sistema è quello indicato in Tabella 18.1.

Poiché il numero delle incognite, $(5n - 2)$, è superiore al numero delle equazioni di equilibrio, pari a $3n$, il sistema è indeterminato.

Per ridurre il numero delle incognite e rendere il sistema determinato, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative.

I diversi metodi delle strisce differiscono sulle ipotesi semplificative assunte. I due più semplici e più diffusi metodi delle strisce sono il metodo di Fellenius ed il metodo di Bishop semplificato.

Tabella 18.1 - Numero delle incognite e delle equazioni di equilibrio nel metodo delle strisce

<i>Incognite</i>		<i>Equazioni di equilibrio</i>	
1	FS	n	$\Sigma V = 0$
n	N_i'	n	$\Sigma H = 0$
n-1	E_i'	n	$\Sigma M = 0$
n-1	X_i'		
n	a_i		
n-1	b_i		
n. tot.	5n-2	3n	

Un'ipotesi comune a molti metodi, fra cui i metodi di Fellenius e di Bishop descritti nei paragrafi successivi, ma non a tutti, è l'ipotesi di superficie di scorrimento circolare, sufficientemente ben verificata quando non vi siano condizioni stratigrafiche e geotecniche particolari.

Se si accetta tale ipotesi, il coefficiente di sicurezza risulta pari al rapporto fra momento stabilizzante e momento ribaltante rispetto al centro della circonferenza.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n T_{fi}}{\sum_{i=1}^n T_i} = \frac{M_S}{M_R} \tag{Eq. 18.23}$$

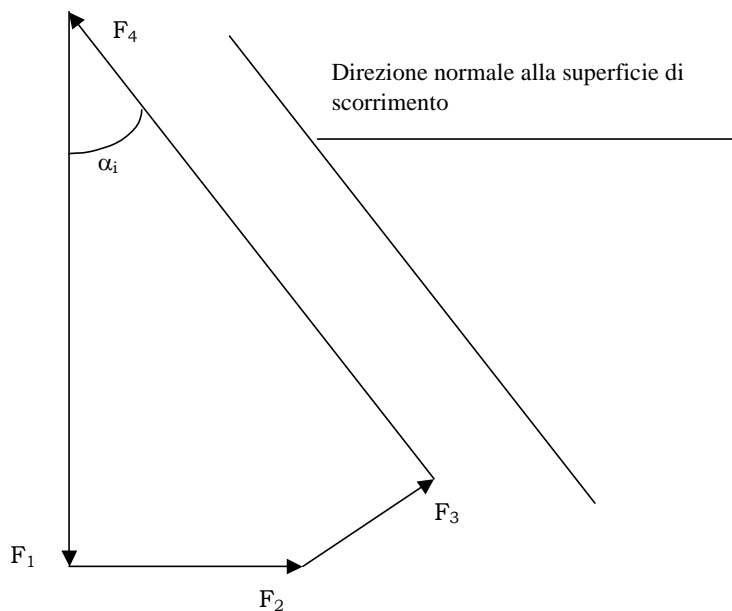
in cui:

$$M_S = r \cdot \sum_{i=1}^n T_{fi} = r \cdot \sum_{i=1}^n [c' \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i] \quad (\text{Eq. 18.24})$$

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n T_i = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i \quad (\text{Eq. 18.25})$$

e pertanto:

$$FS = \frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (\text{Eq. 18.26})$$



Le forze interne X_i e E_i non intervengono perché costituiscono un sistema equilibrato.

Consideriamo il poligono delle forze che agiscono sul concio i -esimo (Figura 18.23):

$$\begin{aligned} F_1 &= W_i + (X_i - X_{i-1}) \\ F_2 &= (E_i - E_{i-1}) + (U_i - U_{i-1}) \\ F_3 &= T_i \\ F_4 &= N'_i + U_{bi} \end{aligned}$$

Figura 18.23 - Poligono delle forze agenti sul concio i -esimo

18.6.1 Metodo di Fellenius

Il più antico e più semplice metodo delle strisce è il metodo di Fellenius, detto anche metodo svedese o ordinario, che è caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa: per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione normale alla superficie di scorrimento delle forze agenti sulle facce laterali è nulla.

Con riferimento al poligono delle forze di Figura 18.23, l'equazione di equilibrio nella direzione normale alla superficie di scorrimento è:

$$F_1 \cdot \cos \alpha_i + F_2 \cdot \sin \alpha_i = F_4$$

$$[W_i + (X_i - X_{i-1})] \cdot \cos \alpha_i + [(E_i - E_{i-1}) + (U_i - U_{i-1})] \cdot \sin \alpha_i = N'_i + U_{bi}$$

per l'ipotesi del metodo di Fellenius è:

$$(X_i - X_{i-1}) \cdot \cos \alpha_i + [(E_i - E_{i-1}) + (U_i - U_{i-1})] \cdot \sin \alpha_i = 0$$

ne risulta:

$$W_i \cdot \cos \alpha_i = N'_i + U_{bi} \quad (\text{Eq. 18.27})$$

da cui:

$$N'_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi} = W_i \cdot \cos \alpha_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \quad (\text{Eq. 18.28})$$

avendo ipotizzato una distribuzione uniforme, u_{bi} , delle pressioni interstiziali alla base del concio.

L'espressione del momento stabilizzante diventa:

$$M_S = r \cdot \sum_1^n [c' \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \varphi'_i] = r \cdot \sum_1^n [c' \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i) \cdot \tan \varphi'_i] \quad (\text{Eq. 18.29})$$

e quindi il coefficiente di sicurezza è:

$$FS = \frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum_1^n [c' \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i) \cdot \tan \varphi'_i]}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{Eq. 18.30})$$

Il coefficiente di sicurezza calcolato è relativo alla superficie di scorrimento potenziale considerata. Il valore minimo di FS corrisponde alla superficie di scorrimento potenziale critica e deve essere determinato per tentativi, come vedremo nel seguito. Il metodo di Fellenius è in genere conservativo, poiché porta ad una sottostima del coefficiente di sicurezza rispetto ai valori stimati con altri metodi più accurati.

18.6.2 Metodo di Bishop semplificato

Il metodo di Bishop semplificato è attualmente il più diffuso ed utilizzato fra i metodi delle strisce.

Esso è caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa: per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce laterali è nulla.

Con riferimento al poligono delle forze di Figura 18.23, l'equazione di equilibrio nella direzione verticale è:

$$F_1 - F_3 \cdot \sin \alpha_i = F_4 \cdot \cos \alpha_i$$

$$W_i + (X_i - X_{i-1}) - T_i \cdot \sin \alpha_i = (N'_i + U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i$$

per l'ipotesi del metodo di Bishop semplificato è:

$$(X_i - X_{i-1}) = 0$$

ne risulta:

$$W_i - T_i \cdot \operatorname{sen} \alpha_i = (N'_i + U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i$$

ed essendo:

$$T_i = \frac{1}{FS} \cdot (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i)$$

$$\Delta l_i = \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}$$

$$U_{bi} = u_i \cdot \Delta l_i$$

ne segue:

$$W_i - \frac{1}{FS} \cdot \left(c'_i \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \cdot \tan \phi'_i \right) \cdot \operatorname{sen} \alpha_i = \left(N'_i + u_i \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \cdot \cos \alpha_i$$

e sviluppando:

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{FS} \cdot c'_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \phi'_i \cdot \tan \alpha_i}{FS} \right)} \quad (\text{Eq. 18.31})$$

$$M_S = \sum_1^n \left[c'_i \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \phi'_i \right] \cdot \left[\frac{1}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{FS} \right)} \right] \quad (\text{Eq. 18.32})$$

La soluzione è ricercata per via iterativa fissando un primo valore di tentativo per FS.

Il coefficiente di sicurezza calcolato è relativo alla superficie di scorrimento potenziale considerata. Il valore minimo di FS corrisponde alla superficie di scorrimento potenziale critica e deve essere determinato per tentativi.

18.6.3 Ricerca della superficie circolare di scorrimento potenziale critica

Quando si studiano le condizioni di stabilità di un pendio naturale che non ha avuto movimenti significativi, e che quindi non presenta tracce di intersezione tra la superficie di scorrimento e la superficie topografica, la superficie di scorrimento critica, ovvero la superficie cui è associato il minimo valore del coefficiente di sicurezza, deve essere determinata per tentativi.

Se, tenuto conto delle condizioni stratigrafiche e geotecniche del pendio, si ritiene plausibile l'ipotesi di superficie di scorrimento circolare, la circonferenza critica è determinata quando se ne conoscano la posizione del centro ed il raggio.

Se il calcolo è svolto a mano, il numero di superfici che possono essere analizzate è necessariamente ridotto, ed inoltre si preferirà utilizzare il metodo di Fellenius rispetto al metodo di Bishop semplificato, poiché il calcolo del coefficiente di sicurezza con quest'ultimo metodo richiede un procedimento iterativo per ogni superficie considerata. Tuttavia molto spesso le condizioni morfologiche, stratigrafiche e geotecniche del pendio sono tali che, con un minimo di buon senso e di esperienza, anche con un numero ridotto di tentativi si riesce ad individuare la superficie di scorrimento critica.

Attualmente la diffusione dei programmi di calcolo automatico ha eliminato il problema della lunghezza e della laboriosità del calcolo numerico, sebbene siano sempre necessari esperienza e buon senso per definire i confini del campo di ricerca.

La procedura di ricerca della superficie circolare critica e del relativo coefficiente di sicurezza è illustrata in Figura 18.24.

Eseguendo l'analisi di stabilità per un certo numero di cerchi aventi lo stesso centro e diverso raggio, e diagrammando i coefficienti di sicurezza ottenuti in funzione del raggio si ottengono dei punti che appartengono ad una linea che presenta un minimo. Tale valore è il coefficiente di sicurezza minimo associato al centro comune dei cerchi considerati.

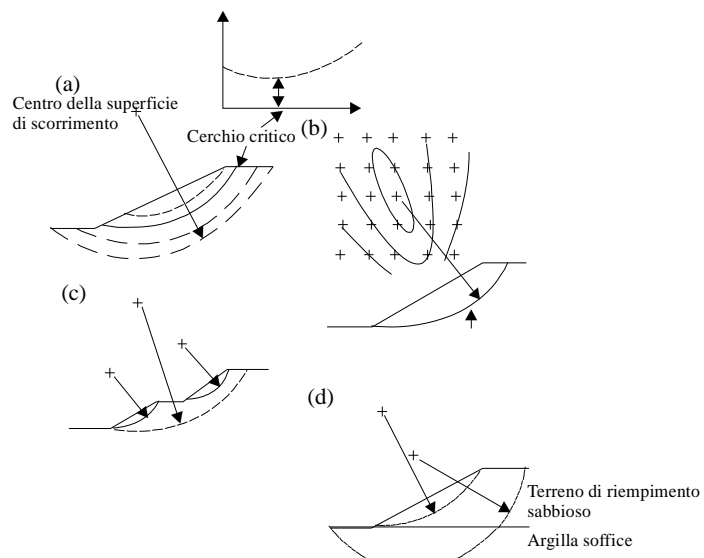


Figura 18.24 - Procedura per la determinazione della superficie circolare di scorrimento critica e del coefficiente di sicurezza

Ripetendo la procedura per diversi centri di cerchi disposti ai nodi di un reticolo a maglia rettangolare o quadrata, si otterrà un piano quotato, di cui si potranno tracciare le linee di livello che descrivono una porzione di superficie tridimensionale. Se tale superficie presenta un minimo, il punto corrispondente al minimo avrà come coordinate planimetriche le coordinate del centro della superficie circolare critica e come quota il coefficiente di sicurezza del pendio.

Se la superficie presenta più minimi relativi significa che esistono più superfici critiche di scorrimento potenziale.

18.6.4 Effetti tridimensionali

La maggior parte dei metodi di verifica della stabilità dei pendii considerano il problema piano, ovvero assumono una geometria cilindrica trascurando gli effetti tridimensionali. Tale ipotesi è generalmente ben verificata per i pendii artificiali ma non per i pendii naturali. Se si esegue la verifica di stabilità per la sezione più critica, corrispondente in genere

alla sezione longitudinale in asse alla frana, il coefficiente di sicurezza ottenuto è una sottostima del valore reale.

Un metodo approssimato per tenere conto degli effetti tridimensionali, è il seguente:

Si considerano n sezioni longitudinali parallele equidistanti, e per ciascuna di esse si calcola il coefficiente di sicurezza minimo FS_i , che risulta associato ad un'area A_i di terreno in frana potenziale. Il coefficiente di sicurezza globale del pendio è stimato con l'equazione:

$$FS = \frac{\sum FS_i \cdot A_i}{\sum FS_i} \quad (\text{Eq. 18.34})$$

18.7 Scelta del coefficiente di sicurezza

La scelta del valore del coefficiente di sicurezza da utilizzare nelle verifiche di stabilità dei pendii richiede un giudizio critico da parte dell'ingegnere geotecnico, poiché sono molti i fattori di cui tenere conto. Occorre infatti considerare:

- l'affidabilità del modello geotecnico, ovvero dello schema stratigrafico di riferimento e della caratterizzazione meccanica dei terreni,
- i limiti del metodo di calcolo, ovvero delle ipotesi semplificative ad esso associate,
- le conseguenze di un'eventuale rottura,
- la vulnerabilità delle strutture e delle infrastrutture, la cui funzionalità potrebbe essere compromessa anche da movimenti che hanno luogo con coefficienti di sicurezza superiori ad 1 (stato limite di servizio),
- il tempo, ovvero se la stabilità del pendio deve essere assicurata per un breve oppure per un lungo periodo di tempo.

La Normativa Italiana ancora in vigore (D.M. LL.PP. 11/03/88) prescrive che: *“Nel caso di terreni omogenei e nei quali le pressioni interstiziali siano note con sufficiente attendibilità, il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 1,3. Nelle altre situazioni il valore del coefficiente di sicurezza da adottare deve essere scelto caso per caso, tenuto conto principalmente della complessità strutturale del sottosuolo, delle conoscenze del regime delle pressioni interstiziali e delle conseguenze di un eventuale fenomeno di rottura.”*

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-08) sono ancor meno specifiche in merito alle verifiche di sicurezza dei pendii naturali. Infatti al § 6.3.4. – Verifiche di sicurezza, esse recitano:

“Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana."

A titolo indicativo, se la conoscenza delle condizioni stratigrafiche e geotecniche è buona, e le conseguenze di una eventuale rottura non sono particolarmente drammatiche, per le verifiche di stabilità di scavi o di pendii naturali "a priori", ovvero se non si è manifestata la frana, si può adottare un coefficiente di sicurezza compreso tra 1,3 e 1,4 in relazione al metodo di calcolo impiegato, mentre per le verifiche di stabilità "a posteriori", ovvero dopo che si è manifestata la frana, e quindi si conosce la superficie di scorrimento e si utilizza la resistenza al taglio residua del terreno, potranno essere adottati coefficienti di sicurezza minimi compresi tra 1,2 e 1,3.

Valori maggiori dei coefficienti di sicurezza devono essere utilizzati per opere quali le dighe in terra, che comunque dovranno essere costantemente monitorate durante le varie fasi di esercizio.

18.8 Criteri di intervento per la stabilizzazione delle frane

Per stabilizzare una frana in atto, o comunque per aumentare il coefficiente di sicurezza di un pendio, FS, che, come è stato detto, è il rapporto tra la capacità di resistenza lungo la superficie di scorrimento potenziale critica, C, e la domanda di resistenza, ovvero la resistenza necessaria per l'equilibrio, D, occorrono interventi volti a produrre un aumento di C, o una diminuzione di D, oppure entrambe le cose.

Sebbene qualunque intervento richieda un'analisi del fenomeno in atto, o temuto, sia dal punto di vista tipologico, sia dal punto di vista morfologico e plano-altimetrico, sia per ciò che riguarda i litotipi coinvolti e le loro caratteristiche geotecniche, sia per quanto riguarda le condizioni idrogeologiche, è innanzitutto necessario distinguere tra interventi d'urgenza e interventi definitivi.

Se è richiesto un intervento di urgenza, perché la frana è in atto e costituisce minaccia incombente a persone o a beni, fatta salva la necessità di richiedere l'evacuazione della zona a rischio, occorre raccogliere il maggior numero di informazioni esistenti o disponibili in breve tempo, e predisporre quelle misure rapide ed economiche che, pur non essendo risolutive, portano ad una riduzione del rischio, o comunque non lo accrescono. Ad esempio, non rimuovere l'accumulo al piede che, col proprio peso, produce un momento stabilizzante, eliminare le zone di ristagno dell'acqua piovana facilitandone invece il ruscellamento, ripristinare l'efficienza di canalette e fossi di guardia, sigillare le fratture per limitare le infiltrazioni di acqua piovana, etc..

Per progettare un intervento di sistemazione definitivo è necessario svolgere tutte le indagini, geologiche, geofisiche, geotecniche, topografiche, e mettere in opera tutti gli stru-

menti (piezometri, inclinometri, estensimetri, basi topografiche), necessari per chiarire l'estensione e la cinematica del fenomeno.

Poiché in genere il costo delle indagini rappresenta una parte piccola rispetto al costo complessivo dell'intervento di stabilizzazione di una frana, e poiché in assenza di dati affidabili il progettista tende ad assumere ipotesi molto cautelative che comportano un sovradimensionamento delle opere da realizzare, non è conveniente risparmiare sulle indagini (naturalmente purché siano ben programmate ed eseguite). È inoltre sempre opportuno prevedere indagini e controlli durante e dopo la realizzazione delle opere, compresa la messa in opera di strumentazione adeguata, per verificare le ipotesi di progetto, l'efficacia dell'intervento eseguito e controllare il decorso dei movimenti nel tempo, prolungando il monitoraggio per almeno un intero ciclo stagionale dopo il termine dei lavori.

Dopo avere raccolto tutte le informazioni necessarie, si definisce il modello geotecnico, ovvero lo schema fisico meccanico interpretativo del fenomeno, e si procede alla verifica di stabilità del pendio, nelle condizioni precedenti l'intervento di stabilizzazione, con i metodi della geotecnica (fra cui, ma non solo, quelli all'equilibrio limite visti ai paragrafi precedenti). Se la frana è avvenuta si può eseguire un'analisi a ritroso (back analysis), ovvero si impone che per la superficie di scorrimento reale (se individuata) e nelle condizioni idrogeologiche esistenti al momento della frana, risulti $FS = 1$, si ricava il valore medio della resistenza al taglio a rottura, e lo si confronta con il valore desunto dalle prove di laboratorio.

La prima fase della progettazione è finalizzata ad individuare i fattori che maggiormente influenzano la stabilità del pendio, ed alla selezione, scelta e verifica dell'efficacia dei possibili interventi di stabilizzazione. In Tabella 18.2 sono elencati i criteri di scelta e i principi fisici dei provvedimenti possibili. Essi possono essere suddivisi in due grandi categorie generali: i provvedimenti volti a ridurre la domanda di resistenza, D, e quelli volti ad aumentare la capacità di resistenza, C.

Limitandoci ad una sommaria disamina dei provvedimenti per la stabilizzazione di movimenti franosi in terreni sciolti, nella prima categoria sono compresi:

- la riprofilatura del pendio, ovvero la modifica della superficie topografica con riduzione della pendenza, alleggerimento della sommità e/o appesantimento del piede del pendio. Interventi di questo tipo hanno efficacia per movimenti franosi di tipo rotazionale non molto profondi;
- l'inserimento di opere di sostegno passive, quali muri, terra armata, paratie, pali, reticoli di micropali e pozzi, al piede della frana, con lo scopo di trasferire la spinta dell'ammasso a strati più profondi e stabili. Possono essere impiegati solo per frane di spessore modesto.

Nella seconda categoria rientrano:

- le opere per la disciplina delle acque superficiali, come fossi e cunette di guardia, fascinate, inerbimenti e rimboschimenti, che hanno lo scopo di ridurre le infiltrazioni di acqua dalla superficie e quindi le pressioni interstiziali, e di aumentare la resistenza al taglio del terreno più superficiale, anche per mezzo delle "armature" costituite dall'apparato radicale delle piante. Tali interventi hanno efficacia solo per stabilizzare la coltre più superficiale di terreno;
- le opere di drenaggio superficiali e profonde (trincee drenanti, pozzi drenanti, dreni suborizzontali, cunicoli e gallerie drenanti, elettroosmosi) hanno lo scopo di ridurre le

pressioni interstiziali e quindi accrescere le pressioni efficaci e la resistenza al taglio del terreno. Sono i provvedimenti più diffusi ed efficaci per la stabilizzazione della maggior parte dei movimenti franosi profondi. In zone urbanizzate occorre verificare l'entità e gli effetti dei cedimenti di consolidazione indotti dall'abbassamento del livello di falda;

- piastre e travi che, per mezzo di tiranti di ancoraggio pretesi, comprimono il terreno aumentando le tensioni normali, e quindi la resistenza al taglio, lungo la superficie di scorrimento;
- altri interventi finalizzati al miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno, quali iniezioni di miscele chimiche o cementizie, trattamenti termici come congelamento o cottura, etc., i quali sono utilizzabili solo in casi particolari.

CRITERIO	PRINCIPIO FISICO	PROVVEDIMENTO	NOTE
Riduzione delle forze che tendono a provocare la rottura	Riduzione degli sforzi tangenziali lungo la superficie di scivolamento	Scavo di alleggerimento sulla sommità del pendio	Non sempre fattibile per il costo elevato, per l'esistenza di manufatti, per pendii molto lunghi
		Abbattimento della scarpata	
	Trasferimento degli sforzi tangenziali ad elementi strutturali fondati o ancorati ad una formazione sottostante non interessata dal dissesto	Muri di sostegno	Molto costosi e non sempre adeguati
		Sistemi di pali	Non sempre efficaci
		Ancoraggi pesanti	Devono essere progettati con criteri cautelativi specialmente quando previsti con funzione di sostegno permanente
		Paratie e palancolate con o senza ancoraggio	
Chiodi	Si applicano prevalentemente a pendii in roccia		
Aumento delle forze resistenti	Aumento degli sforzi normali totali lungo la superficie di scivolamento	Applicazioni di elementi strutturali con tiranti pretesi	Spesso applicabili
		Applicazioni di rinfianchi o placaggi al piede del pendio	
	Riduzioni delle pressioni interstiziali in punti interni o lungo il contorno	Allontanamento delle acque superficiali	
		Drenaggio:	
		a) dreni orizzontali	
		b) pozzi	
		c) dreni verticali	
	d) gallerie drenanti		
e) trincee drenanti			
Miglioramento della resistenza al taglio del materiale	Elettroosmosi	Generalmente di costo elevato ed applicabili solo in terreni o rocce particolari	
	Addensamento		
	Iniezioni		
	Congelamento		
		Cottura	

Tabella 18.2 - Principi e metodi di stabilizzazione dei pendii e delle scarpate (da Jappelli, Manuale di Ingegneria Civile)