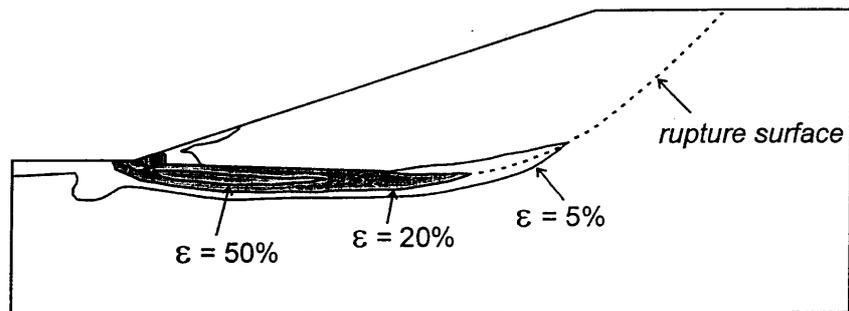


Vicenza, 21 Novembre 2003

Appunti di....

STABILITA' DEGLI SCAVI IN TERRENI FINI



Matteo Berti

Dipartimento di Scienze della Terra e Geo-Ambientali

Università di Bologna

Sommario

1	INTRODUZIONE	3
2	CENNI SUL COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI FINI	3
2.1	Il principio degli sforzi efficaci	3
2.2	Condizioni di drenaggio	4
3	STABILITÀ DEGLI SCAVI NON SOSTENUTI	7
3.1	Stabilità in condizioni non drenate	7
3.1.1	Analisi di routine	7
3.1.2	Presenza di una frattura di trazione	9
3.1.3	Determinazione di c_u	10
3.1.4	Analisi a ritroso	12
3.2	Stabilità in condizioni drenate	12
3.2.1	Analisi di routine	12
3.2.2	Determinazione di c' e f'	13
4	STABILITÀ DEGLI SCAVI SOSTENUTI	15
4.1	Calcolo della spinta delle terre	16
4.2	Cenni sul calcolo di stabilità di un diaframma	19
5	BIBLIOGRAFIA	20

Appendice – Lucidi proiettati nel corso

1 Introduzione

Questo documento riassume brevemente i principali concetti illustrati nel corso. Lo scopo è quello di sottolineare i punti chiave del tema trattato, facendo riferimento agli esempi e ai lucidi presentati in sede orale. Non si tratta quindi di un testo dettagliato né tanto meno esaustivo di un problema complesso quale la stabilità degli scavi in terreni fini.

La letteratura scientifica sull'argomento, sia nazionale che internazionale, è quanto mai vasta e si raccomanda un attento approfondimento degli argomenti discussi prima di una qualsiasi applicazione di tipo progettuale. I principali riferimenti bibliografici sono citati nel documento e riportati a fine testo.

Le presenti note possono essere liberamente scaricate dal sito web del Gruppo di Geologia Applicata dell'Università di Bologna:

<http://www.geomin.unibo.it/orgv/geoappl/reports.htm>

dove si trovano altri documenti di precedenti corsi di aggiornamento, relativi ad esempio all'analisi di stabilità dei versanti col metodo dell'equilibrio limite o alla caratterizzazione degli ammassi rocciosi.

2 Cenni sul comportamento meccanico dei terreni fini

2.1 Il principio degli sforzi efficaci

Come noto, le caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni, siano essi fini (argille, limi argillosi) o granulari (ghiaie, sabbie, limi sabbiosi), sono controllate dagli sforzi efficaci agenti ai contatti tra le particelle. Il termine "sforzo efficace" (s'), introdotto da Terzaghi nel 1936, indica "l'aliquota di sforzo che è sopportata direttamente dalla fase solida" ed è dato dalla differenza dello sforzo totale s (sforzo dovuta al peso dei terreni sovrastanti e ad eventuali sovraccarichi) e della pressione dell'acqua u che riempie i pori del terreno (**Lucido 1** a fine testo):

$$s' = s - u \quad [1]$$

Esempio 1. Principio degli sforzi efficaci.

Si consideri un terreno omogeneo caratterizzato da un peso dell'unità di volume $g_s = 20 \text{ kN/m}^3$ sotto falda e $g_n = 19 \text{ kN/m}^3$ sopra falda. Calcolare la tensione efficace verticale s'_v agente ad una profondità $z = 5 \text{ m}$ dal piano campagna nei casi di: i) falda posta ad una profondità $z_w = 2 \text{ m}$ dal p.c.; ii) falda coincidente col piano campagna; iii) falda posta ad una quota di 2 m sopra al piano campagna.

Caso i) $z_w = 2 \text{ m}$ sotto il p.c.

tensione verticale totale $s_v = (z - z_w)g_s + z_w g_n = (5 - 2) \cdot 20 + 2 \cdot 19 = 98 \text{ kPa}$

pressione neutra $u = (z - z_w)g_w = (5 - 2) \cdot 9.81 = 29.4 \text{ kPa}$

tensione verticale efficace $s'_v = s_v - u = 68.6 \text{ kPa}$

Caso ii) $z_w = 0$ m

tensione verticale totale $\mathbf{s}_v = (z - z_w)\mathbf{g}_s + z_w\mathbf{g}_n = z\mathbf{g}_s = 5 \cdot 20 = 100$ kPa

pressione neutra $u = (z - z_w)\mathbf{g}_w = z\mathbf{g}_w = 5 \cdot 9.81 = 49.1$ kPa

tensione verticale efficace $\mathbf{s}'_v = \mathbf{s}_v - u = z(\mathbf{g}_s - \mathbf{g}_w) = 50.9$ kPa

Caso iii) $z_w = 2$ m sopra il p.c.

tensione verticale totale $\mathbf{s}_v = z\mathbf{g}_s + z_w\mathbf{g}_w = 5 \cdot 20 + 2 \cdot 9.81 = 119.62$ kPa

pressione neutra $u = (z + z_w)\mathbf{g}_w = (5 + 2) \cdot 9.81 = 68.7$ kPa

tensione verticale efficace $\mathbf{s}'_v = \mathbf{s}_v - u = z\mathbf{g}_s + z_w\mathbf{g}_w - z\mathbf{g}_w - z_w\mathbf{g}_w = z(\mathbf{g}_s - \mathbf{g}_w) = 50.9$ kPa

Si noti come la tensione verticale efficace non varia se l'acqua sale sopra al piano campagna (cfr. caso ii e iii); questo perché ogni Δz_w sopra il p.c. determina un pari incremento delle pressioni totali e di quelle neutre, e le tensioni efficaci rimangono uguali. In superficie abbiamo quindi $\mathbf{s}'_v = 0$ indipendentemente dal carico idraulico sovrastante, e ciò giustifica, ad esempio, lo stato sciolto dei terreni granulari sul fondo dei bacini di cava.

Bisogna comunque precisare che i valori calcolati di \mathbf{s}'_v non rappresentano realmente gli sforzi agenti ai punti di contatto tra i granuli, quanto la somma di tali sforzi riferita all'area della sezione totale dell'elemento di terreno (**Lucido 1**). Visto che le aree di contatto sono molto minori di quella totale, gli sforzi direttamente agenti ai contatti sono molto più elevati di quelli calcolati.

In ogni caso, \mathbf{s}' fornisce una stima relativa degli sforzi intergranulari, e ci permette di determinare se una certa variazione di stato tensionale totale (carico, scavo, ecc.) produce o meno una variazione dello stato tensionale sui contatti. Ciò è importante perché la risposta del terreno, sia in termini di compressibilità che di resistenza al taglio, è governata dalle tensioni efficaci, e solo una variazione di \mathbf{s}' è in grado di produrre la deformazione (o la rottura) dell'elemento.

2.2 Condizioni di drenaggio

Abbiamo detto che il comportamento dei terreni è governato dalle tensioni efficaci. Tale affermazione implica che per qualsiasi analisi o calcolo di tipo progettuale è necessario determinare sia le tensioni totali che quelle neutre, e la loro eventuale variazione nel tempo. Bisogna quindi conoscere sia la storia dei carichi (o degli scarichi) indotti (tensioni totali) che la variazione della pressione dell'acqua in prossimità dell'opera (Lancellotta, 1987).

Nel caso dei terreni granulari, la situazione è molto semplice. Questi terreni, infatti, sono caratterizzati da conduttività idraulica elevata, ed una qualsiasi variazione di pressioni neutre Δu indotta dall'opera si dissipa in tempi estremamente brevi. Ne consegue che gli sforzi efficaci possono essere calcolati considerando la sola situazione idraulica naturale (u_0), data ad esempio da una falda idrostatica o con flusso stazionario.

Le condizioni tensionali dei terreni granulari sono pertanto sempre drenate, ed anche nel breve termine si possono trascurare le sovrappressioni Δu indotte da $\Delta \mathbf{s}$. In tali condizioni, le resistenze disponibili nel terreno sono determinate dal noto criterio di rottura di Mohr-Coulomb espresso in termini di tensioni efficaci (**Lucido 2**):

$$t_f = c' + s_f' \tan f' = c' + [s_f - (u_0 \pm \Delta u)] \tan f' \quad [2]$$

dove:

t_f = resistenza al taglio disponibile sul piano di rottura

s_f = sforzo totale agente sul piano di rottura

u_0 = pressione dell'acqua in condizione di equilibrio

Δu = sovrappressione dell'acqua indotta dalla variazione di stato tensionale

s_f' = sforzo normale efficace agente sul piano di rottura

considerando $\Delta u \approx 0$ per tutte le applicazioni pratiche. Si faccia presente che la condizione $\Delta u \approx 0$ non significa considerare uno stato di falda assente, che sarebbe invece definito da $u_0 = 0$. Le analisi di stabilità eseguite utilizzando le resistenze drenate sono dette analisi in condizioni drenate (o in tensioni efficaci).

La situazione è più complessa nel caso dei terreni fini. A causa dei bassi valori di conduttività idraulica, le variazioni della pressione neutra Δu indotte dall'opera tendono a permanere per lunghi periodi, anche dell'ordine degli anni. Tali sovrappressioni si dissipano solo nel lungo termine, grazie ai processi di filtrazione che riportano la falda ad uno stato di equilibrio. Si presentano quindi tre classi di problemi (Lancellotta, 1987; Lambe & Whitman, 1969):

- condizioni non drenate: sono presenti sovrappressioni dell'acqua nell'intorno dell'opera ($\Delta u \neq 0$) ma non sono ancora avvenuti apprezzabili fenomeni di dissipazione per filtrazione; condizioni del genere si hanno, ad esempio, nel corso di costruzioni (o scavi) realizzati in tempi molto brevi, o immediatamente al termine di tali opere;
- condizioni drenate: le pressioni interstiziali nell'intorno dell'opera sono in equilibrio col terreno circostante e non sono presenti sovrappressioni interstiziali ($\Delta u \approx 0$); è il caso di opere realizzate molto lentamente rispetto alla permeabilità dei terreni (un caso poco realistico nei terreni fini) o di condizioni di lungo termine, cioè di condizioni in cui il processo di dissipazione si è completato e le pressioni di pori sono tornate all'equilibrio originario ($\Delta u \rightarrow 0$);
- condizioni parzialmente drenate: è il caso intermedio, in cui il processo di dissipazione non è terminato e sono ancora presenti sovrappressioni Δu , seppur minori di quelle iniziali causate dall'opera.

Nel caso di scavi in terreni fini, si passa nel tempo da condizioni non drenate, a condizioni parzialmente drenate, a condizioni drenate. Un esempio concettuale di questo comportamento sarà illustrato più avanti.

In linea teorica, se vogliamo determinare la stabilità dello scavo in fase di realizzazione o immediatamente dopo lo scavo, cioè in condizioni non drenate, possiamo utilizzare ancora l'equazione di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci [2]. Le tensioni efficaci, infatti, sono quelle che governano realmente il comportamento del terreno, sia nel breve che nel lungo termine, per cui tale analisi è senz'altro corretta.

Se vogliamo applicare la [2], però, ci troviamo di fronte ad un serio problema: che valore assegniamo alle sovrappressioni Δu ? Sappiamo per certo che nel breve termine $\Delta u \neq 0$, ma è possibile prevederne il valore numerico con una certa affidabilità? Purtroppo no. Come noto, l'aliquota di Δu che si genera in un terreno naturale dipende da molteplici fattori tra cui: la storia

tensionale del terreno, la presenza di disomogeneità, la distribuzione dei carichi nel sottosuolo, la presenza di fenomeni di plasticizzazione locale. Allo stato attuale delle conoscenze, non sono disponibili metodi che permettano di tener conto di tutti questi fattori.

Come detto chiaramente da Lancellotta (1987): “*Non potendo superare tali difficoltà si ricorre all’artificio dell’analisi in termini di tensioni totali, che va perciò considerato uno strumento di comodo..ma che rappresenta tutt’oggi un efficace mezzo in sede di progettazione*”.

L’analisi in termini di tensioni totali prevede l’utilizzo di una versione modificata del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, detta appunto criterio di rottura in termini di tensioni totali (**Lucido 2**):

$$\mathbf{t}_f = c_u \quad [3]$$

dove la resistenza al taglio sul piano di rottura (\mathbf{t}_f) è data semplicemente dal valore di coesione non drenata c_u del terreno e l’angolo di attrito non drenato è $\mathbf{f}_u = 0$.

Un esempio concettuale può chiarire meglio questi concetti. Consideriamo uno scavo rapido in un terreno argilloso normalconsolidato (NC), come illustrato nel **Lucido 3**. Prima dello scavo le pressioni neutre sono in equilibrio, e rappresentate da una falda freatica posta ad una certa profondità dal piano campagna. Ipotizziamo ora di realizzare rapidamente uno scavo, e di misurare in continuo la variazione della pressione dell’acqua in un tubo piezometrico posto in prossimità della scarpata. Le misure mostrerebbero le seguenti variazioni di altezza dell’acqua:

- 1) Prima dello scavo, il tubo piezometrico misura un’altezza dell’acqua pari ad h_0 , corrispondente alle condizioni idrostatiche iniziali.
- 2) All’apertura lo scavo si registra un brusco calo di altezza dell’acqua, rappresenta in figura col valore simbolico di $h(t)$. Il calo di altezza piezometrica è dovuta al fatto che lo scavo rapido induce nel terreno una sovrappressione interstiziale negativa $-\Delta u$ che si somma (diminuendola) alla pressione iniziale $u_0 = h_0 g_w$. Il valore negativo della sovrappressione è dovuto alla tendenza che ha il terreno a rigonfiare (aumentare di volume) in fase di scarico. Il calo di u dura per tutto il tempo di realizzazione dello scavo e prosegue, per un certo periodo, anche dopo il termine dei lavori. Il ritorno ad una condizione di equilibrio avviene infatti grazie a processi di filtrazione, che possono essere molto lunghi in terreni poco permeabili. Durante questa fase, l’altezza dell’acqua nel tubo piezometrico cambia continuamente nel tempo. Si noti che il calo di pressione dell’acqua interessa sia i terreni OC che i terreni NC, anche se in misura diversa.
- 3) Nel lungo periodo, le pressioni interstiziali si riequilibrano e l’altezza dell’acqua nel tubo piezometrico si stabilizza su un valore costante h_f . Tale valore è inferiore a quello iniziale h_0 poiché la condizione di equilibrio idraulico è ora rappresentata da una falda più depressa con moto di filtrazione stazionario verso il versante di scavo.

Se vogliamo analizzare le condizioni di stabilità dello scavo, dobbiamo tenere conto della variazione nel tempo delle pressioni dell’acqua, e adottare i criteri di rottura corretti nelle diverse fasi di drenaggio. In particolare, adotteremo:

- un criterio di rottura in termini di tensioni totali per analizzare la stabilità durante la realizzazione dell’opera (prima parte della fase 2), quando esistono sovrappressioni Δu ma non sono ancora avvenuti processi significativi di dissipazione

- un criterio di rottura in termini di tensioni efficaci per analizzare la stabilità nel lungo termine (fase 3), quando si è ristabilita una condizione idraulica di equilibrio

Dal punto di vista della stabilità, le condizioni di lungo termine risultano più critiche di quelle a breve termine, visto che le pressioni dei pori tendono ad aumentare dopo il calo iniziale.

L'entità del calo ed il successivo recupero dipendono dal tipo di terreno (NC o OC) e dalla geometria del problema, ma in ogni caso la situazione critica rimane quella di lungo termine. Questo significa che, in scavi non sostenuti, le analisi di stabilità potrebbero essere effettuate solo per questa condizione. Nella pratica, il versante di scavo viene generalmente sostenuto nel lungo termine, per cui non è detto che tale condizione sia la più critica.

La seconda parte della fase 2 (drenaggio parziale) è la più problematica da analizzare visto che non possiamo utilizzare né un criterio di rottura di breve termine (la dissipazione delle Δu è già iniziata), né uno di lungo termine (non conosciamo il valore residuo di Δu). Fortunatamente, questa condizione transitoria non è di interesse pratico, o perlomeno non viene richiesta nell'ambito dei progetti di routine.

3 Stabilità degli scavi non sostenuti

Nel caso di scavi non sostenuti, le condizioni di stabilità possono essere determinate con i metodi comunemente adottati per l'analisi di stabilità dei versanti. La natura artificiale del versante, però, fa sì che si creino condizioni di disequilibrio idraulico nel terreno, che successivamente evolvono fino al ristabilimento di uno stato di equilibrio. Per tale motivo, le condizioni di stabilità mutano nel tempo e devono essere valutate considerando l'evoluzione tensionale del versante.

Inoltre, è importante non trascurare il possibile decadimento nel tempo delle caratteristiche di resistenza dei terreni a seguito dei fenomeni di *softening* e rottura progressiva, due processi generalmente meno importanti nei versanti naturali in quanto il loro potenziale si è già esaurito.

Di seguito verranno brevemente illustrate alcune tecniche di analisi di stabilità di scavi non sostenuti sia a breve che a lungo termine. Per ciascun caso saranno presentati i metodi di analisi comunemente in uso (analisi di routine) ed alcune note su problemi specifici quale la scelta dei parametri di resistenza.

3.1 Stabilità in condizioni non drenate

3.1.1 Analisi di routine

Le analisi di stabilità in condizioni non drenate si applicano solamente a:

- stabilità a breve termine (durante la costruzione o nelle fasi immediatamente successive) di scavi in terreni fini

Nei terreni granulari, infatti, la dissipazione delle sovrappressioni neutre Δu è veloce rispetto alla variazione di stato tensionale e le condizioni sono drenate anche a breve termine.

Le analisi a breve termine vanno eseguite in termini di tensioni totali, per cui non vengono considerate né le Δu indotte dallo scavo né le pressioni neutre u_0 relative alla condizione idraulica

di equilibrio. Abbinare la resistenza non drenata del terreno $t_f = c_u$ ad uno stato di sforzo espresso in tensioni efficaci è un errore grossolano.

La stabilità a breve termine di un versante può essere calcolata semplicemente come equilibrio di un blocco rigido che scivola su una superficie cilindrica (**Lucido 4**). L'analisi è basata sul solo equilibrio dei momenti ed è uno dei pochi casi di analisi all'equilibrio limite in cui la soluzione è staticamente determinata ed il fattore di sicurezza è dato in forma esplicita (senza iterazioni). Questo metodo di analisi è detto "metodo dell'arco di cerchio" e porta alla seguente formulazione del fattore di sicurezza (es. Nash, 1987):

$$F = \frac{c_u LR}{Wx} \quad [4]$$

dove:

L = lunghezza della superficie di scorrimento

R = raggio del cerchio

W = peso del blocco

x = braccio della forza peso rispetto al centro del cerchio

L'analisi deve essere eseguita per diverse superfici di prova fino a trovare quella con F minimo.

Alternativamente, si può utilizzare un altro metodo risolutivo dell'equazione dell'equilibrio limite globale (es. Bishop, 1955, Morgenstern & Price, 1965), avendo l'accortezza di impostare:

- $f = f_u = 0$
- $c = c_u$

Bisogna però fare una precisazione. La maggior parte dei software commerciali eseguono i calcoli in termini di tensioni efficaci indipendentemente dal criterio di rottura (drenato o non drenato) scelto dall'utente. Questo è concettualmente sbagliato, ma la soluzione finale è comunque corretta poiché, nella formula del fattore di sicurezza, tutti i termini in s' sono moltiplicati per $\tan f'$, e quindi si annullano ponendo $f = f_u = 0$. Rimangono quindi solo le tensioni totali, che sono quelle da considerare in un'analisi non drenata.

Per esseri sicuri che non ci siano errori di questo tipo, si consiglia di eseguire il calcolo sia impostando una superficie di falda sia in condizioni di falda assente: i valori del fattore di sicurezza devono risultare uguali. In caso contrario, il valore corretto di F è quello ottenuto senza falda.

Esempio 2. Stabilità a breve termine di uno scavo

Consideriamo uno scavo in un terreno argilloso caratterizzato da $g_s = 20 \text{ kN/m}^3$ e $c_u = 30 \text{ kPa}$. Lo scavo ha un'altezza di 5 m, un'inclinazione di 60° ed è seguito in tempi rapidi (**Lucido 5**). Calcoliamo la stabilità del versante a breve termine.

Per l'analisi utilizziamo il metodo di Morgenstern & Price, che soddisfa contemporaneamente l'equilibrio delle forze e dei momenti e può essere applicato anche su superficie non circolare. E' un metodo di provata affidabilità, consigliato anche per le analisi a lungo termine. I risultati sono riportati nel Lucido in termini di fattore di sicurezza della superficie critica.

Si noti come il centro di rotazione cade all'interno della griglia di prova, una condizione che è sempre necessario verificare per essere sicuri che quella individuata sia davvero la superficie ad F

minimo. F calcolato è pari a 1.71, ed un valore del tutto simile si ottiene applicando il metodo dell'arco di cerchio [4]. Con riferimento alla superficie indicata nel **Lucido 5** è facile ottenere:

$$\begin{aligned}L &= 9.9 \text{ m} \\R &= 16.6 \text{ m} \\W &= 367.1 \text{ kN} \\x &= 7.8 \text{ m}\end{aligned}$$

da cui si ricava:

$$F = \frac{c_u LR}{Wx} = \frac{30 \cdot 9.9 \cdot 16.6}{367.1 \cdot 7.8} = 1.72$$

3.1.2 Presenza di una frattura di trazione

Nel caso di terreni coesivi (e quindi di tutti i terreni fini a breve termine) si dimostra che lo stato tensionale in prossimità di uno scavo è caratterizzato da sforzi di trazione fino ad una profondità z_0 dal piano campagna. Tale profondità z_0 può essere determinata applicando il concetto di spinta attiva (vedi capitolo seguente):

$$z_0 = \frac{2c_u}{g} \quad [5]$$

Visto che nei terreni la resistenza a trazione è praticamente nulla, le suddette tensioni di trazione danno luogo ad una serie di fratture (*tension cracks*) che si spingono teoricamente fino alla profondità z_0 .

La presenza di queste fratture determina un peggioramento delle condizioni di stabilità a breve termine (**Lucido 6**). A parità di superficie di scorrimento, la presenza di una tension crack riduce sia W che x nell'equazione [4] del fattore di sicurezza, aumentando quindi la stabilità, ma diminuisce in modo più consistente L (lunghezza della superficie di scorrimento), con il risultato finale di una diminuzione di F .

Inoltre, all'interno della frattura di trazione può essere presente un certa altezza d'acqua h_w e questo produce una spinta destabilizzante $P_w = 0.5g_w h_w^2$ sulla parete della frattura.

Il metodo dell'arco di cerchio può essere esteso per tenere in considerazione di questo effetto:

$$F = \frac{c_u LR}{Wx + P_w y} \quad [6]$$

dove y è il braccio del momento ribaltante associato alla spinta dell'acqua.

Si noti che la spinta dell'acqua è considerata come forza totale agente sul blocco, non come pressione interstiziale in un mezzo poroso. L'analisi, cioè, è sempre svolta in tensioni totali.

Esempio 3. Stabilità a breve termine di uno scavo con frattura di trazione

Ritornando all'esempio precedente, calcoliamo la diminuzione di F indotta da una frattura di trazione posta a monte dello scavo nei due casi di frattura secca ($h_w = 0$) e frattura completamente

satura ($h_w = z_0$) (**Lucido 7**). Essendo $g_s = 20 \text{ kN/m}^3$ e $c_u = 30 \text{ kPa}$, stimiamo la profondità della frattura di trazione utilizzando la [5]:

$$z_0 = \frac{2 \cdot 30}{20} = 3 \text{ m}$$

Numerosi software all'equilibrio limite permettono di specificare la profondità della frattura dal piano campagna ed interrompono le superfici circolari di prova a tale profondità. In questo modo viene eseguita una ricerca della superficie critica tenendo libera la distanza della frattura dal ciglio dello scavo.

I risultati dell'analisi, effettuata con Morgestern & Price, sono riportati nel **Lucido 7**. Come si può notare, il fattore di sicurezza scende sensibilmente anche nel caso di frattura di trazione completamente secca (da 1.72 senza frattura a 1.36 con frattura secca) e si avvicina all'unità con frattura completamente satura ($F=1.11$).

Valori praticamente identici si ottengono utilizzando il metodo dell'arco di cerchio modificato [6]:

Caso 1) Frattura secca ($h_w = 0$)

$$L = 5.1 \text{ m}$$

$$R = 5.8 \text{ m}$$

$$W = 261.0 \text{ kN}$$

$$x = 2.5 \text{ m}$$

$$P_w = 0.5g_w h_w^2 = 0.5 \cdot 9.81 \cdot 0^2 = 0 \text{ kN/m}$$

$$F = \frac{c_u LR}{Wx + P_w y} = \frac{30 \cdot 5.1 \cdot 5.8}{261 \cdot 2.5 + 0} = 1.36$$

Caso 2) Frattura satura ($h_w = 3 \text{ m}$)

$$L = 4.5 \text{ m}$$

$$R = 10.4 \text{ m}$$

$$W = 188.9 \text{ kN}$$

$$x = 5.1 \text{ m}$$

$$P_w = 0.5g_w h_w^2 = 0.5 \cdot 9.81 \cdot 3^2 = 44.1 \text{ kN/m}$$

$$y = 7.3 \text{ m}$$

$$F = \frac{c_u LR}{Wx + P_w y} = \frac{30 \cdot 4.5 \cdot 10.4}{188.9 \cdot 5.1 + 44.1 \cdot 7.3} = 1.11$$

3.1.3 Determinazione di c_u

I metodi disponibili per la misura di c_u in sito e in laboratorio sono quanto mai numerosi (es. Cestari, 1990; Raviolo, 1993) e non verranno trattati. Nel seguito ci limiteremo a sottolineare due

aspetti di importanza specifica per la stabilità degli scavi, ovvero: i) l'influenza del grado di sovraconsolidazione; ii) l'influenza di una rete di fessure.

Influenza del grado di sovraconsolidazione

Come noto, il valore di c_u dipende fortemente dalla storia tensionale del terreno, ed aumenta all'aumentare del grado di sovraconsolidazione OCR. Koutsoftas & Ladd (1985), ad esempio, propongono la seguente relazione:

$$c_u = s'_{v0} (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8} \quad [7]$$

da utilizzare per la stima di c_u qualora non siano disponibili misure dirette. Altri autori hanno ricavato relazioni simili, ed in tutti i casi l'influenza di OCR risulta determinante. Nel **Lucido 8** sono riportate, a titolo di esempio, le curve c_u – profondità calcolate con l'equazione [7] per diversi gradi di OCR. Si nota come un grado di sovraconsolidazione anche modesto determina un significativo incremento di coesione non drenata.

Nel caso di terreni alluvionali recenti si è portati a pensare che l'argilla si trovi in condizioni di normalconsolidazione. In realtà, numerosi studi hanno dimostrato come nei primi 10-20 m OCR sia spesso significativamente maggiore dell'unità a causa di fenomeni di sovraconsolidazione legati a processi quali aging e tensioni di suzione (es. Chen & Mayne, 1996; Demers & Leroueil, 2002). Tale sovraconsolidazione si estende ben al di sotto della classica "zona essiccata" superficiale e può essere importante ai fini della stabilità degli scavi.

Il **Lucido 9** illustra due relazioni empiriche tra caratteristiche di preconsolidazione e resistenza alla punta normalizzata, ed i risultati di un recente studio inedito effettuato sui terreni alluvionali fini della pianura Reggiana applicando tali relazioni (Comi, 2003). La curva di andamento medio di OCR con la profondità, stimato da circa 350 prove CPT a punta meccanica, indica valori di OCR compresi tra 5 e 15 nei primi 10 m di profondità. L'effetto su c_u è notevole, come indicato dal diagramma $c_u - z$ riportato nel **Lucido 8**.

Argille OC fessurate

Nel caso di argille fortemente OC, ovvero di argille caratterizzate da coesione non drenata maggiore di 50 kPa ed indice di liquidità prossimo a zero, la scelta del valore progettuale di c_u va effettuata con grande cautela. Tali terreni, infatti, presentano tipicamente fessure, giunti ed altri piani di discontinuità che formano una struttura pervasiva nell'ammasso e ne riducono sensibilmente la resistenza sia a breve che a lungo termine (es. Skempton, 1970, Chandler, 1984) (**Lucido 10**).

Prove di laboratorio eseguite su provini di diverse dimensioni indicano un consistente calo di resistenza non drenata all'aumentare della dimensione del provino. Bishop & Little (1967):, ad esempio, effettuarono prove di taglio in sito su campioni di London Clay di 60x60 cm ed ottennero valori di coesione non-drenata pari a solo il 55% di quelli misurati in laboratorio su provini di dimensioni standard. Valutando che circa l'11% del calo di resistenza era attribuibile all'anisotropia del materiale e alla diversa velocità di deformazione, gli autori attribuiscono al solo effetto dimensionale il 34% della diminuzione della coesione non drenata.

Skempton & LaRochelle (1965) stimarono la c_u effettivamente disponibile in sito tramite analisi a ritroso di due rotture a breve termine avvenute in argille dure fessurate. I risultati indicano che la coesione non drenata mobilizzata a rottura è solo il 52% del valore misurato in laboratorio su provini standard.

Conclusioni analoghe sono riportate da Chandler (1984), che da una serie di analisi a ritroso in argille fessurate ha ottenuto resistenze non drenate in sito pari a circa il 50% di quelle di laboratorio.

Riduzioni più consistenti di resistenza si ottengono invece applicando la relazione empirica di Lo (1970), che indica un rapporto c_u ammasso/ c_u campione variabile tra 0.2 e 0.4 per alcune note formazioni argillose fessurate (**Lucido 10**).

Tali osservazioni sono tuttora oggetto di discussione scientifica, in particolare per quanto riguarda l'effetto della rottura progressiva ed il significato di "breve termine" nei terreni fessurati. Ai nostri scopi basti ricordare che è richiesta la massima attenzione nella scelta dei valori di coesione non drenata nel caso di scavi in argille dure fessurate.

3.1.4 Analisi a ritroso

Abbiamo detto più volte che la stabilità a breve termine viene effettuata in termini di tensioni totali e che utilizziamo questo artificio perché non conosciamo il valore delle sovrappressioni Δu indotte dallo scavo.

Una conseguenza di questo approccio è che la posizione della superficie di rottura prevista dall'analisi è ugualmente "artificiale" e non rappresenta quella che si verrebbe effettivamente a formare nel caso di rottura a breve termine dello scavo (**Lucido 11**). Sono infatti le tensioni efficaci a governare il comportamento del terreno, non le nostre assunzioni di comodo.

Dal punto di vista del calcolo di F questo non è un problema, visto che noi utilizziamo coerentemente un'analisi in tensioni totali ed un criterio di rottura non drenato: se il calcolo fornisce $F=1$ il versante si trova davvero in condizioni di equilibrio limite, anche se la superficie reale di rottura è diversa da quella di analisi.

Di questo bisogna tener conto nel caso di analisi a ritroso. Come noto, nelle analisi a ritroso l'incognita non è il fattore di sicurezza ma i parametri di resistenza al taglio; il calcolo viene infatti eseguito sul profilo pre-frana di un versante che ha raggiunto le condizioni di rottura, ed ha lo scopo di determinare le condizioni meccaniche o idrauliche che hanno dato $F=1$ sulla superficie individuata. Nel caso di *back-analysis* a breve termine, le condizioni idrauliche non vengono considerate (calcolo in tensioni totali) ed i parametri di resistenza sono rappresentati dalla sola coesione non drenata c_u . Noto il profilo del versante pre-frana c'è quindi una sola incognita da determinare, e la back-analysis risulta così uno strumento molto efficace per la stima della resistenza non drenata effettivamente disponibile in sito.

La principale differenza con le back-analysis a lungo termine è che, come detto sopra, un'analisi in tensioni totali non può prevedere la reale forma della superficie di scorrimento, ed il valore di c_u che fornisce $F=1$ sarà associato ad una superficie leggermente diversa da quella osservata in campagna. Tale discrepanza non significa che il valore stimato di c_u è sbagliato; piuttosto, è un'inevitabile conseguenza del tentativo di riprodurre in tensioni totali un processo governato dalle tensioni efficaci.

3.2 Stabilità in condizioni drenate

3.2.1 Analisi di routine

Le analisi di stabilità in condizioni drenate si applicano a:

- stabilità a lungo termine (molto tempo dopo la fine dello scavo) in terreni fini

- stabilità a breve e a lungo termine in terreni granulari

ovvero in tutti i casi in cui le sovrappressioni Δu si sono dissipate e si è ripristinata un condizione idraulica di equilibrio.

Le analisi di stabilità a lungo termine vanno eseguite in termini di tensioni efficaci, utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb in condizioni drenate (equazione [2]).

Dal punto di vista analitico, il fattore di sicurezza a lungo termine può essere determinato con una delle numerose soluzioni proposte del metodo dell'equilibrio limite globale.

Qui è sufficiente ribadire che i metodi basati sul contemporaneo equilibrio delle forze e dei momenti (es. Morgenstern & Price) o, in seconda scelta, sul solo equilibrio dei momenti (es. Bishop semplificato) sono da preferire rispetto a quelli basati sul solo equilibrio delle forze (es. Janbu semplificato). I primi sono infatti meno sensibili alle assunzioni sulle forze interconco, che rendono il problema staticamente indeterminato e devono essere definite a priori (Fredlund & Krahn, 1977).

A differenza del caso non-drenato, per la stabilità a lungo termine non sono disponibili soluzioni semplici che permettano il calcolo del fattore di sicurezza senza iterazioni. Metodi quali quello di Fellenius, che sono facilmente implementabili in un foglio di calcolo, sono basati su assunzioni molto pesanti (assenza di forze interconco) e danno luogo ad errori su F anche del 60% (Nash, 1987).

Nel caso di scavi, la condizione idraulica è tipicamente rappresentata da un flusso stazionario diretto verso il piede del versante, limitato superiormente da una superficie freatica ad andamento parabolico, ed i parametri di resistenza sono dati da:

- $f = f'$
- $c = c'$

Esempio 4. Stabilità a lungo termine di uno scavo

Calcoliamo la stabilità a lungo termine dello scavo precedentemente analizzato a breve termine (**Lucido 12**). I parametri di resistenza al taglio sono $f' = 22^\circ$ e $c' = 10$ kPa, e la superficie di falda è quella riportata in figura.

Utilizzando il metodo di Morgenstern & Price si ottiene $F=1.02$ senza frattura di trazione e $F=0.98$ con frattura secca estesa fino ad una profondità di 3 m dal piano campagna. Si ha la minor influenza della frattura di trazione rispetto al caso non drenato (essenzialmente causata dalla minore importanza della coesione, $c' \ll c_u$) ed il generale abbassamento del fattore di sicurezza.

Come già detto, la condizione a lungo termine è sempre la più critica negli scavi poiché si annulla il contributo stabilizzante delle sovrappressioni negative.

3.2.2 Determinazione di c' e f'

La misura dei parametri drenati di resistenza al taglio si può effettuare solo in laboratorio. Le comuni prove in sito, infatti, quali le prove CPT, SPT o DP sono veloci rispetto alla capacità di drenaggio dei terreni fini, e possono essere utilizzate solo per la stima della resistenza non drenata.

E da c_u non si risale in alcun modo a c' e f' .

Le prove di laboratorio più utilizzate sono quelle di taglio diretto consolidate-drenate (TD-CD) e quelle triassiali consolidate-drenate (TX-CD) e consolidate-non drenate (TX-CU; con misura delle pressioni interstiziali per derivare i parametri drenati).

In generale, è necessario disporre di provini indisturbati prelevati con campionatori ad infissione per ottenere provini di qualità sufficiente all'analisi di laboratorio. Ci sono però alcuni casi in cui si possono ottenere parametri affidabili anche da prove di taglio eseguite su campioni rimaneggiati, con un notevole risparmio economico. Questi casi sono brevemente descritti di seguito, richiamando alcuni principi base della resistenza al taglio dei terreni fini.

Argille NC ed OC non fessurate

Come noto, la resistenza al taglio di un terreno fine ideale (omogeneo ed isotropo) dipende essenzialmente dalla storia tensionale del terreno (NC o OC) e dal livello di deformazione (picco, stato critico, residuo) (**Lucido 13**).

I terreni sovraconsolidati intatti sono caratterizzati da una coesione drenata $c' > 0$, il cui valore varia tipicamente tra 5 e 25 kPa per tensioni di preconsolidazione $s'_p < 0.5-1.0$ MPa (Lambe & Whitman, 1969). La coesione si annulla per deformazioni superiori a quelle di picco e le resistenze calano ad un valore costante detto di stato critico. Le resistenze di stato critico non dipendono dalla storia tensionale del terreno ma (in gran parte) da caratteristiche intrinseche quali la mineralogia e la distribuzione granulometrica. I parametri di stato critico sono rappresentati da una coesione $c' \approx 0$ e da un angolo di attrito f'_{cs} detto angolo di attrito di stato critico.

Per deformazioni ancora maggiori si raggiungono le resistenze residue, in cui il calo dell'angolo di attrito è dato dal riorientamento delle particelle argillose lungo la superficie di scorrimento. Anche in questo caso la coesione drenata è ovviamente nulla.

I terreni normalconsolidati mostrano resistenze di picco praticamente uguali a quelle di stato critico, non avendo mai subito carichi di preconsolidazione. I parametri di resistenza sono quindi quelli già indicati per le argille OC post-picco, cioè $c' \approx 0$ e $f' \approx f'_{cs}$. Questo è un punto particolarmente importante e, per quanto noto, va sottolineato.

Il fatto che le argille NC siano caratterizzate in sito da resistenze di stato critico, ci autorizza a determinare tali resistenze su provini rimaneggiati: come detto i parametri di stato critico dipendono essenzialmente da caratteristiche intrinseche del materiale e tali caratteristiche non vengono alterate col rimaneggiamento. I parametri che si ottengono su provini ricostituiti in laboratorio (NC) sono quindi rappresentativi di quelli effettivamente disponibili in sito.

In realtà, alcuni terreni naturali mostrano una struttura particolare, data ad esempio da microcementazione o aging, che viene persa nel corso del rimaneggiamento e non può essere ricostituita in laboratorio (Leroueil & Vaughan, 1990). Tale struttura determina però ad aumento delle resistenze di picco rispetto a quelle di stato critico, per cui le prove sul terreno rimaneggiato forniscono comunque parametri cautelativi.

La stessa tecnica di prove su campioni rimaneggiati può essere utilizzata per caratterizzare le argille OC completamente alterate (l'alterazione cancella la storia tensionale e riporta il terreno in una condizione di normalconsolidazione) e le argille OC fessurate (vedi sezione seguente).

Argille OC fessurate

Quanto detto per il comportamento delle argille fessurate a breve termine vale anche per il lungo termine. In questo caso, anzi, l'effetto delle fessure è ancor più evidente e determina un calo molto consistente delle resistenze disponibili alla scala del versante.

In terreni fessurati, le resistenze effettivamente mobilizzate in sito sembrano essere molto prossime a quelle di stato critico ($c' \approx 0$, $f' \approx f'_{cs}$), anche nel caso di scavi in argille OC inalterate e non soggette a precedenti fenomeni di rottura (es. Chandler, 1984) (**Lucido 14**). Chandler & Skempton

(1974) sono arrivati a suggerire l'utilizzo dei parametri di stato critico per il dimensionamento degli scavi nelle argille blu di Londra, una nota formazione argillosa sovraconsolidata e fessurata.

Si potrebbe obiettare che l'assunzione di coesione nulla è troppo cautelativa per terreni OC inalterati, ma l'esperienza dimostra il contrario. Le discontinuità dominano il comportamento dell'ammasso riducendone drasticamente le resistenze disponibili.

Recentemente, alcuni autori hanno indagato in maggior dettaglio l'effetto delle fessure sulle argille OC tramite monitoraggio in continuo di versanti di scavo (es. Bromhead et al., 1998). Le conclusioni di questi studi sono univoche ed indicano che, dopo lo scavo, si assiste ad un fenomeno di rottura progressiva che parte dal piede del versante e si estende verso l'interno (**Lucido 15**).

La rottura iniziale è locale ma causa il superamento delle resistenze di picco dell'ammasso (comunque inferiori a quelle di picco dell'argilla intatta a causa delle fessure) ed il decadimento a quelle di stato critico ed infine residue. Lo stress che ha provocato la rottura di picco non può più essere sostenuto dall'elemento rotto e si trasferisce agli elementi adiacenti. Questi possono arrivare a rottura e ri-trasferire a loro volta lo stress in eccesso provocando la propagazione della superficie di scorrimento. Al momento del collasso dello scavo, parte della superficie di scorrimento è in condizioni di resistenza residua e parte in condizioni di resistenza di picco: per tale ragione l'analisi a ritroso fornisce resistenze medie globali di stato critico.

Apparentemente, questo processo di rottura progressiva ha maggior importanza nel caso di argille OC fessurate che in argille OC intatte. In assenza di fessure, sembra esserci un buon accordo tra le resistenze mobilizzate (stimate da *back-analysis*) e quelle di picco dell'argilla intatta. Nonostante il comportamento dilatante dell'argilla, sembra che fenomeni quali la rottura progressiva siano meno importanti, ed autorizzano ad utilizzare parametri di progetto prossimi a quelli di picco (Lancellotta, 1987).

4 Stabilità degli scavi sostenuti

Molti dei concetti sopra esposti per gli scavi non sostenuti valgono anche in presenza di un'opera di sostegno, in particolare i concetti di condizioni drenate e non drenate e la scelta dei relativi parametri di resistenza. Nel calcolo delle condizioni di stabilità dello scavo, però, bisogna necessariamente tener conto delle azioni che il terreno esercita sull'opera e della risposta dell'opera a tali sollecitazioni.

Si tratta di un problema complesso, specie nel caso di opere di sostegno flessibili, che richiede a rigore l'analisi dell'interazione terreno-struttura. Tale analisi non è di competenza del geologo, visto che la reazione dell'opera dipende da particolari costruttivi di stampo ingegneristico, quali il tipo di armatura, il tipo di fondazioni o le caratteristiche del cordolo di testa.

Con riferimento al DM 11/03/1988, le verifiche previste per le opere di sostegno sono:

D.4. Muri di sostegno con fondazioni superficiali (*opere rigide*)

D.4.1. Azioni sul muro di sostegno (*calcolo delle spinte*)

D.4.2. Verifica alla traslazione sul piano di posa

D.4.3. Verifica al ribaltamento del muro

D.4.4. Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno

D.4.5. Verifica di stabilità globale

D.7 Verifica delle paratie (*opere flessibili*)

D.7.1. Azioni sulle paratie (*calcolo delle spinte*)

D.7.2. Calcolo della profondità di infissione e quella degli eventuali ancoraggi...verifica della stabilità del fondo dello scavo...valutazione degli spostamenti del terreno

Nel nostro caso ci occuperemo solo della valutazione della spinta delle terre (D.4.1 e D.7.1) e faremo un breve cenno ai principi di stabilità di un'opera flessibile (D.7.2), tenendo ben presente i limiti di competenza professionale.

4.1 Calcolo della spinta delle terre

La letteratura tecnica e scientifica sulla determinazione dello stato di spinta delle terre è quanto mai vasta. Numerosi metodi sono stati proposti da vari autori per effettuare stime nelle condizioni progettuali più disparate e con gradi diversi di complessità (cfr. Lancellotta & Calavera, 1999). In questa sezione vengono brevemente descritti i metodi comunemente utilizzati nel caso di scavi in argille NC o debolmente OC.

In generale, la spinta di una terra su un'opera di sostegno è il risultato di diverse componenti:

1. spinta dovuta al peso proprio ed alle caratteristiche di resistenza del terreno
2. spinta dovute all'acqua
3. resistenza al contatto muro-terreno
4. spostamenti dell'opera di sostegno
5. spinte dovute a sovraccarichi (statici o dinamici)

Di seguito accenneremo solo alle prime due componenti della spinta, lasciando al lettore il compito di approfondire l'argomento.

Spinta dovuta al terreno

La spinta dovuta al peso proprio del terreno viene valutata sulla base dei noti concetti di spinta attiva e spinta passiva. Ribadiamo tali concetti considerando un elemento di terreno omogeneo posto ad una profondità z dal piano campagna supposto orizzontale (**Lucido 16**). Lo stato tensionale dell'elemento nel piano $t-s$ di Mohr è rappresentato da un cerchio, in cui le tensioni efficaci verticale (s'_{v0}) ed orizzontale (s'_{h0}) sono tensioni principali e quindi coincidono coi due punti del cerchio a $t = 0$.

In condizioni di equilibrio, il cerchio degli stress rimane indeterminato. Lo sforzo orizzontale efficace, infatti, non è noto (a meno di non misurarlo) e per il solo punto noto s'_{v0} possiamo tracciare infiniti cerchi che stanno sotto l'involuppo di rottura. Nel caso di argille NC è possibile calcolare $s'_h = K_0 s'_v$ stimando il valore del coefficiente di spinta a riposo K_0 sulla base della nota relazione di Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin f' \quad [4]$$

si riesce così a tracciare il cerchio relativo allo stato tensionale iniziale.

Se immaginiamo ora di effettuare uno scavo verticale nel terreno, si determina una diminuzione progressiva di s'_h , che cala fino al raggiungimento di uno stato di equilibrio limite ($s'_h = s'_A$) in corrispondenza del quale si ha scorrimento plastico lungo la superficie di rottura. Questo stato di equilibrio limite è definito stato limite attivo e la pressione orizzontale corrispondente (s'_A) pressione attiva.

Sulla base di semplici considerazioni geometriche, la pressione attiva s'_A può essere espressa in funzione dello sforzo verticale agente alla profondità z e dei parametri di resistenza al taglio del terreno.

In condizioni drenate si ha:

$$s'_A = s'_{v0} K_A - 2c'(K_A)^{0.5} \quad [5]$$

con K_A , coefficiente di spinta attiva pari a:

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{f'}{2}\right) \quad [6]$$

Mentre in condizioni non drenate si ha ($K_A = 1$ con $f'_u = 0$):

$$s_A = s_{v0} - 2c_u \quad [7]$$

Si noti che in questo caso la pressione attiva è espressa in termini di tensioni totali (s_A , senza apice) ed è funzione dello sforzo verticale totale s_{v0} e della coesione non drenata c_u . In condizioni drenate, invece, le tensioni sono tutte espresse in termini di tensioni efficaci (s'_A, s'_{v0}) ed i parametri di resistenza sono quelli drenati (c', f').

Relazioni analoghe si ottengono nel caso di aumento progressivo della tensione orizzontale s'_h . La pressione orizzontale limite è detta in questo caso pressione passiva, e corrisponde al valore di sforzo efficace $s'_p > s'_{v0}$ che determina la tangenza del cerchio di Mohr con l'involuppo di rottura.

In condizioni drenate si ha:

$$s'_p = s'_{v0} K_p + 2c'(K_p)^{0.5} \quad [8]$$

con K_p , coefficiente di spinta passiva pari a:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{f'}{2}\right) \quad [9]$$

ed in condizioni non drenate:

$$s_p = s_{v0} + 2c_u \quad [10]$$

L'integrale con la profondità della pressione orizzontale sul muro (attiva o passiva) fornisce la forza (attiva o passiva) da utilizzare per il dimensionamento dell'opera di sostegno. Tali forze sono indicate generalmente come P_A e P_p ed hanno dimensione di kN/m. Un esempio di calcolo delle spinte è illustrato nella sezione seguente.

Spinta dovuta all'acqua

La spinta indotta dall'acqua sull'opera di sostegno varia a seconda dello stato di quiete o di moto della falda (**Lucido 17**).

Il caso più semplice è quello di terreno completamente o parzialmente sommerso con acqua in quiete. La distribuzione della pressione dell'acqua è idrostatica e può essere facilmente calcolata in funzione della profondità al di sotto della falda h_w :

$$u = h_w \mathbf{g}_w \quad [11]$$

da cui si ricava la spinta dell'acqua P_w

$$P_w = \frac{1}{2} h_w^2 \mathbf{g}_w \quad [12]$$

Nelle analisi drenate la forza P_w va aggiunta a quella del terreno, mentre non va considerata nelle analisi non drenate, essendo un'analisi in tensioni totali (vedi esempio).

Nel caso più frequente di acqua in movimento, la pressione dei pori all'interno del terreno non ha una distribuzione idrostatica e deve essere valutata ricostruendo la rete di flusso. E' bene ricordare che in diversi casi il moto dell'acqua comporta un peggioramento delle condizioni di stabilità rispetto al caso idrostatico, quindi tale possibilità va attentamente considerata. Lancellotta (1987) tratta in modo semplice il problema e riporta un esempio di calcolo delle spinte su un diaframma infisso nel caso di filtrazione in stato stazionario.

Esempio 5. Spinta delle terre.

Consideriamo la situazione stratigrafica riportata nel **Lucido 18** e calcoliamo la spinta attiva e passiva che agisce rispettivamente a monte e a valle di una paratia infissa per una lunghezza $d = 5$ m. Eseguiamo i calcoli a breve termine, considerando acqua in quiete ed attrito nullo muro-terreno.

Pressione attiva

Mezzo	Prof. (m)	Alt. acqua (m)	\mathbf{s}_v (kPa)	u (kPa)	\mathbf{s}'_v (kPa)	\mathbf{s}'_A (kPa)	\mathbf{s}_A (kPa)
	z	h_w	$\mathbf{g} \cdot z + q$	$\mathbf{g}_w \cdot h_w$	$\mathbf{s}_v - u$	$\mathbf{s}'_v \cdot K_A$	$\mathbf{s}'_A + u$ (drenata) $\mathbf{s}_v - 2 \cdot c_u$ (non dr.)
sabbia	0	0	80	0	80	27	27
sabbia	2	0	120	0	120	40	40
sabbia	7	5	220	49	171	57	106
argilla	7	5	220	\	\	\	140
argilla	10	8	280	\	\	\	200

Pressione passiva

Mezzo	Prof. (m)	Alt. acqua (m)	\mathbf{s}_v (kPa)	u (kPa)	\mathbf{s}'_v (kPa)	\mathbf{s}'_P (kPa)	\mathbf{s}_P (kPa)
	z	h_w	$\mathbf{g} \cdot z + q$	$\mathbf{g}_w \cdot h_w$	$\mathbf{s}_v - u$	$\mathbf{s}'_v \cdot K_P$	$\mathbf{s}'_P + u$ (drenata) $\mathbf{s}_v + 2 \cdot c_u$ (non dr.)
acqua	2	0	0	0	0	0	0
acqua	5	3	29	29	0	0	29

sabbia	5	3	29	29	0	0	29
sabbia	7	5	69	49	20	61	110
argilla	7	5	69	\	\	\	149
argilla	10	7	129	\	\	\	209

Si noti come la pressione dell'acqua influisce sulla spinta nella sabbia (condizione drenata) ma non nell'argilla (condizione non drenata); si noti inoltre come sia necessario calcolare due valori di spinta alla stessa profondità nel caso di contatto tra diverse litologie.

I valori di spinta attiva P_A e spinta passiva P_p si ottengono facilmente calcolando l'area dei rispettivi diagrammi di pressione:

$$P_A = 942 \text{ kN/m}$$

$$P_p = 722 \text{ kN/m}$$

4.2 Cenni sul calcolo di stabilità di un diaframma

Le forze agenti su un'opera di sostegno derivano dalla spinta attiva e passiva, dall'acqua libera, e dai carichi trasmessi dagli ancoraggi. Perché l'opera sia stabile, le forze ed i momenti derivanti da tutti i carichi devono essere in equilibrio (Lancellotta & Calavera, 1999).

Nel caso di opere flessibili, l'analisi consiste tipicamente nel calcolo della profondità di infissione d e del tiro dell'ancoraggio P in grado di garantire l'assenza di traslazioni e rotazioni. Le analisi seguono differenti procedure a seconda che la base del diaframma sia libera o meno di ruotare o della presenza o meno di vincoli in sommità, come schematicamente rappresentato nel **Lucido 19**.

Se non c'è vincolo alla sommità del diaframma, come spesso accade nelle opere di sostegno provvisorio, non è possibile soddisfare contemporaneamente l'equilibrio delle forze e dei momenti note le sole spinte attiva e passiva. Il diaframma, infatti, si rompe per rotazione rispetto ad un punto posto al di sopra della base, per cui bisognerebbe conoscere l'esatta distribuzione dello sforzo per calcolare la stabilità dell'opera (**Lucido 19**).

Un'assunzione comunemente adottata per rendere risolvibile il problema è che la risultante Q delle forze agenti sotto il punto di rotazione O sia applicata al punto stesso di rotazione e sia trascurabile il momento di trasporto. In queste condizioni, la stabilità del diaframma è calcolata dall'equilibrio dei momenti rispetto ad O :

$$P_A h_A = P_p h_p \quad [13]$$

dove h_A e h_p rappresentano rispettivamente il braccio della spinta attiva e della spinta passiva rispetto al punto di rotazione. Il calcolo si svolge per tentativi al fine di trovare la profondità di infissione d che soddisfa l'equazione [13]. Tale valore viene infine aumentato del 20% per garantire l'effettiva mobilitazione della spinta passiva al disotto del punto di rotazione. Un esempio di calcolo di stabilità di un diaframma non vincolato sarà presentato in sede orale.

5 Bibliografia

Atkinson J. (2003) – *An introduction to the mechanics of soils and foundations*. McGraw-Hill, Berkshire, 337 pp.

Bishop A.W. (1955) – *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, 5, 7-17.

Bishop A.W. & Little A.L. (1967) - *The Influence of the Size and Orientation of the Sample on the Apparent Strength of the London Clay at Maldon, Essex*. Proceedings of the Geotechnical Conference Oslo 1967, 1: 89-96.

Chandler R.J. (1984) - *Delayed Failure and Observed Strengths of First-time Slides in Stiff Clays: a Review*. Proc. IV International Symposium on Landslides, Toronto, 16-21 September, 1984: 19-25.

Chandler, R.J., and Skempton, A.W. (1974) - *The Design of Permanent Cutting Slopes in Stiff Fissured Clays*. Geotechnique, Vol. 24, No. 4.

Chen B.S.Y. & Mayne P.W. (1996) – *Statistical relationship between piezocone measurements and stress history of clays*. Canadian Geotech, Journ., 33, 488-498.

Cestari F. (1990) – *Prove geotecniche in sito*. Geo-Graph, Segrate, 401 pp.

Comi M. (2003) – *Studio delle caratteristiche di sovraconsolidazione dei depositi alluvionali della media e bassa pianura reggiana*. Tesi di Laurea inedita, Dipartimento di Scienze della Terra e Geologico-Ambientali, Università di Bologna, AA 2002-2002.

Das B.M. (1983) – *Advanced Soil Mechanics*. McGraw-Hill, 511 pp.

Demers D. & Leroueil S. (2002) – *evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clays deposits in Quebec*. Canadian Geotech. Journ., 39, 174-192.

Fredlund F.K. & Krahn J. (1977) – *Comparison of slope stability methods of analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 14, 429-439.

Holtz R.D. & Kovacs W.D. (1981) – *An introduction to geotechnical engineering*. Prentice-Hall, 733.

Jaky J. (1944) – *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of the Society of Hungarian Architects and engineers, 355-358.

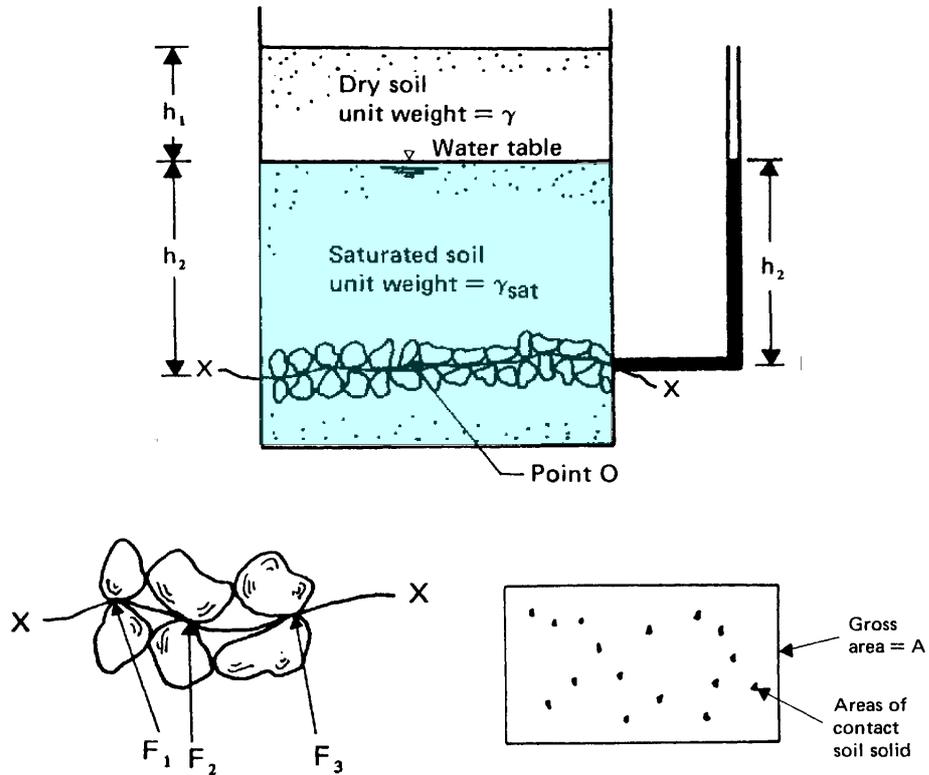
Koutsoftas D.C. & Ladd C.C. (1985) – *Design strength of an offshore clay*. Journ. of Geotech. Eng. Division, ASCE, 4, 337-355.

Leroueil S. & Vaughan P.R. (1990) – *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks*. Geotechnique, 40(3), 467-488.

Lambe T.W. & Whitman R.V. (1969) – *Meccanica dei Terreni*. Traduzione Italiana a cura di Dario Flaccovio Editore, 1997, 595 pp.

- Lancellotta R. (1987) – *Geotecnica*. Zanichelli, 531 pp.
- Lancellotta R. & Calavera J. (1999) – *Fondazioni*. McGraw-Hill, Milano, 611 pp.
- Lo K.Y. (1970) - *The operational strength of fissured clays*. *Geotechnique*, 20, 1.
- Morgestern N.R. & Price V.E. (1965) – *The analysis of the stability of generalised slip surfaces*. *Geotechnique*, 15, 79-93.
- Nash D. (1987) – *A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis*. In: “Slope Stability”, Anderson M.G. & Richards K.S. eds., John Wiley & Sons, 11-75.
- Raviolo P.L. (1993) – *Il laboratorio geotecnico*. Controls S.p.A., Cernusco, 609 pp.
- Skempton A.W. (1970) - *First-time slide in over-consolidated clays*. *Geotechnique*, 20: 320-324.
- Skempton, A.W. & La Rochelle, P. (1965) - *The Bradwell slip; a short-term failure in London clay*. *Géotechnique*, v.15, no.3, p.221.
- Terzaghi K. (1936) – *Relation between soil mechanics and foundation engineering*. Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mechanics Found. Eng., Cambridge, 3, 13-18.

Il principio delle tensioni efficaci



(da Das, 1983)

Forza ai contatti delle particelle: $F_s = F_1 + F_2 + F_3 + \dots$

Forza dell'acqua: $F_w = u(A - A_s)$

Forze di attrazione tra le particelle: F_A

Forze di repulsione tra le particelle: F_R

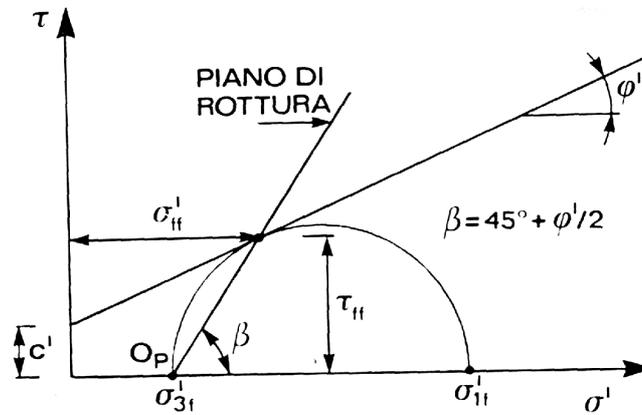
► Forza verticale totale: $F = F_s + F_w - F_A + F_R$

$$\text{Sforzo verticale totale: } \sigma = \frac{F}{A} = \frac{F_s}{A} + \frac{F_w}{A} - \frac{F_A}{A} + \frac{F_R}{A}$$

$$\sigma = \sigma_{ig} + u \left(1 - \frac{A_s}{A} \right) - A' + R'$$

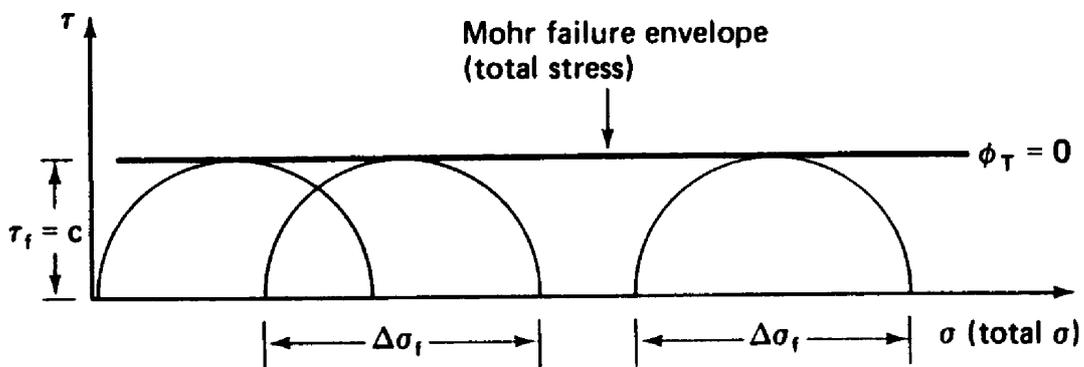
Nell'ipotesi di: $\frac{A_s}{A} \approx 0$ $A' \approx 0$ $R' \approx 0$ \longrightarrow $\sigma_{ig} = \sigma' \cong \sigma - u$

Il criterio di rottura di Mohr-Coulomb



Condizioni drenate

$$\tau_f = c' + \sigma_f' \tan \phi'$$

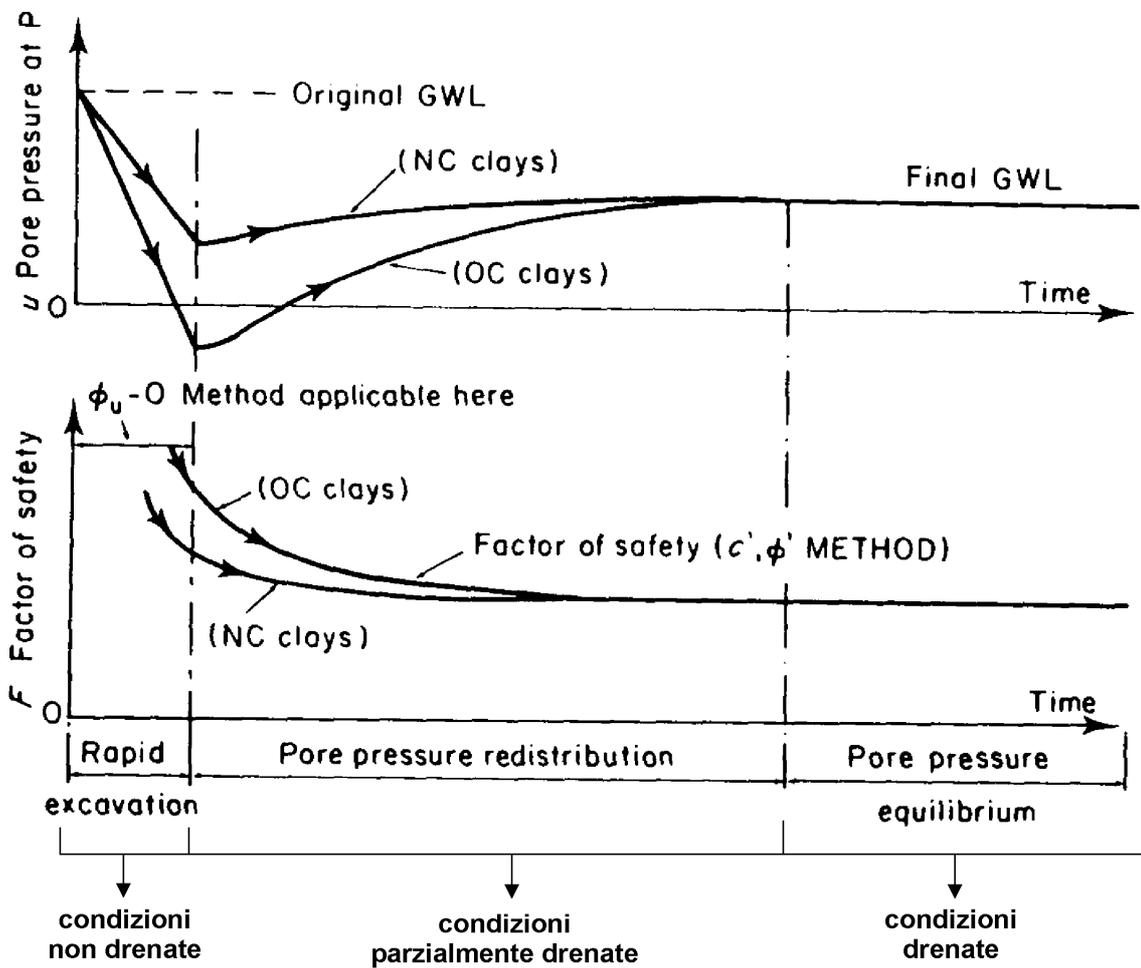
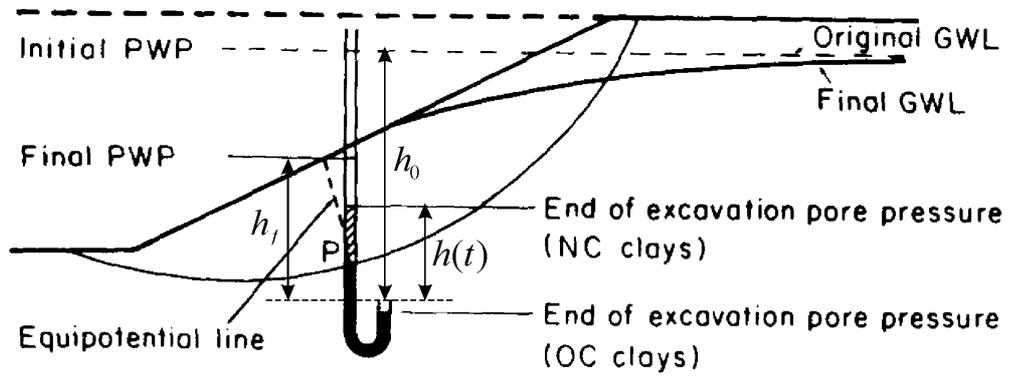


Condizioni non drenate

$$\tau_f = c_u$$

Lancellotta, 1987; Holtz & Kovacs, 1981

Variazione delle tensioni efficaci in prossimità di uno scavo



Analisi in condizioni non-drenate: il metodo dell'arco di cerchio

$\phi_u = 0$ METHOD

Failure is assumed to occur by rotation of a block of soil on a cylindrical slip surface on which the undrained strength may be mobilized.

Soil properties: $c_u \gamma$

Length of arc $= L = R\theta$
 $\bar{\tau}$ is average shear stress along L
 so $T = \bar{\tau} \cdot L$
 W is weight of soil block

Moments about O: overturning moment $= Wx$
 restoring moment $= TR$

Failure criterion: $s = c_u$

Mobilized shear strength $\tau = s/F$ so $\bar{\tau} = c_u/F$ where F is factor of safety

In equilibrium $Wx = TR$

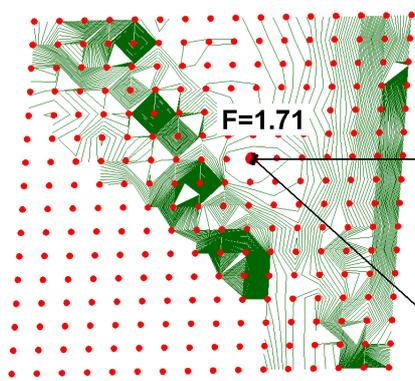
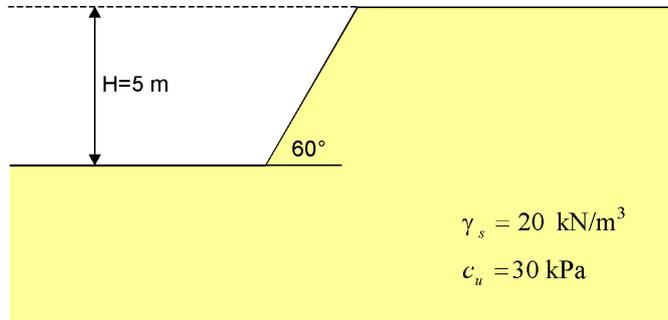
hence $Wx = \frac{c_u LR}{F}$

$F = \frac{c_u LR}{Wx}$

The analysis may easily be adapted to take account of varying shear strength, and the presence of surcharges and water at the toe.

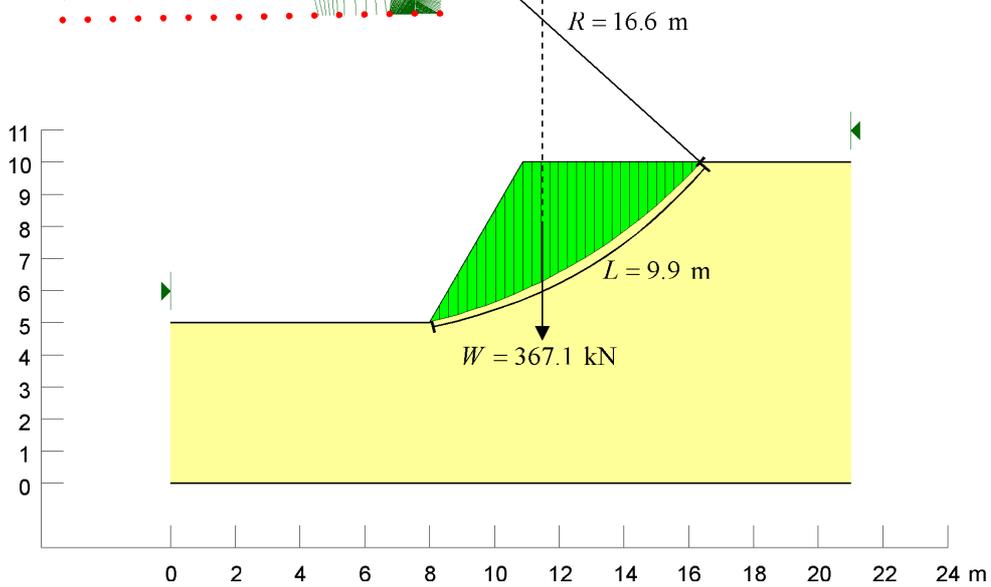
(da Nash, 1987)

Esempio di analisi non drenata all'equilibrio limite

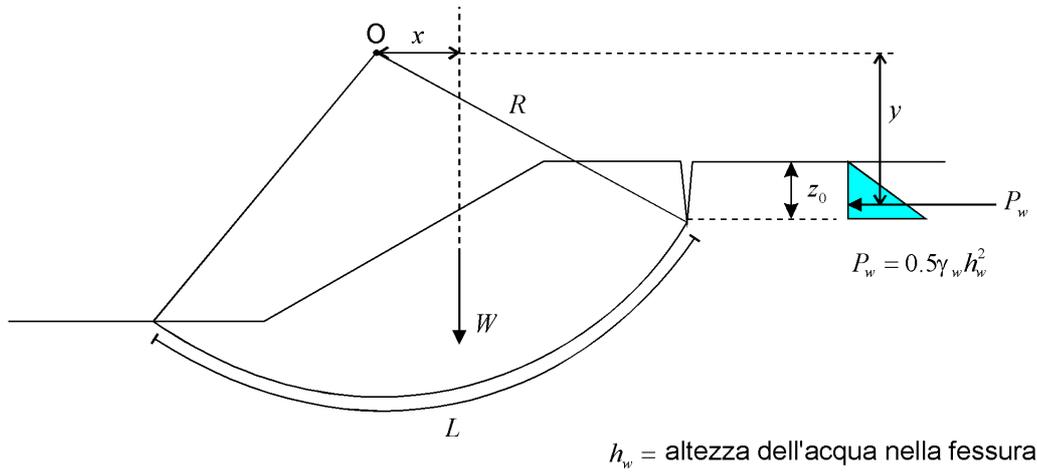


Soluzione di Morgenstern & Price (1965)

Funzione interconco a mezzo-seno



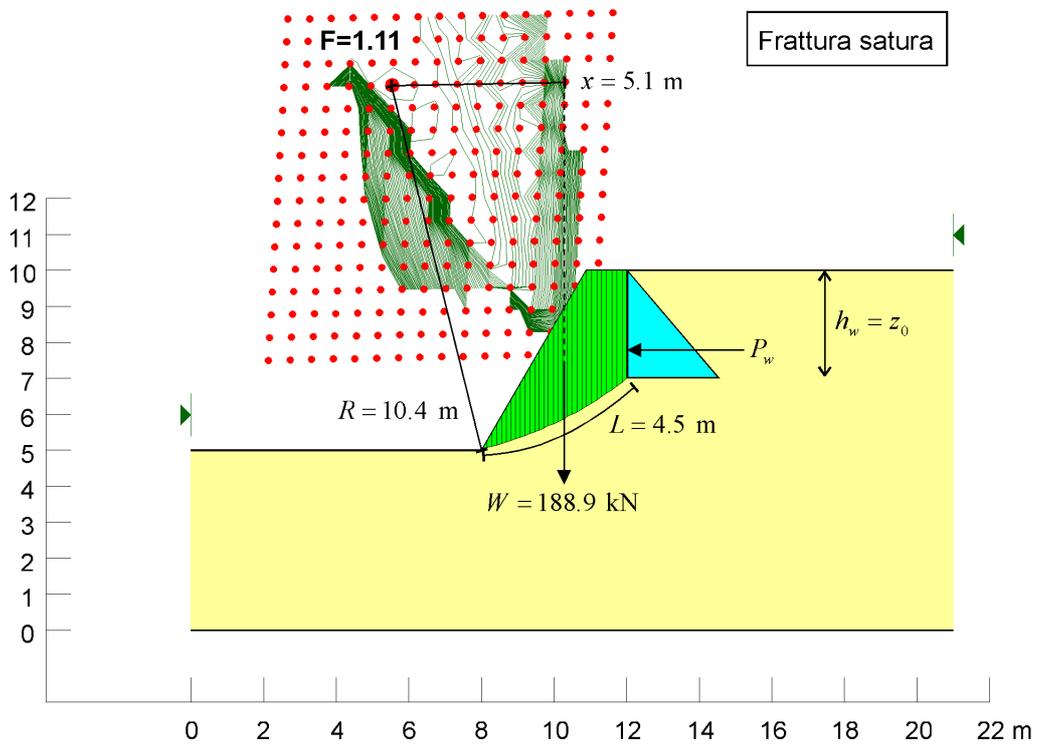
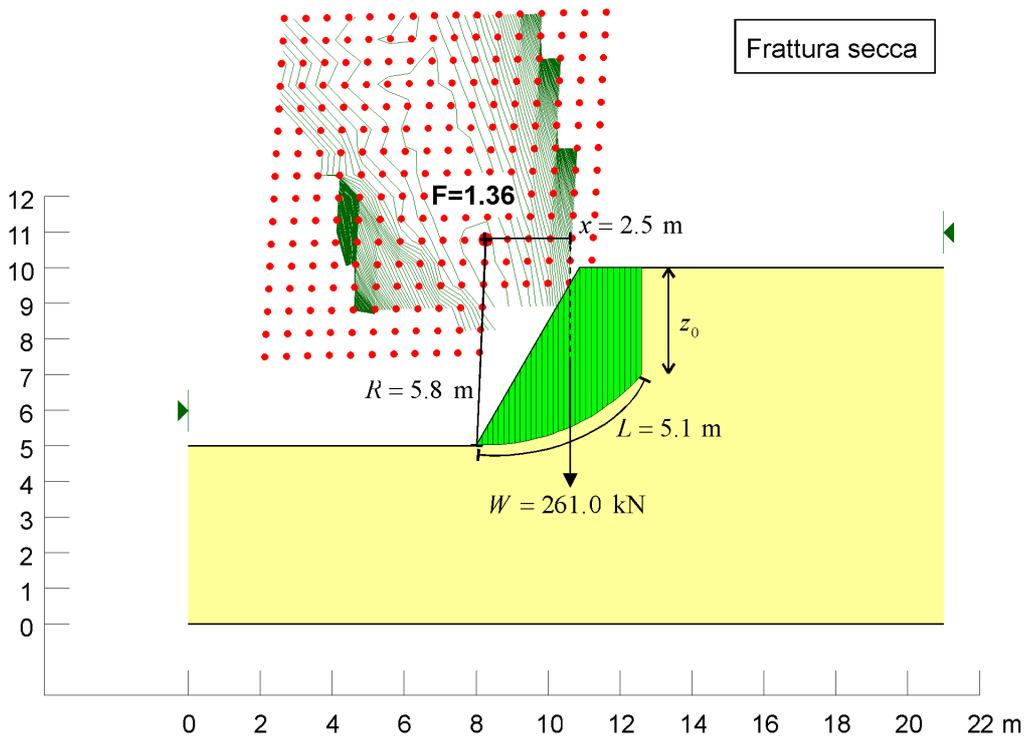
Metodo dell'arco di cerchio in presenza di una frattura di trazione



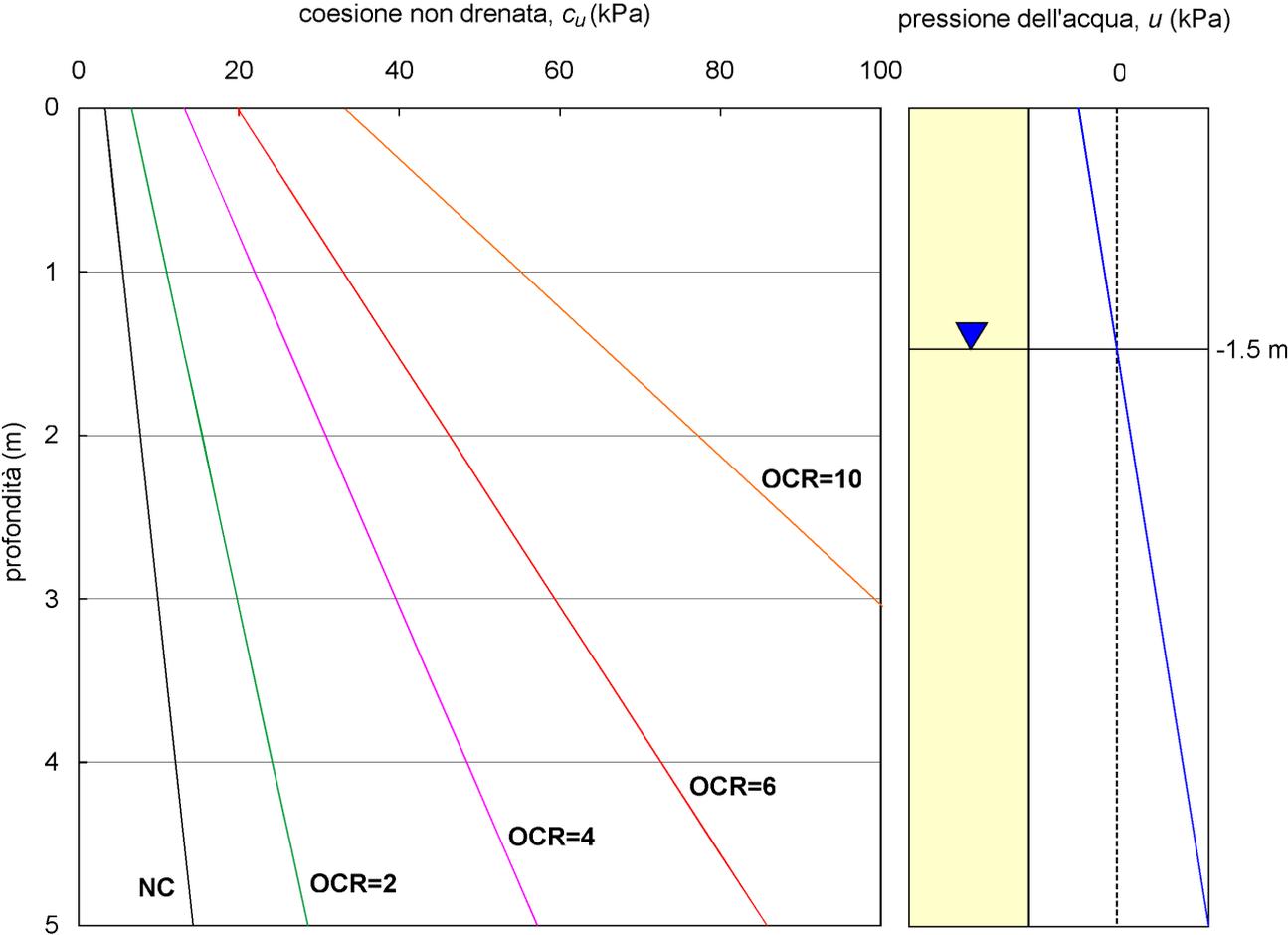
$$F = \frac{c_u LR}{Wx + P_w y}$$

Lucido 6

Esempio di analisi non drenata con frattura di trazione

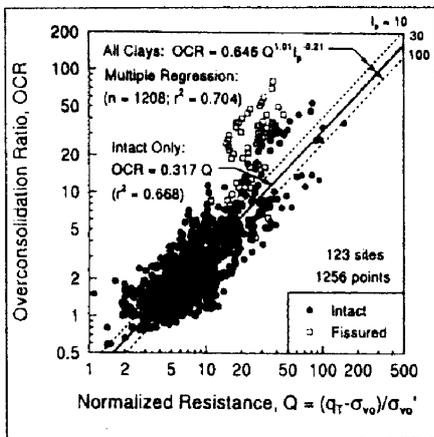


Variazione della coesione non drenata con OCR

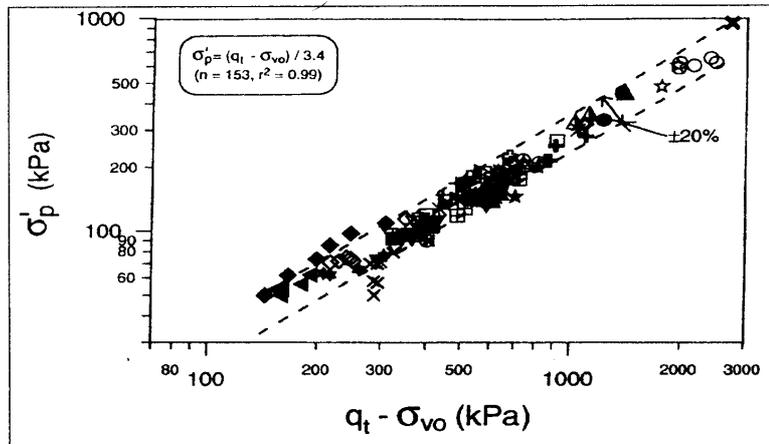


Lucido 8

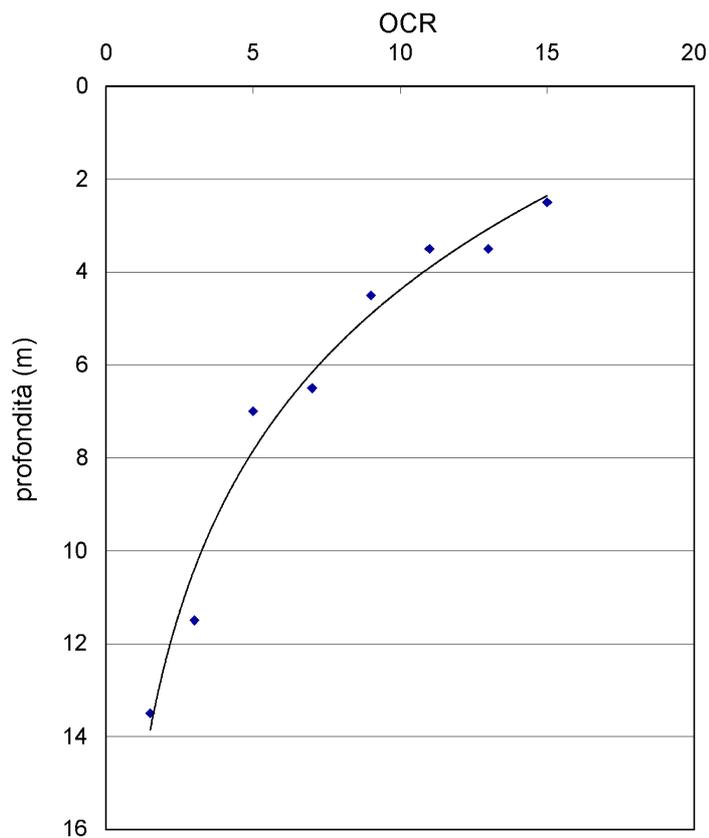
Sovraconsolidazione di terreni argillosi recenti



Chen & Mayne, 1996



Demers & Leroueil, 2002

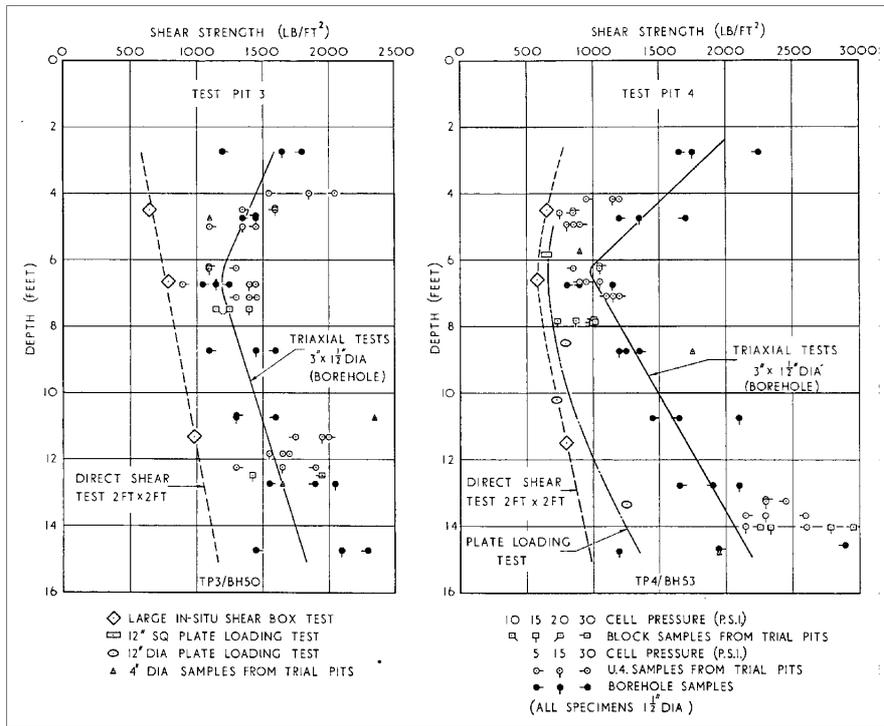


Media e bassa pianura
Provincia di Reggio Emilia

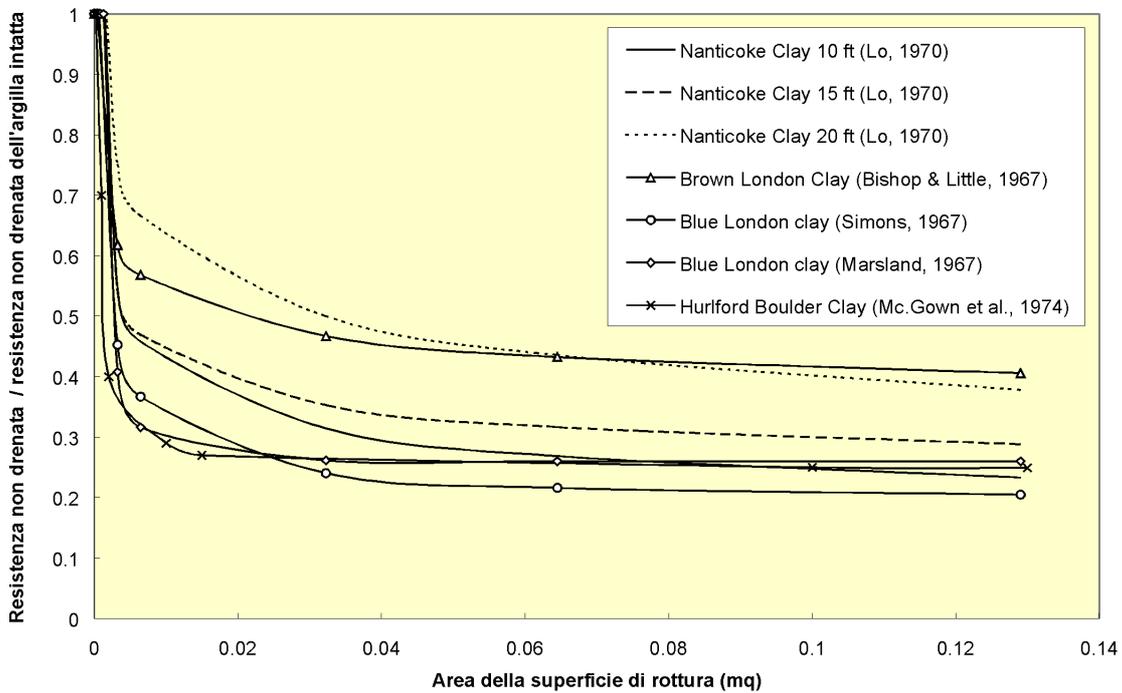
350 CPT a punta meccanica

Comi, 2003

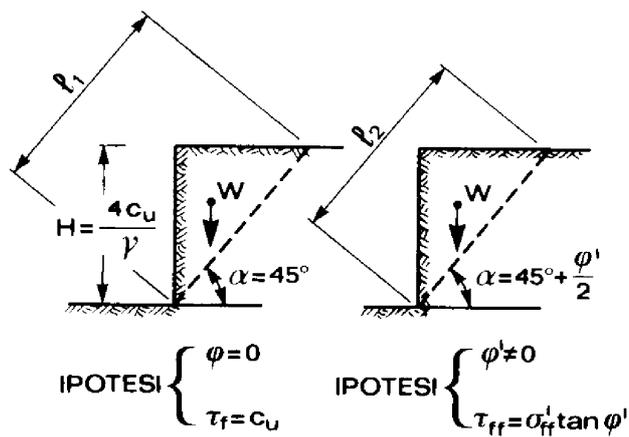
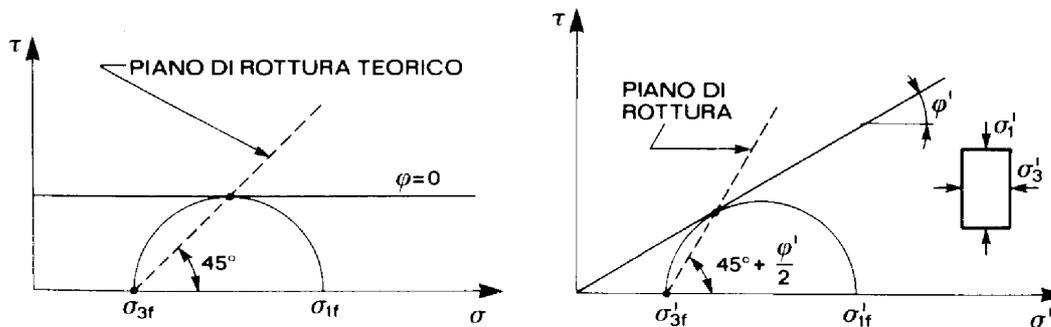
Resistenza non drenata di argille dure fessurate



Bishop & Little, 1967

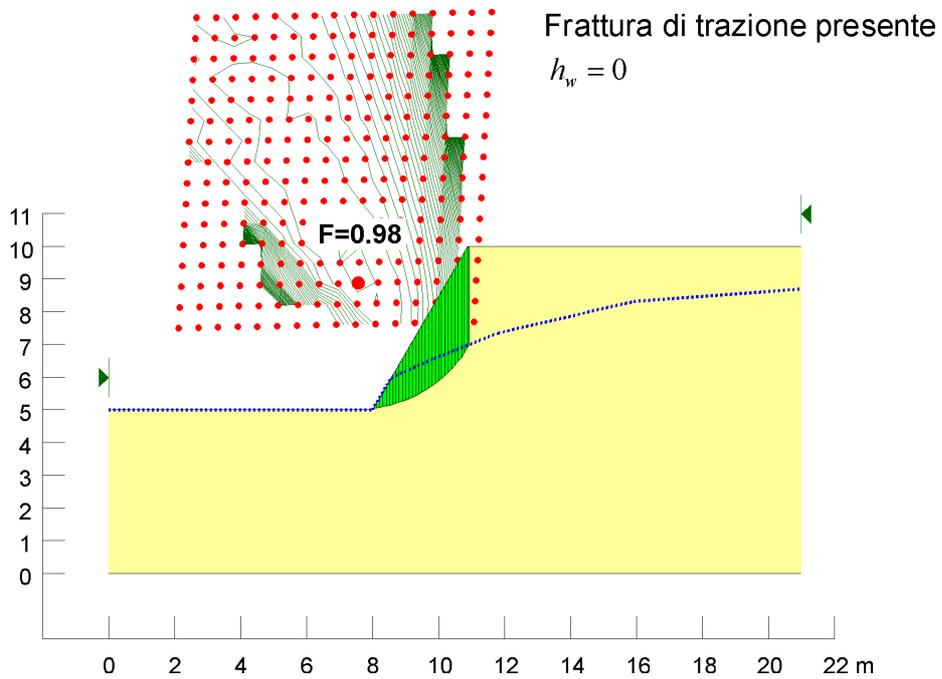
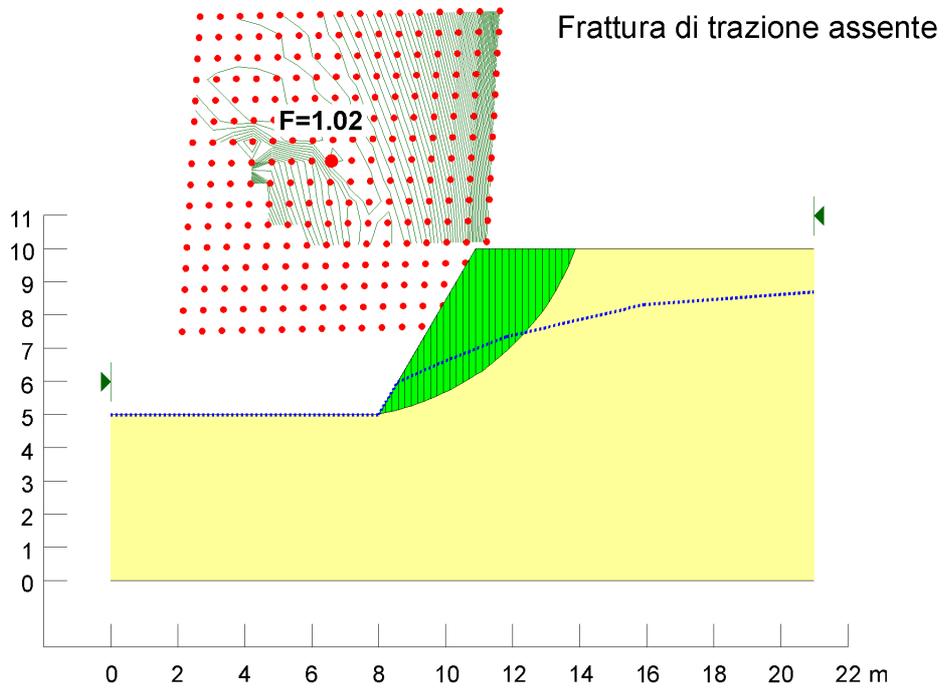


Superficie di rottura in condizioni drenate e non drenate

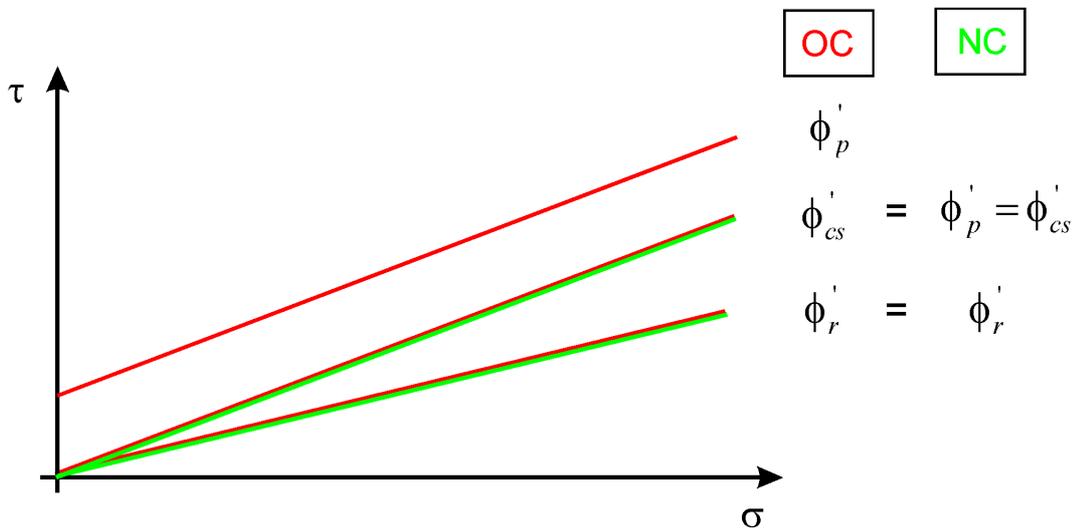
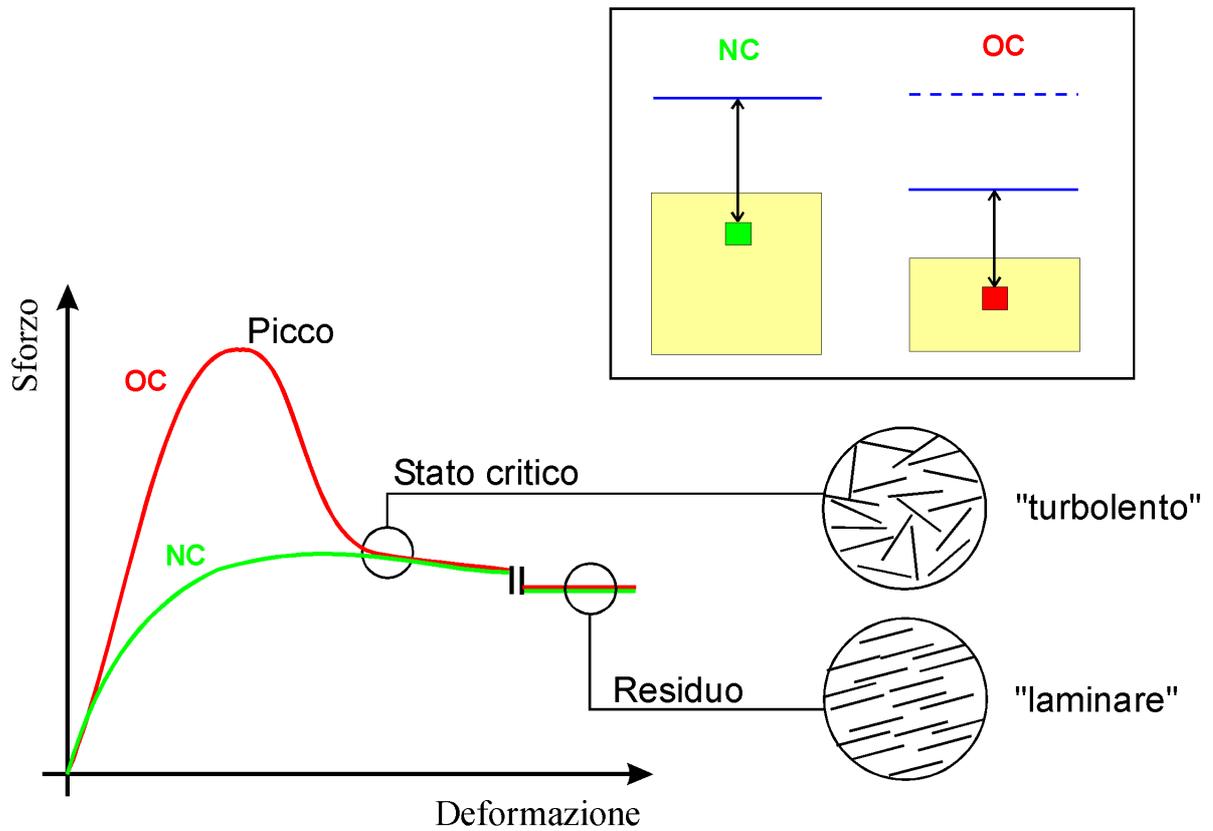


Lancellotta, 1987

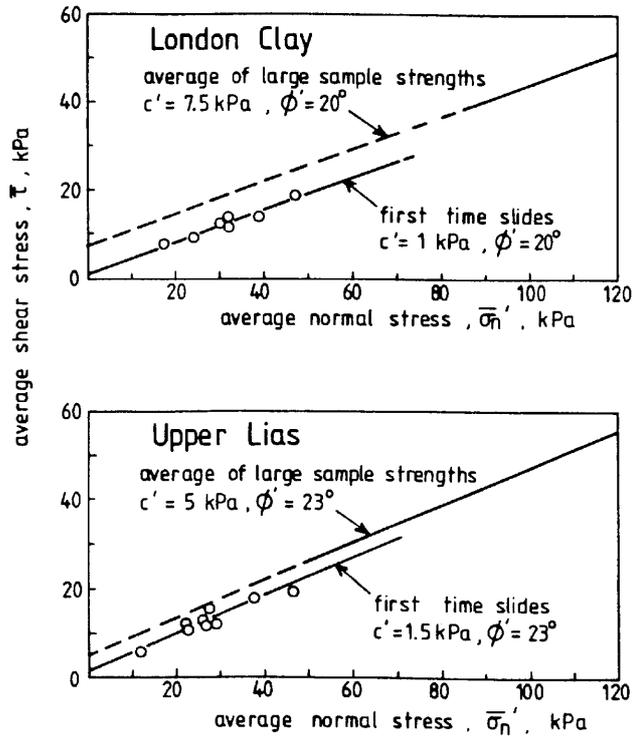
Esempio di analisi drenata all'equilibrio limite



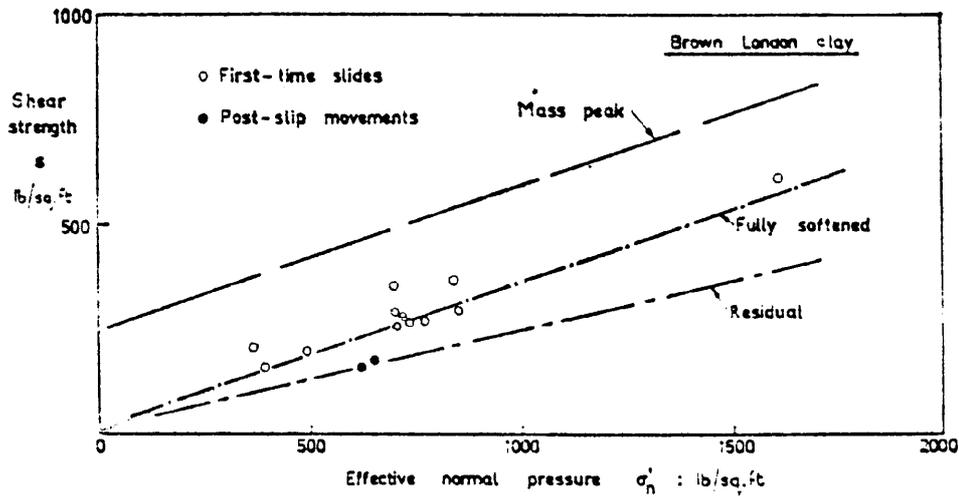
Parametri di resistenza drenata per terreni fini



Resistenza drenata mobilizzata in argille OC fessurate



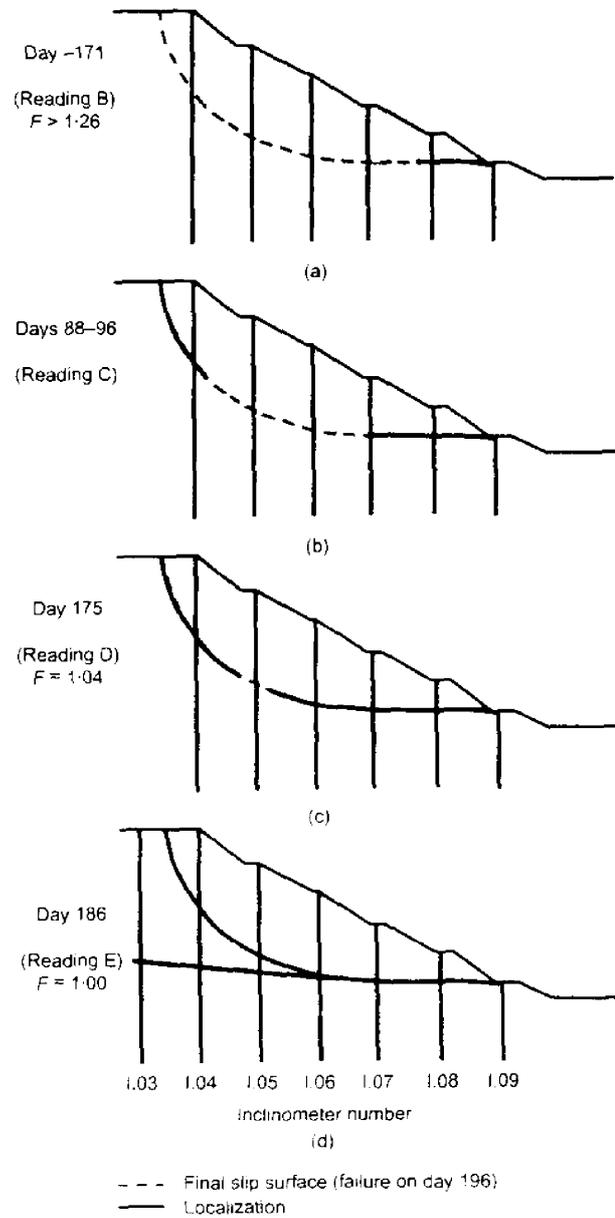
Chandler, 1984



Skempton, 1970

Lucido 14

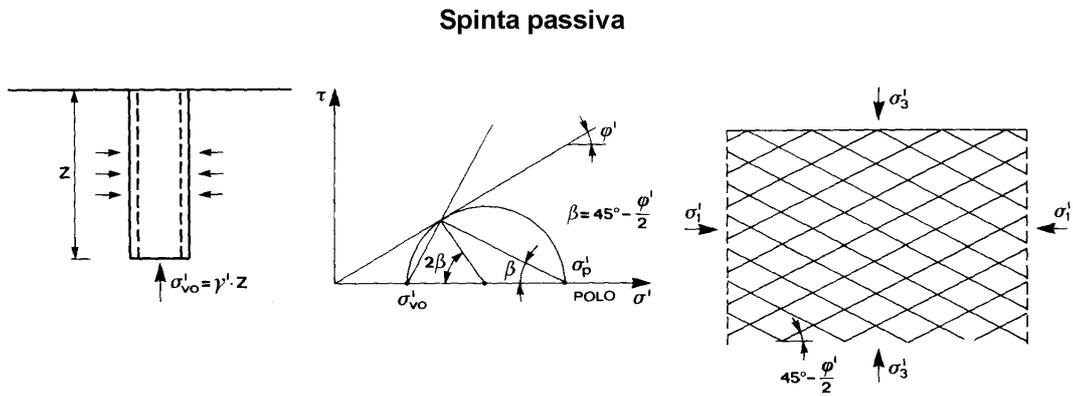
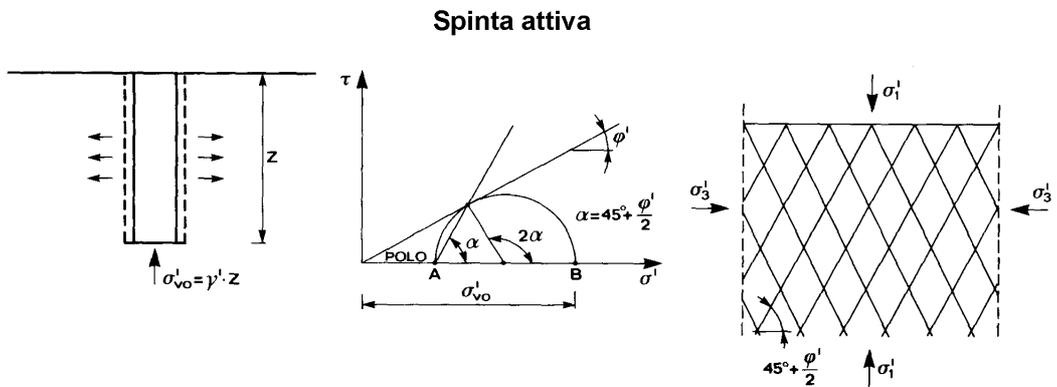
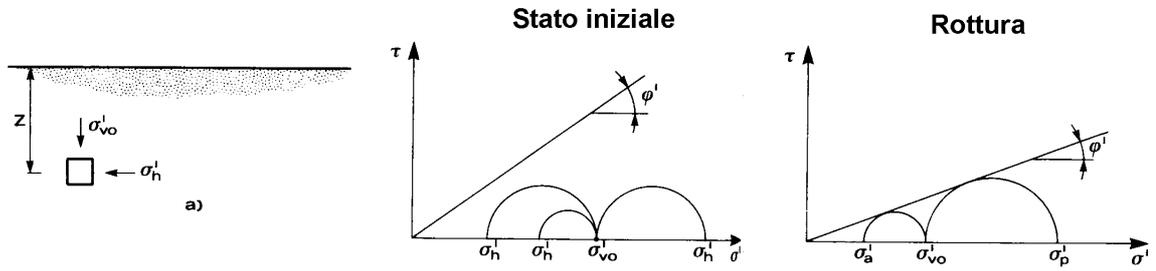
Rottura di uno scavo in argille OC fessurate



Bromhead et al., 1998

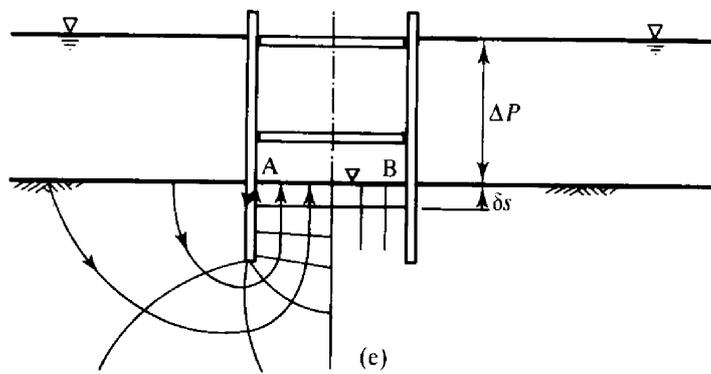
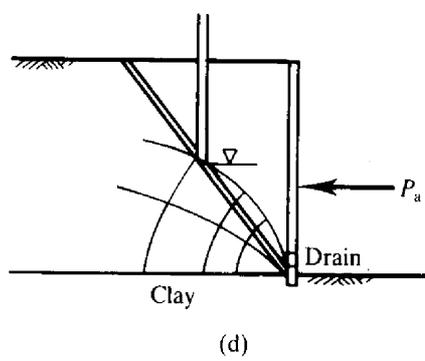
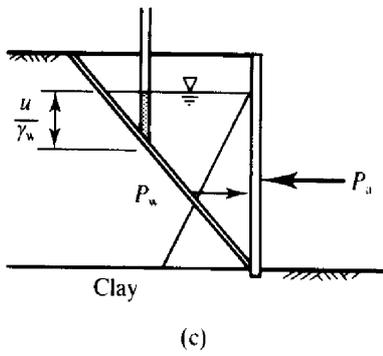
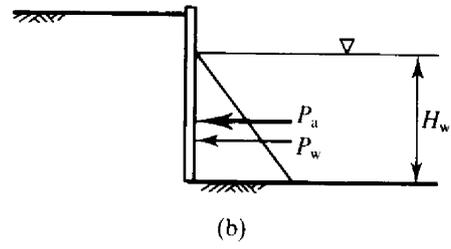
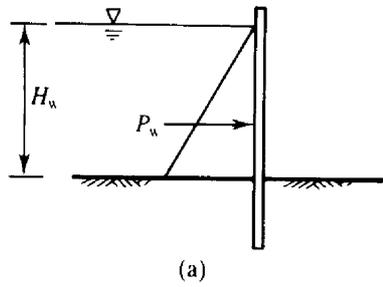
Lucido 15

Spinta attiva e passiva in un terreno delimitato da un piano orizzontale



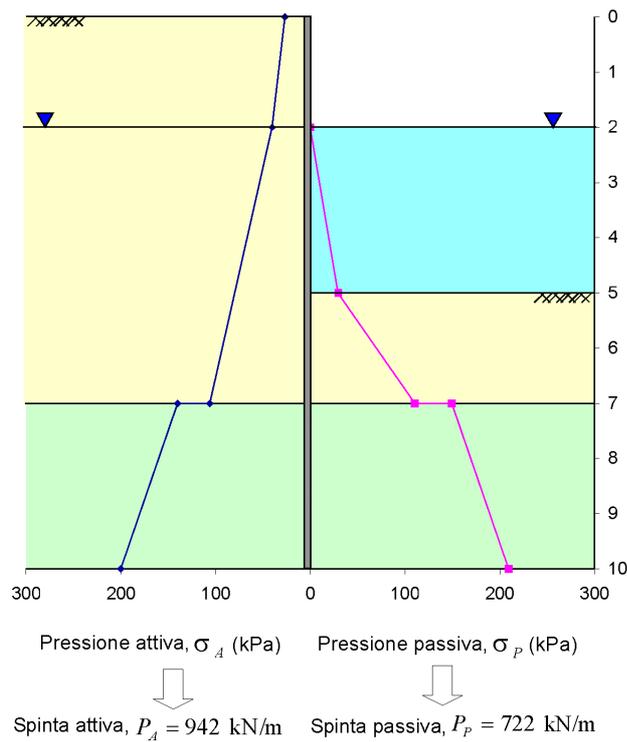
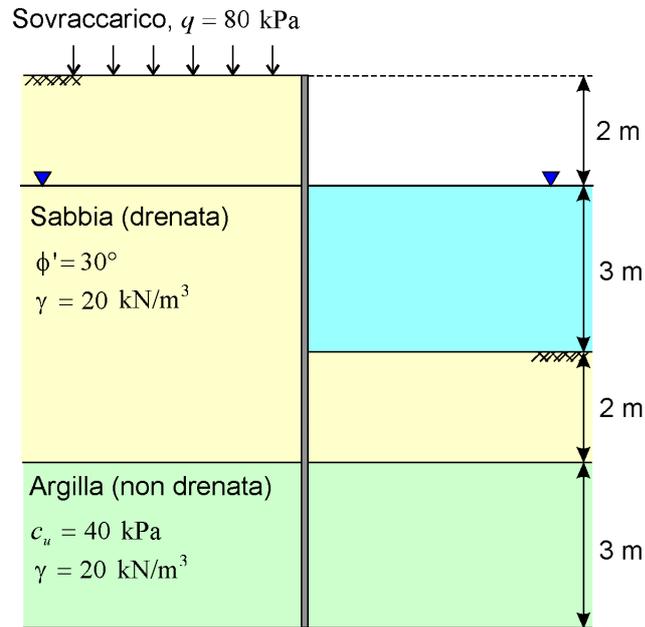
Lancellotta, 1987

Effetto dell'acqua sulle spinte

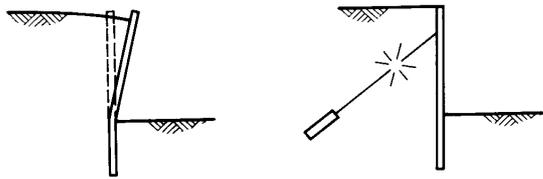
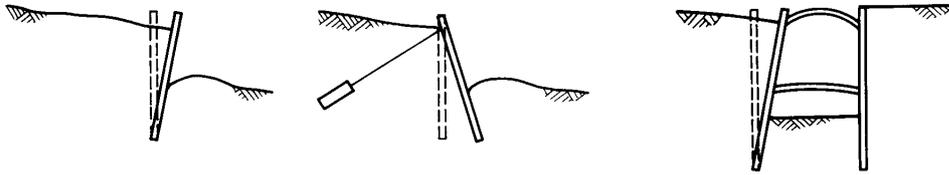


Atkinson, 1993

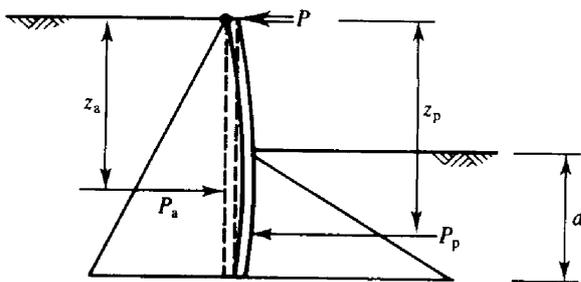
Esempio di calcolo di spinta delle terre



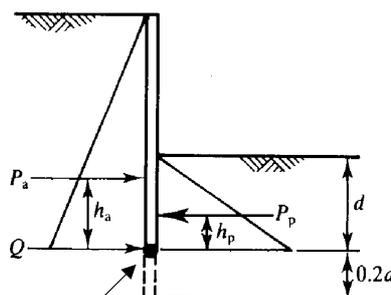
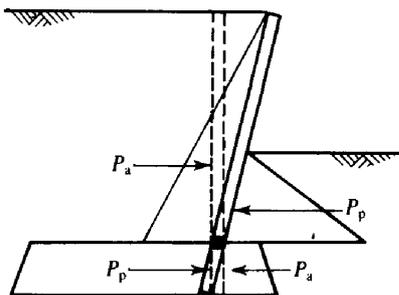
Stabilità di un'opera di sostegno flessibile



Tipici meccanismi di rottura



Stabilità di un diaframma con vincolo in testa



Stabilità di un diaframma non vincolato

Centro di rotazione

Atkinson, 1993

