

GEOTECNICA

prof. G. Toteni

AA 2016/17

1. LITOGENESI
2. GRANDEZZE
3. PRINCIPIO TENSIONI EFFICACI
4. IDRODINAMICA
5. TAGLIO
6. INDAGINE
7. PROVA TRIASSIALE
8. CERCHIO DI MOHR
9. STABILITÀ SCARPATA
10. OPERE DI SOSTEGNO
11. CAPACITÀ PORTANTE
12. PROVA EDOMETRICA
13. CEDIMENTI
14. GRAFICI

GESTECNICA

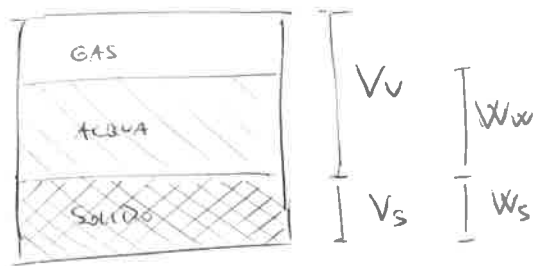
① LITOGENESI

Lo studio di un Terreno prevede quattro fasi principali: l'ALTERAZIONE ed il TRASPORTO, che determinano la natura dei sedimenti, la DEPOSIZIONE e la DIAGENESI, che determinano la struttura dei terreni.

L'alterazione può essere fisica o chimica creando il mantello di alterazione e formando le rocce sedimentarie. Questi sedimenti sono trasportati da fiumi, ghiacciai e vento definendo la struttura fisica. In funzione al tipo di trasporto, la deposizione avviene in ambienti differenti quali l'ambiente marino, continentale o misto. Dopo la deposizione si ha la diagenesi formando la roccia sedimentaria con tutte le sue proprietà caratteristiche.

Un campione di terreno è costituito da Tre fasi

- SOLIDO
- ACQUA
- ~~VUOTO~~
GAS



La parte liquida e quella gassosa compongono il volume dei vuoti, mentre il peso è determinato dal liquido e dal solido presente.

Un'iterazione più forte tra le fasi determina una grana fine, mentre un'iterazione più debole determina una grana più grossolana -
L'analisi dei vuoti è fondamentale per sapere se il terreno è saturo, quindi volume di gas assente, oppure asciutto, quindi volume di acqua assente.

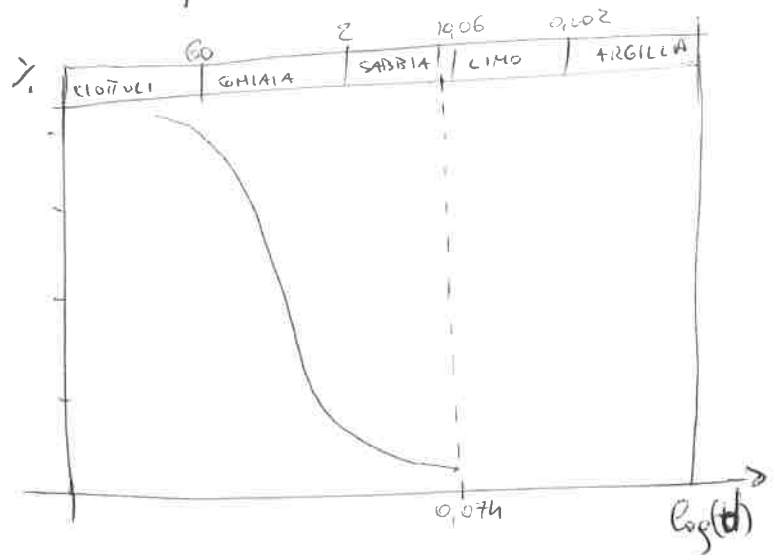
② GRANDEZZE

Lo studio del campione di terreno comporta l'uso di parametri che definiscono le proprietà chimico-fisiche. Le GRANDEZZE principali sono:

- e indice dei vuoti, rapporto tra i volumi di vuoto e solido;
- n porosità, percentuale dei vuoti rispetto al Totale;
- s grado di saturazione, percentuale di acqua rispetto ai vuoti;
- γ peso unità di volume del Terreno;
- γ_d peso del volume drenato;
- G_s peso specifico solido rispetto al liquido;
- γ_s peso del solido rispetto al suo volume;
- w contenuto d'acqua in percentuale rispetto al solido (w_n naturale)

Il processo di CONSOLIDAZIONE prevede la riduzione dell'acqua nei vuoti rendendo il comportamento più rigido; questa caratteristica è fondamentale per l'ANALISI GRANULOMETRICA, ovvero la setacciatura del materiale solido in funzione della sua finezza. Il terreno si classifica in:

- ciottoli $d > 60 \text{ mm}$
- ghiaia $2 < d < 60 \text{ mm}$
- sabbia $0,06 < d < 2 \text{ mm}$
- limo $0,002 < d < 0,06 \text{ mm}$
- argille $d < 0,002 \text{ mm}$



Il minimo diametro misurabile è $0,076 \text{ mm}$ quindi questa prova è caratteristica per Terreni a grana grossa; per Terreni fini si usano le analisi di sedimentazione studiando le percentuali in peso limo e argilla. Il comportamento COESIVO argilloso è proprio di Terreni con più del 30% di argilla.

Dalla curva granulometrica si ricava il COEFFICIENTE DI UNIFORMITÀ, ovvero il rapporto tra il passante di diametro 60 mm ed il passante di diametro 10 mm .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Un campione omogeneo avrà $C_u \leq 4$ mentre un campione ben gradato avrà $C_u \geq 4$.

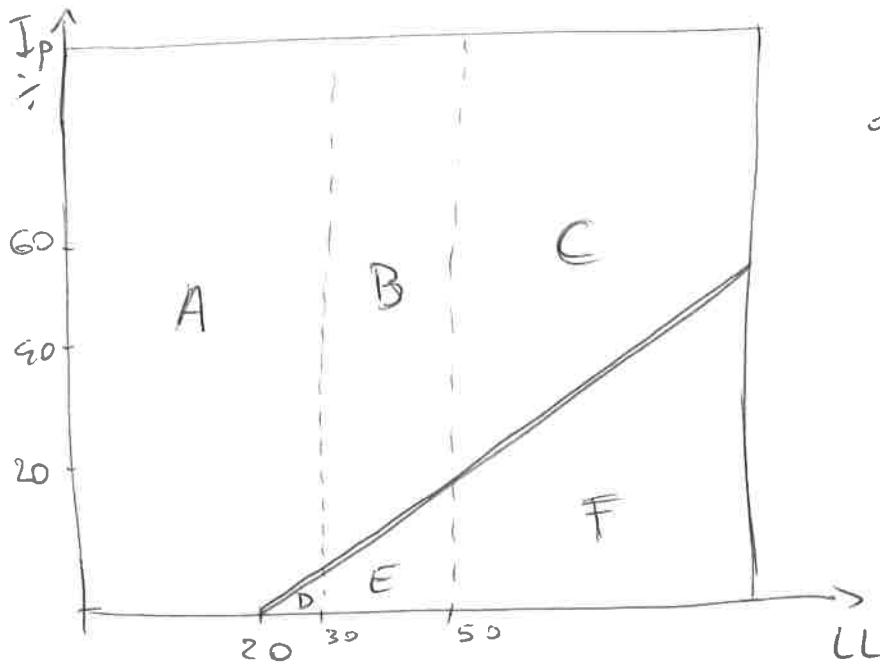
In funzione al contenuto d'acqua (w) si determinano i LIMITI DI ATTERBERG, ovvero limiti in cui si differenzia il terreno per il suo comportamento.

- LIMITE DI RITIRO (SL) Tra solido e semisolido
- LIMITE PLASTICO (PL) Tra semisolido e plastico
- LIMITE LIQUIDO (LL) Tra plastico e liquido

Ne seguono gli indici di comportamento

- plasticità $I_p = LL - PL$
- liquidità $I_L = \frac{W_n - PL}{I_p}$
- consistenza $I_c = \frac{LL - W_n}{I_p}$
- attività $A = \frac{I_p}{I_L}$
= argilla

Secondo lo studio dei comportamenti di Casagrande, si differenziano limi ed argille secondo la CARTA DI PLASTICITÀ.



Si dividono sei aree di carattere diverso; la parte superiore al limite sono le argille, la parte inferiore sono i limi.

- A → argille inorganiche bassa plasticità
- B → argille inorganiche media plasticità
- C → argille inorganiche alta plasticità
- D → limi inorganici bassa compressibilità
- E → limi organici ed inorganici media compressibilità
- F → limi inorganici alta compressibilità e argille organiche

ARGILLE (grana fine) / kN/m^2

CONSISTENZA	I_c	C_u (kPa)
molle	< 0	< 25
molle	$0 \div 1$	$25 \div 50$
moderata	1	$50 \div 100$
consistente	> 1	$100 \div 200$
molto consistente	$>> 1$	$200 \div 400$
dura	$>> 1$	> 400

SABBIE (grana grossa)

ADDENSAMENTO	D_r %
sciolte	< 20
poco addensate	$20 \div 40$
moderata	$40 \div 60$
addensate	$60 \div 80$
molto addensate	> 80

Per terreni a grana grossa si parla di densità relativa (D_r) in base al volume dei vuoti rispetto alla fase solida.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100$$

$$\left. \begin{array}{l} e \rightarrow e_{\max} \quad D_r = 0\% \quad \text{sciolto} \\ e \rightarrow e_{\min} \quad D_r = 100\% \quad \text{adensato} \end{array} \right\}$$

↳ Tabelle grandezze

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$n = \frac{V_v}{V} \cdot 100$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$$

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

③ PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI

La TENSIONE è il rapporto tra la forza applicata e la superficie, misurata in

$$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 100 \text{ kPa} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

in genere si parla di Tensione distribuita se si considera l'area totale del campione, se si vuole analizzare solo la fase solida si va a determinare la TENSIONE EFFICACE.

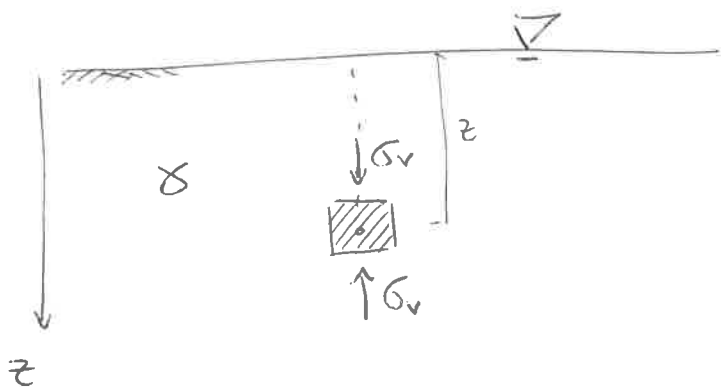
$$\sigma = \frac{F}{A} = \sigma' + u$$

quindi la Tensione efficace (σ') è la differenza tra la Tensione distribuita e la Tensione neutra dell'acqua (u).

$$\sigma' = \sigma - u$$

La Tensione efficace è responsabile del comportamento del terreno, influenzando la resistenza al taglio e definendo la deformabilità.

La Tensione VERTICALE si calcola rispetto alla verticale del terreno.



$$\sigma = \gamma \cdot z ; u = \gamma_w \cdot z_w$$

$$\sigma' = \sigma - u = \gamma z - \gamma_w z_w$$

in condizioni stazionarie e riposo con piano campagna uguale al piano di falda.

La tensione ORIZZONTALE si valuta in funzione della storia del terreno. Esso dipende dal coefficiente k_0 , detto di spinta e riposo, che vale circa 0,5 per terreni normalconsolidati. In terreni sovraconsolidati si arriva a $k_0 = 3$.

$$\sigma_h' = k_0 \sigma_v'$$

da cui si ottiene

$$k_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

La tensione distribuita orizzontale è data dalla Teoria delle Tensioni efficaci: $\sigma_h = \sigma_h' + u$.

Il coefficiente di spinta e riposo è legato al RAPPORTO DI SOVRACONSOLIDAZIONE OCR, ovvero

il rapporto tra la tensione verticale efficace massima (o di smervimento) e la tensione verticale efficace a riposo (o attuale).

$$OCR = \frac{\sigma_{v, \max}'}{\sigma_{v_0}'}$$

⑤ IDRODINAMICA

Lo studio della dinamica dei fluidi si basa sulla conservazione di energia e sulla permeabilità di un terreno.

La conservazione di energia ribadisce la costanza nella sommatoria tra energie potenziale, cinetica e di pressione dell'acqua, ovvero

$$mgz + Sw + \frac{1}{2}mv^2 = \text{costante}$$

(potenziale + spinta + cinetica)

→ nell'unità di massa e dividendo per l'accelerazione di gravità si ottiene la legge di BERNOULLI

$$H = z + \frac{u}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

definendo H come carico idraulico.

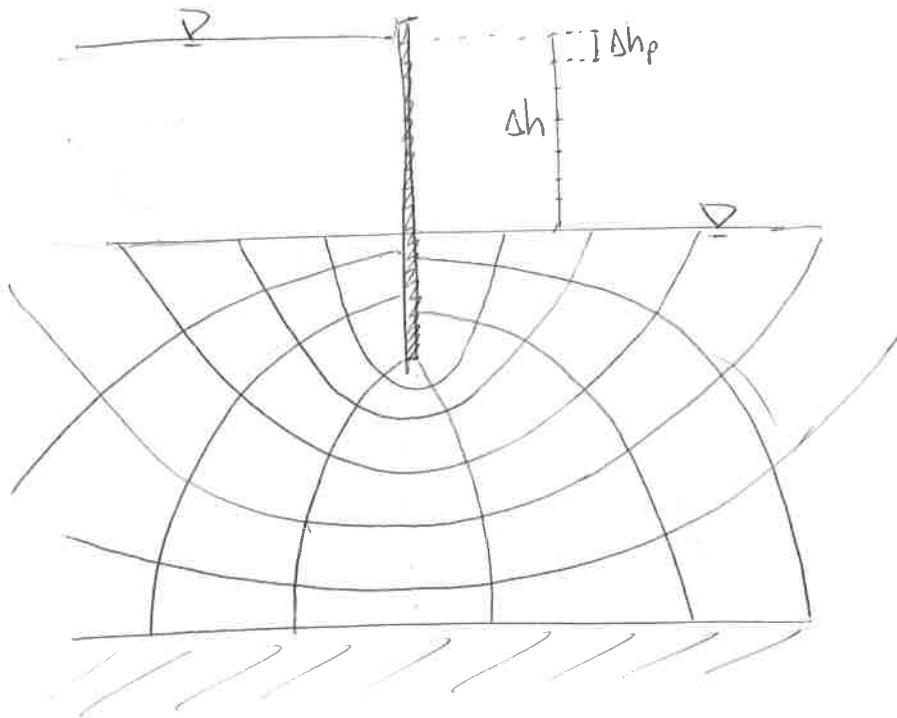
Definendo il gradiente idraulico come il rapporto tra la perdita di carico nell'unità di lunghezza $i = \frac{\Delta h}{L}$, si pone la velocità di filtrazione proporzionale al coefficiente di permeabilità k , quindi si ha la legge di DARCY come

$$V = k \cdot i$$

da cui si ottiene la portata di filtrazione $Q = A \cdot k \cdot i$ nell'unità di profondità (terza dimensione).

Maggiore è la finezza, minore sarà il ~~gradiente~~ coefficiente k ($\approx 10^{-7}$), viceversa è maggiore nelle sabbie ($\approx 10^{-3}$)

L'idrodinamica studia in particolare le condizioni di FLUSSO CONFINATO, o sifonamento, ovvero le condizioni per cui la Tensione efficace è nulla per aumento di pressione neutra u , quindi si ha perdita di resistenza a taglio. Il terreno diventa fluido e defluisce con l'acqua.



Nella rappresentazione del problema si pongono arbitrariamente linee di flusso ed equipotenziali perpendicolari tra loro, e formare le RETE DI FILTRAZIONE.

Si considerano N_f TUBI DI FLUSSO e N_e SALTI EQUIPOTENZIALI. La perdita parziale è valutata ogni salto equipotenziale come

$$\Delta h_p = \frac{\Delta h}{N_e} \quad \text{dividendo schematicamente } \Delta h \text{ per il numero di } N_e.$$

Per ogni punto della rete si considera una perdita pari all'equipotenziale rispetto la perdita Totale; se ne valuta una portata dalla legge di Darcy

$$Q = N_f \cdot k \cdot \frac{\Delta h}{N_e} \quad \text{e una verifica al sifonamento nella zona di valle ~~si~~ analizzando le pressioni$$

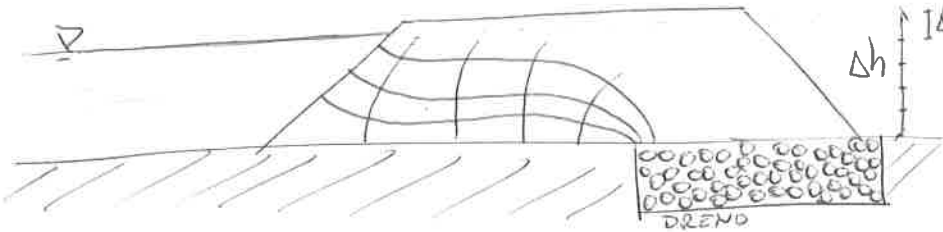
neutrali: se $u \leq \sigma_v$ allora non si ha sifonamento.

Un'analisi simile si effettua per il FLUSSO

NON CONFINATO

Il Tracciamento della RETE
DI FILTRAZIONE dipende dal

l'individuazione
della "top flow line",
ovvero il Tubo di
flusso più superficiale
fino al dreno.



La valutazione delle perdite e delle portate si
~~va~~ effettua allo stesso modo del flusso confinato,
eseguendo sempre la legge di Darcy attraverso un
coefficiente di permeabilità α caratteristico del terreno
permeabile attraversato.

Una Terza legge dell'idrodinamica è la legge di
CAPLACE; questa è posta dalla continuità di flusso
e conservazione delle masse $Q_{in} = Q_{out}$ e
ponendosi nel piano bidimensionale (x, y) . Si
analizza un qualsiasi corpo isotropo per cui

$i_x = \frac{\partial h}{\partial x}$; $i_y = \frac{\partial h}{\partial y}$ le derivate seconde dei termini

$$\frac{\partial i_x}{\partial x} = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} ; \frac{\partial i_y}{\partial y} = \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$$

porta a

$$\boxed{\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0}$$

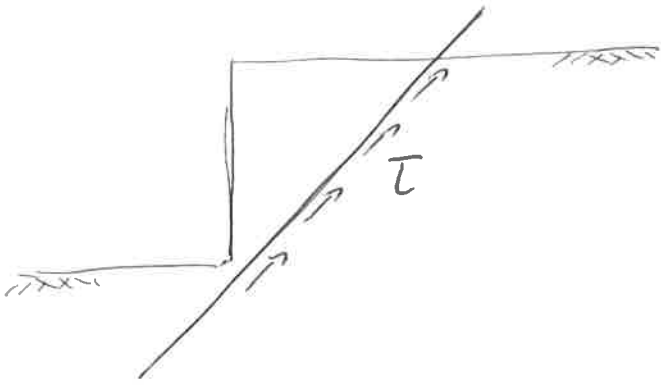
che garantisce il moto stazionario in ogni punto.

In termini di "laplace" si ha
il differenziale bidimensionale

$$\boxed{\nabla^2 h = 0}$$

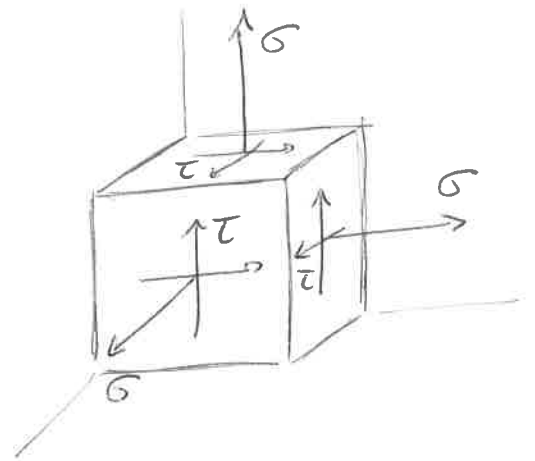
⑤ TAGLIO

Lo sforzo di Taglio è dato dallo scorrimento lungo una ~~superf~~ superficie in cui si supera la resistenza chimico-fisica.

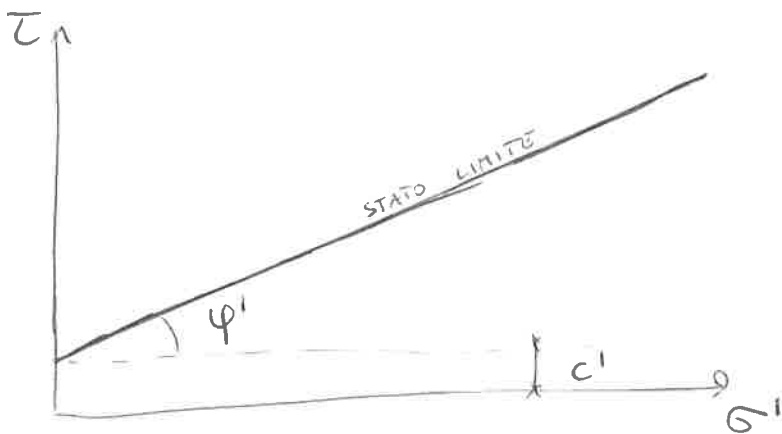


la linea è detta SUPERFICIE DI SCORRIMENTO ed è ipotizzata dallo stato limite delle tensioni

Comfrontando un elemento infinitesimo di terreno si hanno



Il criterio di rottura di Coulomb trova le condizioni di stato limite lungo la retta

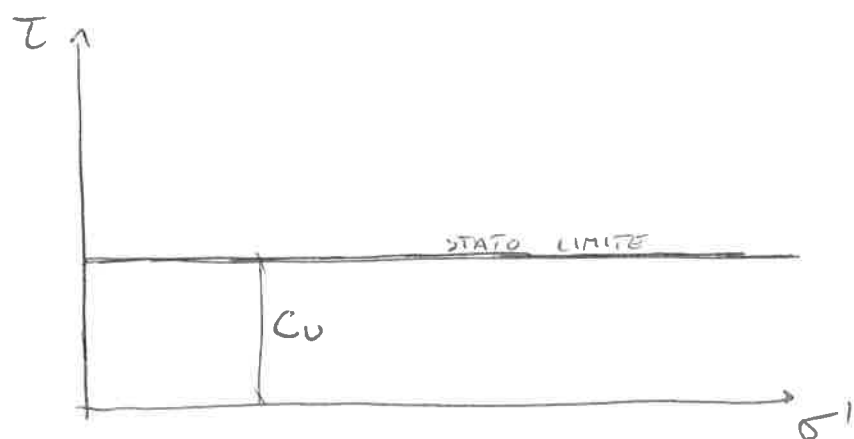


data dall'equazione del Taglio valutato a lungo Termine

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

dove i parametri caratteristici del terreno sono c' = coesione e φ' = angolo di Taglio

Visto che terreni a grana fine come argille hanno comportamenti diversi nel tempo, un'analisi a Breve Termine porta al grafico



secondo la legge

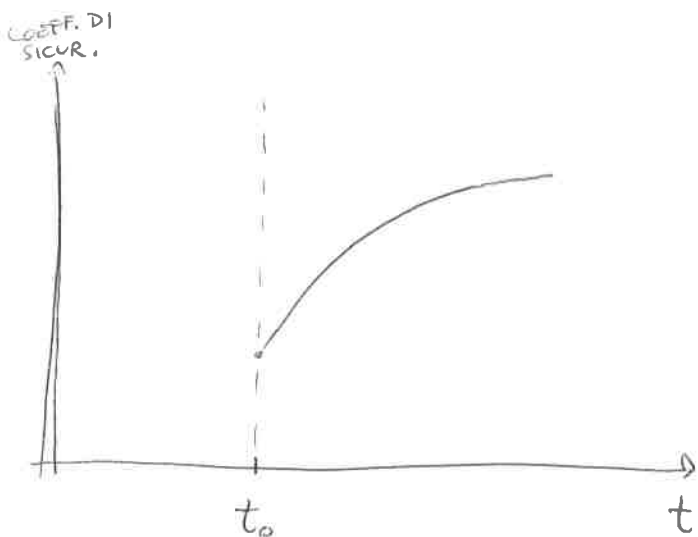
$$\tau = c_u$$

Per cui i parametri fisici per le argille risultano

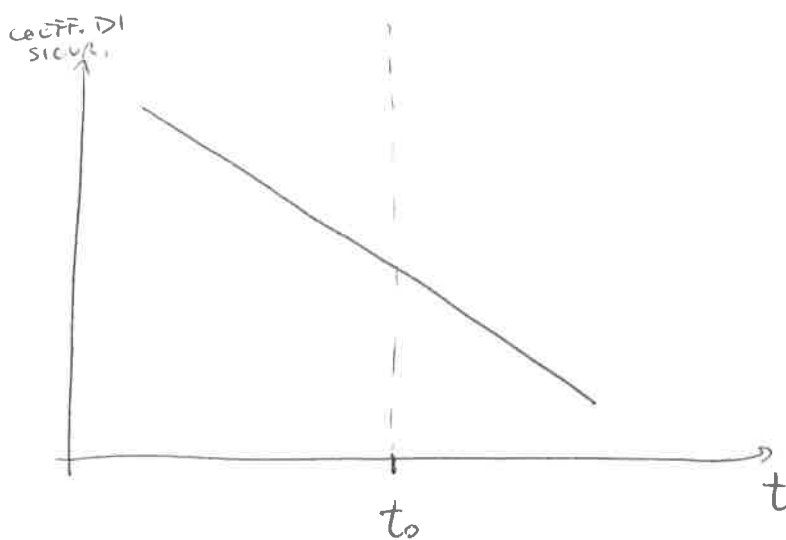
$$\begin{cases} c' = c_u \\ \psi' = 0^\circ \end{cases}$$

Per questo c_u è chiamata condizione non drenata, quindi restano incognite le pressioni neutre u .

Se un'opera viene costruita in un terreno fine è necessaria ~~avuta~~ un'analisi a breve termine perché il coefficiente di sicurezza aumenta col tempo; se un'opera viene costruita in un terreno grossolano è necessaria un'analisi a lungo termine perché il coefficiente di sicurezza diminuisce col tempo.



Breve Termine



lungo Termine

⑥ INDAGINE

L'indagine delle caratteristiche del Terreno in un sito si effettua su un VOLUME SIGNIFICATIVO, cioè un volume di Terreno che col suo comportamento influenza il comportamento di un'opera. Quindi esiste una stretta dipendenza con carico e geometria dell'opera e con la storia Tensionale del Terreno stesso.

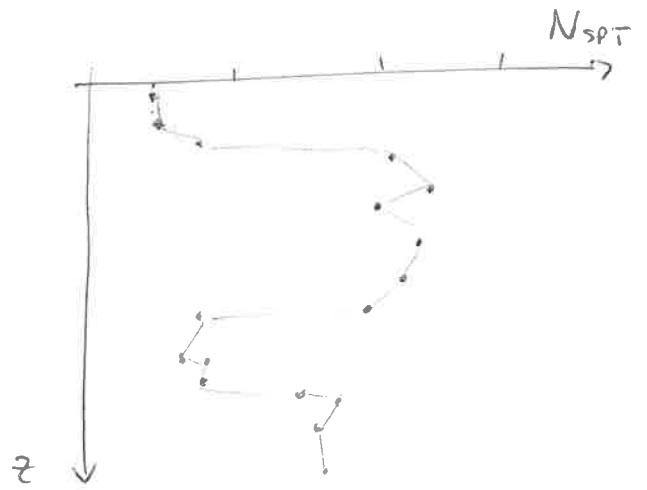
La prima caratteristica del Terreno sottostante un'opera è la stratigrafia, ovvero la sua composizione in funzione della profondità. I mezzi sono DIRETTI, come scavi o perforazioni, oppure INDIRETTI, con indagini geofisiche. Metodi di perforazione vengono scelti in base alla finezza delle grana: percussione, rotazione o trivellazione.

Nell'analisi delle proprietà chimico-fisiche si effettuano delle prove che possono essere in LABORATORIO, tramite campioni alterati dal rimarraggiamento, oppure in sito, tramite l'uso di mezzi senza alterare il Terreno stesso.

Le sperimentazioni in sito sono

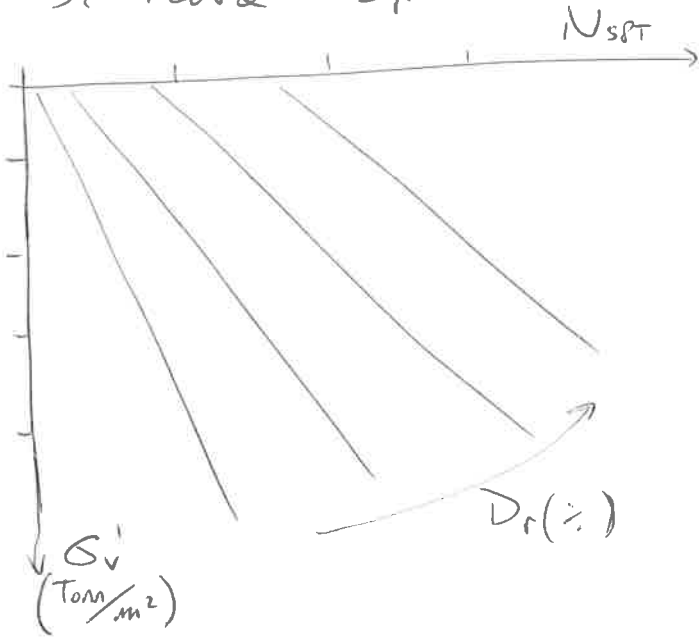
- la prova SPT (standard penetration test) consiste nel colpire un'asta nel terreno e valutare la finezza del volume significativo. È una prova discontinua, non diretta. Il risultato ottenuto, quindi, è un numero di colpi N_{SPT} da valutare in relazione alla profondità.

Immediatamente si rileva una stratigrafia del sottosuolo differenziando terreni più o meno addensati, per cui la prova risulta efficace per grane grossolane.

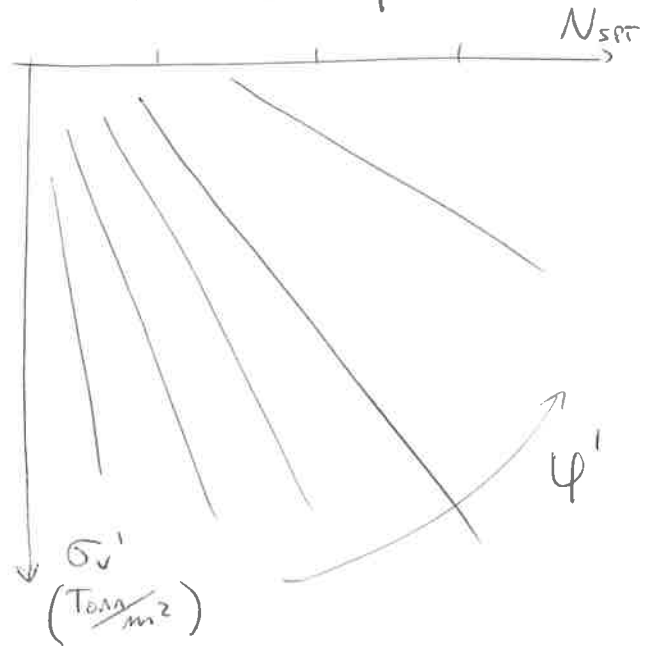


Tramite abachi di correlazione si riscontrano gli altri risultati utili.

Si Trova D_r

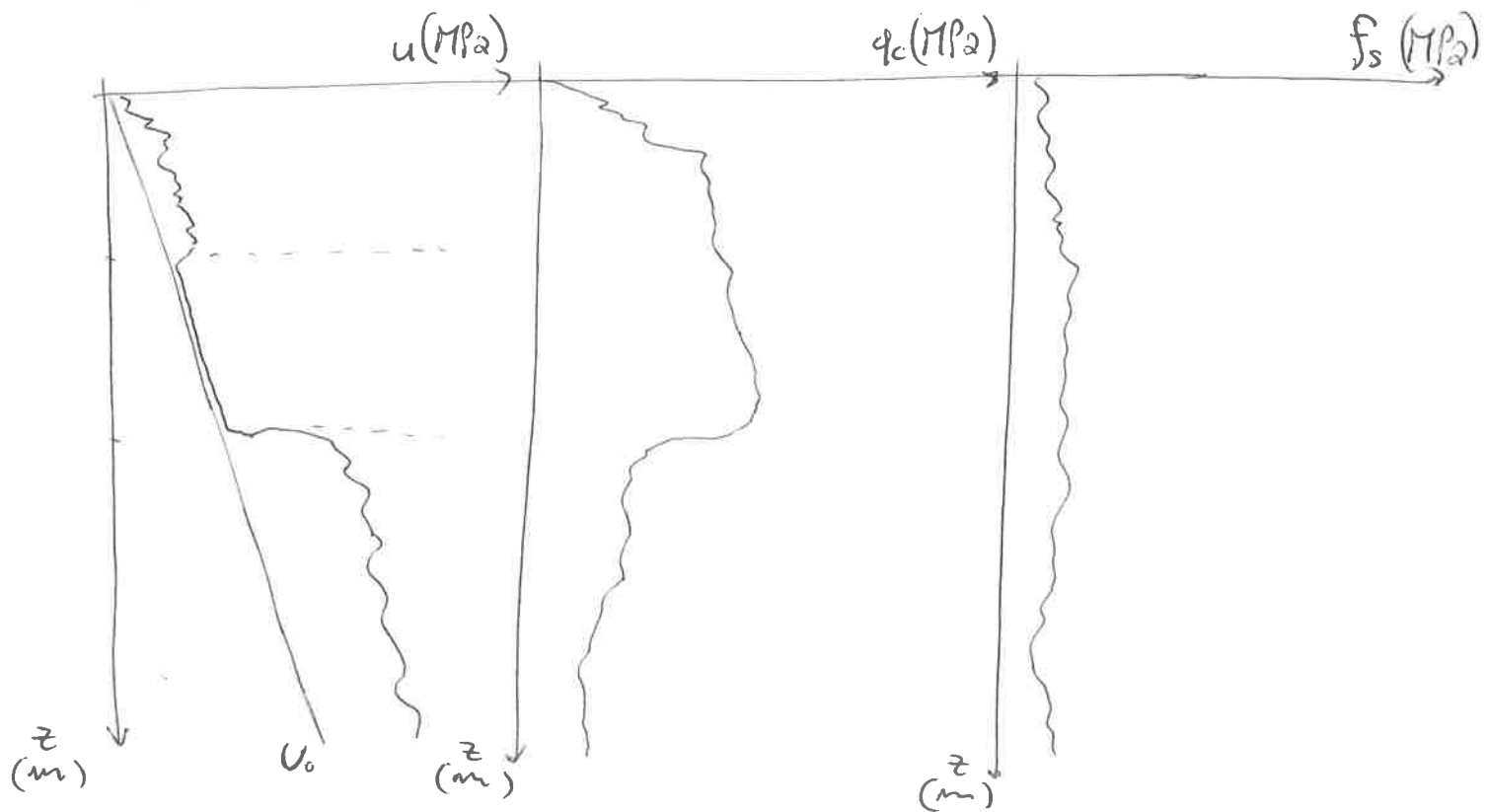


Si Trova φ'



- Le prove CPT (come penetration test) simile alla prova SPT ma con un penetratore a cono e mezzi più pesanti, capace di maggiori profondità. È caratterizzato da una resistenza alla punta (q_c) e da una resistenza laterale (f_s). Questa prova permette di valutare anche le pressioni neutre u , quindi è utile anche per terreni argillosi ed analisi a breve termine.

Le correlazioni con altri parametri sono simili alla prova SPT, ponendo i valori q_c ed f_s al posto di N_{SPT} . La valutazione in profondità può essere effettuata in tre grafici diversi.



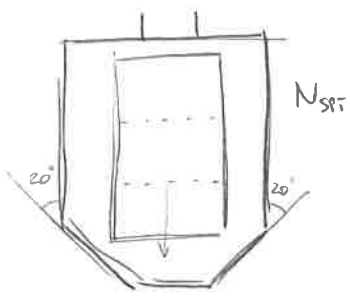
- Le prove DMT (flat plate dilatometer Test) consiste nell'immissione di una sonda, raggiunto il punto in esame avviene un rigonfiamento per inserimento di aria e se ne valuta la dilatazione. Una prima pressione P_0 si misura per l'inizio del movimento, una seconda pressione P_1 si misura per l'espansione di 1,1mm della membrana.

In funzione della profondità si possono ricevere tutti i parametri necessari allo studio fisico-chimico sia per grane grosse che per grane più fini.

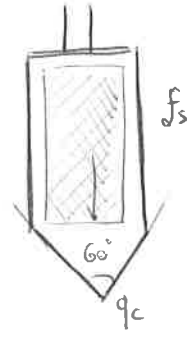
• La prova SCISSOMETRICA
 permette la valutazione delle condizioni non
 drenate C_u tramite la resistenza alle rotazioni
 di palette disposte a croce -
 si ha rottura del terreno
 ingobbato sia superiormente,
 sia inferiormente che lateral-
 mente lo scissometro;
 quindi forte rimaneggiamento.

$$C_u = \frac{6 M_{max}}{\pi D^2 (D + 3H)}$$

penetratore
SPT



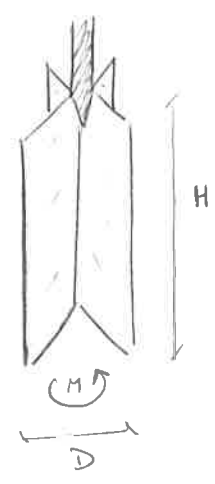
penetratore
CPT



leme DMT

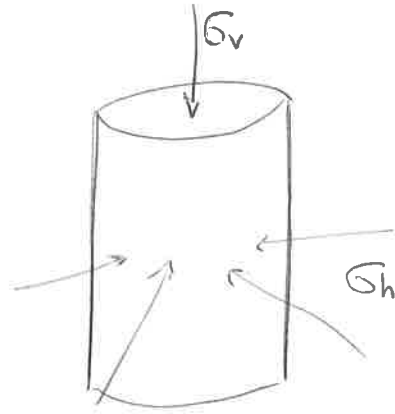
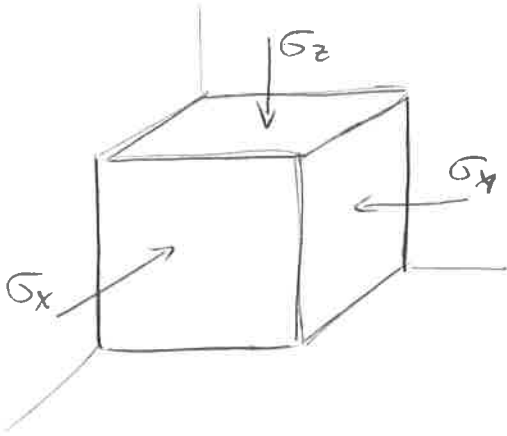


scissometro



⑦ PROVA TRIASSIALE

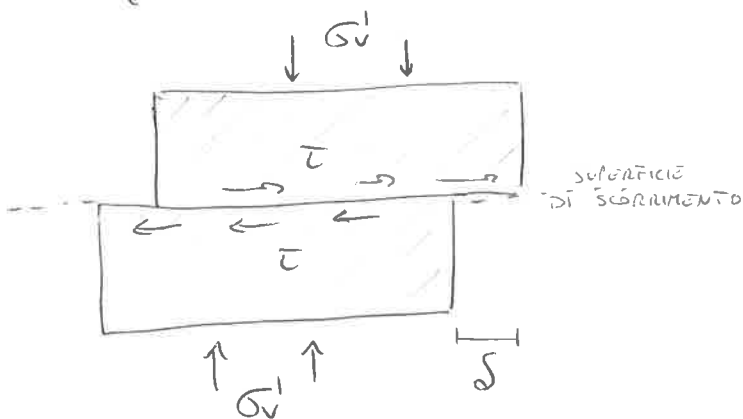
La prova triassiale è così definita perché valuta le tensioni sui tre assi dello spazio, ponendo uguali le tensioni orizzontali σ_x e σ_y , quindi è detta cilindrica dallo studio del terreno.



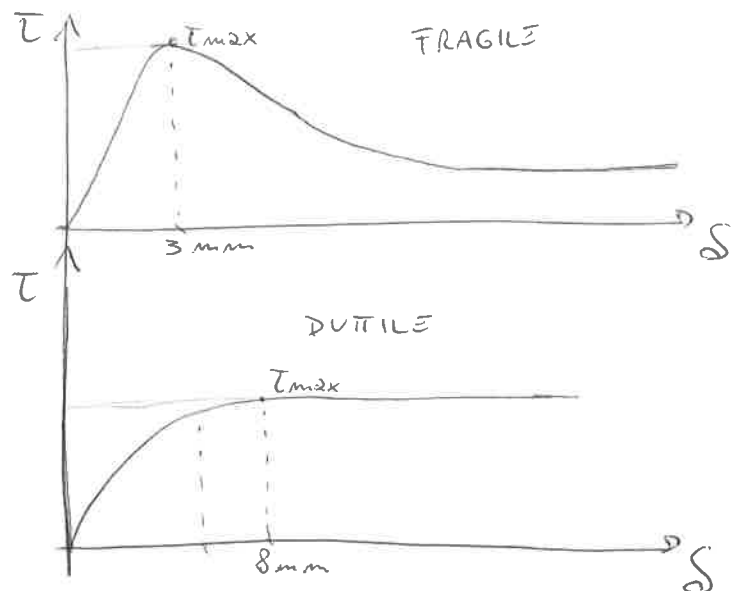
La prova è a velocità controllata in genere e si divide in

- CD consolidata e drenata
- CV consolidata e non drenata
- UU non consolidata e non drenata

La prova di Taglio diretto CD analizza il comportamento del provino sottoposto a sforzo di taglio, dopo essere stato drenato, in funzione della sua deformazione (δ).



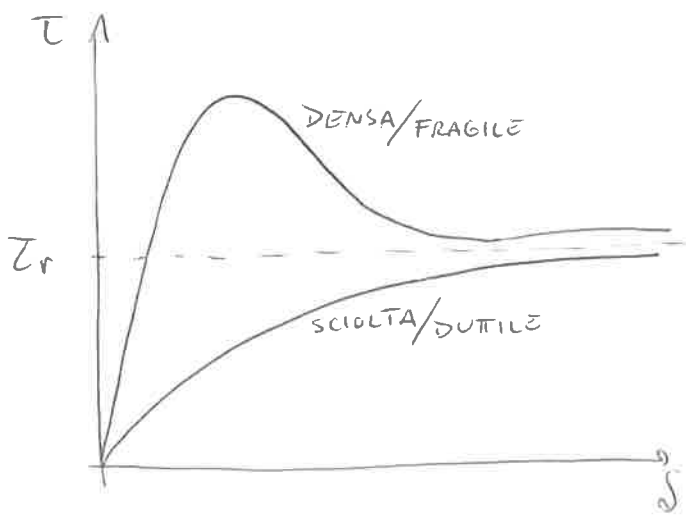
sono note le pressioni neutre e si valutano le tensioni efficaci



In primo luogo si evidenzia un comportamento fragile oppure duttile, in presenza di un picco della Tensione e un residuo inferiore si parla di terreno fragile, perché il picco rappresenta una rottura, mentre il valore massimo del terreno duttile è un suo smorzamento.

Dal valore di picco si differenzia un terreno sovraconsolidato (OC) da uno normalconsolidato (NC), perché quest'ultimo presenta una tensione ridotta.

Lo studio delle sabbie porta alla classificazione della densità.



Una sabbia densa tenderà a sciogliersi, una sciolta tenderà ad addensarsi, entrambe verso un valore residuo τ_r .

La prova non drenata (CU) non prevede una fase di drenaggio prima dell'analisi, quindi ~~non~~ si riescono a valutare le pressioni neutre u . Questa caratteristica permette di studiare terreni argillosi a breve termine.

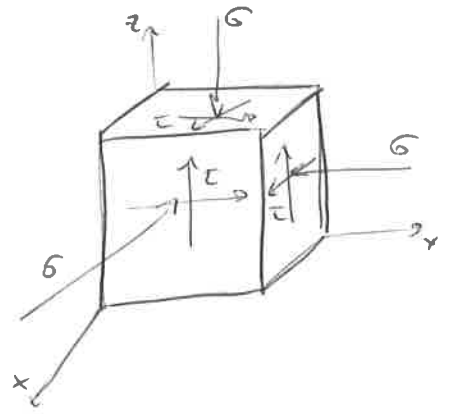
La prova non consolidata (UU) non prevede né una fase di consolidazione né una fase ~~consolidazione~~ drenata, la velocità della prova consente di definirla quick test ed è applicabile a terreni fini a breve termine. La caratteristica principale è la costanza nella differenza tra tensione orizzontale e tensione verticale.

La prova Triassiale prevede due fasi principali

- fase di CONSOLIDAZIONE, durante la quale si ha drenaggio dell'acqua riducendo l'indice dei vuoti e ed aumentando la consolidazione;
- fase di APPLICAZIONE, durante la quale si ha l'applicazione degli sforzi a velocità molto ridotte con cui analizzare le deformazioni.

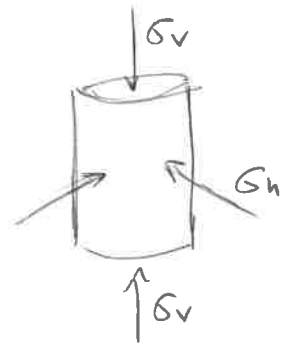
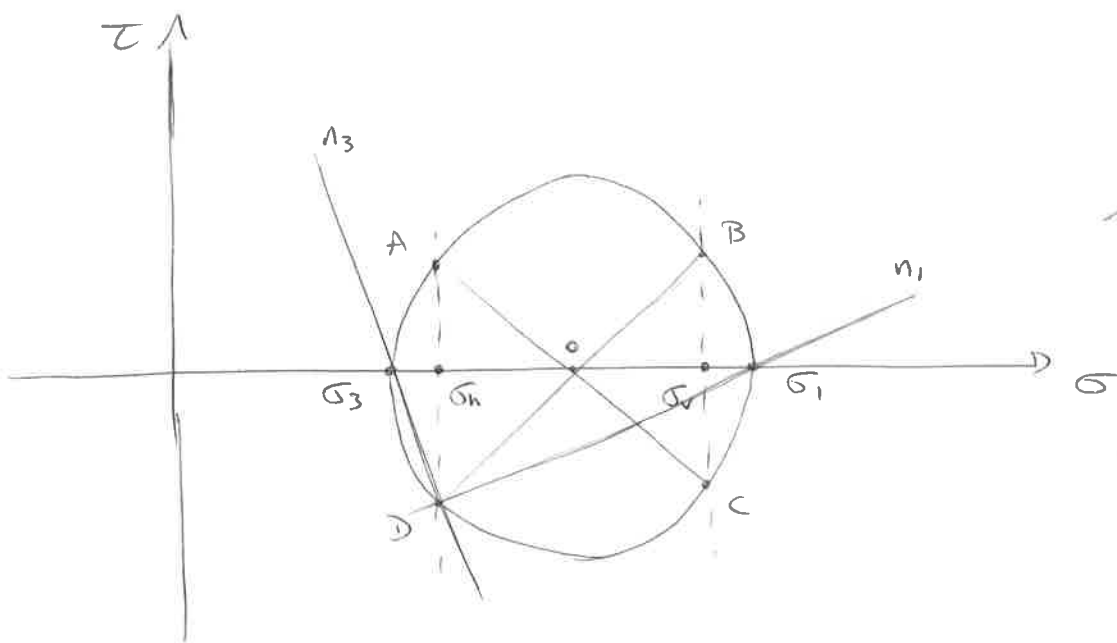
⑧ CERCHIO DI MOHR

Secondo l'analisi Tensionale di un elemento infinitesimo si evidenziano σ e τ nei tre piani dello spazio (x, y, z)



L'utilizzo del cerchio di Mohr consente di trovare le Tensioni, e rispettive direzioni, principali sul piano (σ, τ) .

Volutando gli sforzi verticali e orizzontali, si rappresentano sulle rette delle σ normali.



ottenute le Tensioni principali è possibile ricavare il valore degli invarianti

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

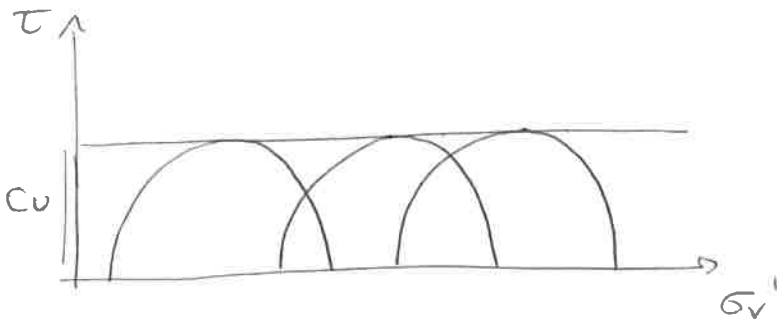
indifferentemente tra Tensioni efficaci o distribuite

Più cerchi di Mohr in una sola prova identifica il provino, in particolare la sua risposta alla sollecitazione.

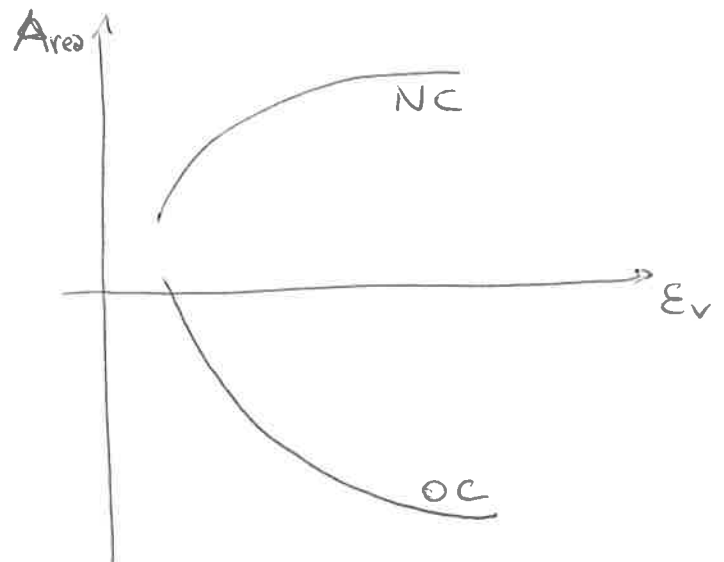
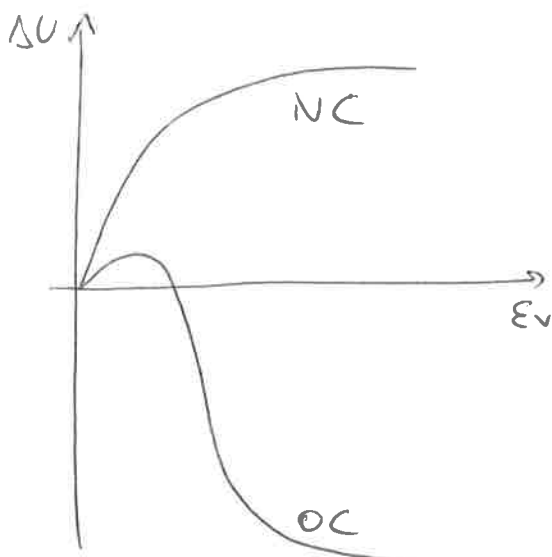
ARGILLA NC a lungo Termine



ARGILLA a Breve Termine



La legge di Skempton per prove CU: $\Delta U = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$
 differenzia argille NC da argille OC.

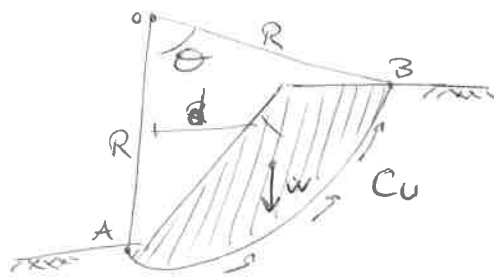


(19) STABILITÀ SCARPATA

La teoria del taglio nella superficie di scorrimento è applicata nello studio del fattore di sicurezza di una scarpata, come rapporto tra un momento resistente ed un momento destabilizzante.

$$\bar{T}_s = \frac{M_R}{M_d}$$

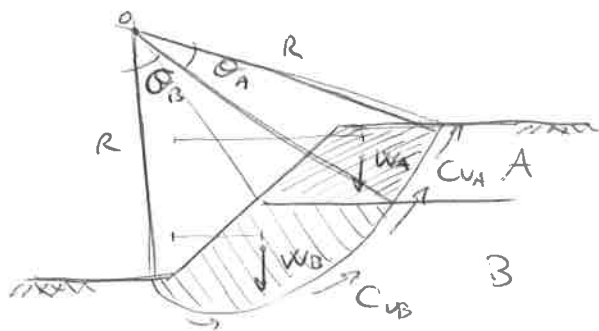
Il caso più semplice è quello della scarpata omogenea, con un terreno di peso w sulla superficie di scorrimento.



$$\bar{T}_s = \frac{C_u \cdot R^2 \theta (\text{rad})}{W \cdot d}$$

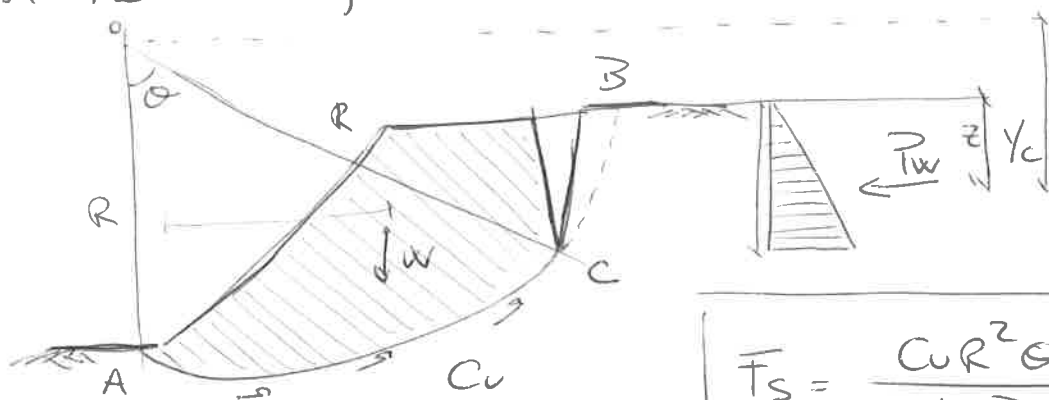
La superficie di scorrimento, inizialmente incognita, si trova dalla formula ponendo $\bar{T}_s = 1$ quindi dove si ha rottura per taglio.

Si ha anche il caso di un terreno disomogeneo stratificato.



$$\bar{T}_s = \frac{R^2 (C_{uA} \theta_A + C_{uB} \theta_B)}{W_A d_A + W_B d_B}$$

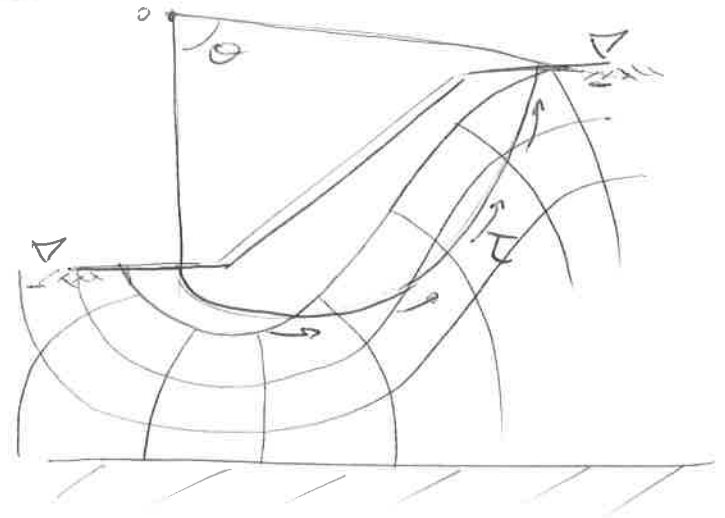
In presenza di crack tensionali sulla piano campagna si ha un'influenza sulla stabilità negativa.



$$\bar{T}_s = \frac{C_u R^2 \theta}{W d + P_w Y_c}$$

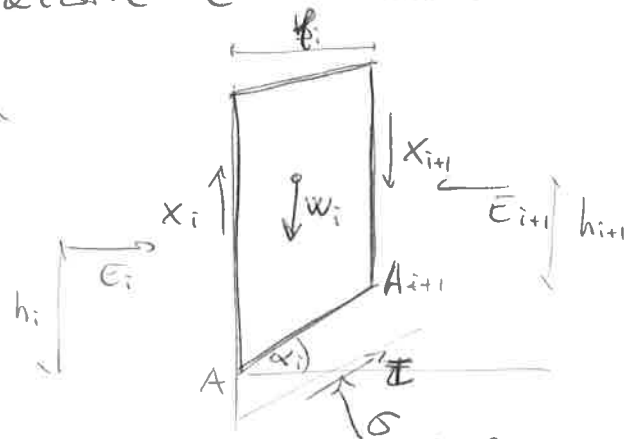
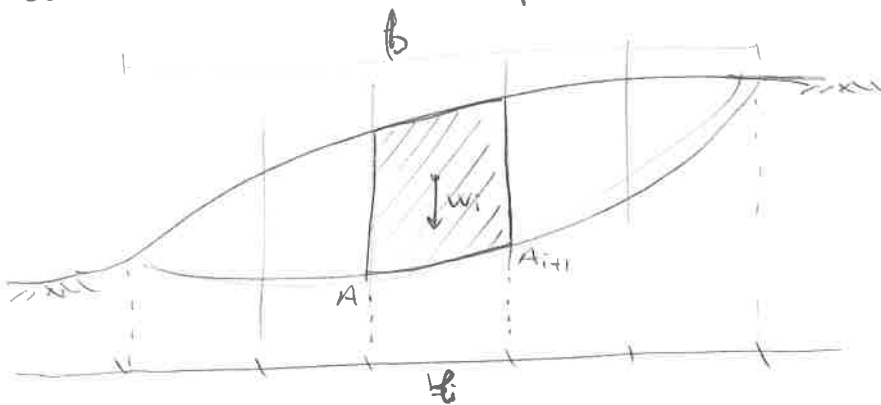
Per studiare un terreno a lungo termine bisogna tenere conto di più parametri, per cui si utilizza il METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE secondo delle ipotesi semplificative:

- fattore di sicurezza uguale per tutte le superficie;
- comportamento rigido plastico;
- rottura contemporanea nella superficie.



Il fattore di sicurezza si ottiene secondo l'equilibrio dei corpi rigidi, per le equazioni di rototraslazione -

Il METODO DELLE STRISCE prevede la suddivisione arbitraria del terreno in strisce, collegate fra loro secondo un principio di azione e reazione -

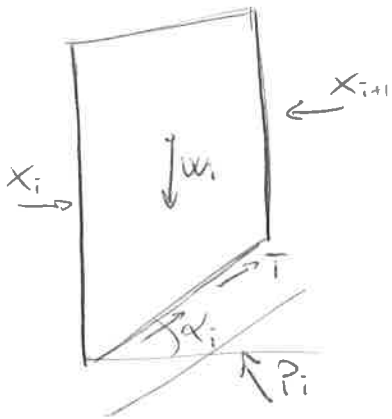


Ogni striscia ha il suo equilibrio, ma ponendole infinitesime si ha per n strisce

$$F_s = \frac{\sum_n (c'p + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi')}{\sum_n (W \sin \alpha)}$$

Un altro metodo è detto METODO DI BISHOP ipotizzando sforzi orizzontali invece che verticali.

Si basa sulle stesse divisione in strisce ma la soluzione segue un processo iterativo avendo incognite T_s e la spinta P_i .



$$\bar{T}_s = \frac{\sum_n (c' + (P - u) \tan \phi')}{\sum_n (W \sin \alpha)}$$

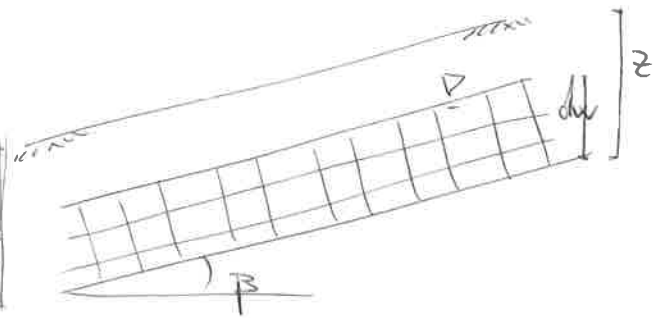
mentre le spinte ~~P~~ risultano

$$P = \left| \left(W - \frac{1}{\tan \alpha} (c' \sin \alpha - u \tan \phi' \sin \alpha) \right) l_m \right|$$

Il METODO INDEFINITO si basa sulla ipotesi di un pendio infinito avente stesse proprietà in qualsiasi profondità.

Il caso generale si ha se $dw < z$

$$\bar{T}_s = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \beta - dw \gamma_w \cos^2 \beta) \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta}$$



Il primo caso particolare è se $c'=0$ e $dw=0$

$$\bar{T}_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad \text{senza acqua}$$

Il secondo caso particolare è se $c'=0$ e $dw=z$

falda in superficie

$$\bar{T}_s = \frac{(\gamma - \gamma_w) \tan \phi'}{\gamma \tan \beta}$$

10 OPERE DI SOSTEGNO

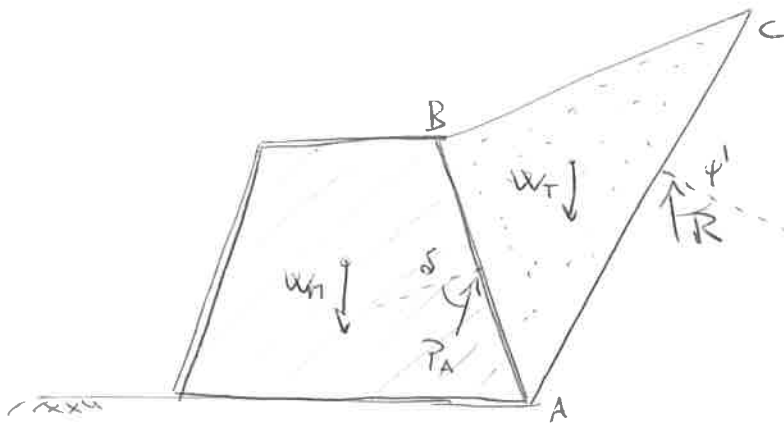
15

Opere in grado di contrastare le spinte esercitate su un fronte instabile di terreno.

Si classificano in flessibili o rigide, nel tempo permanenti o temporanee. Le tipologie principali sono: muri di sostegno, paratie, particolari, scavi armati.

I muri a gravità sono strutture rigide permanenti in cui la stabilità è assicurata dal peso proprio. Questa viene valutata secondo la TEORIA DI COULOMB, seguendo le ipotesi:

- superficie di scorrimento piana;
- masse del terreno in equilibrio plastico.



gli angoli
($\phi' =$ angolo del Taglio
 $\delta =$ angolo resistenza muro - terreno
 $\frac{\phi'}{2} < \delta < \frac{2\phi'}{3}$)

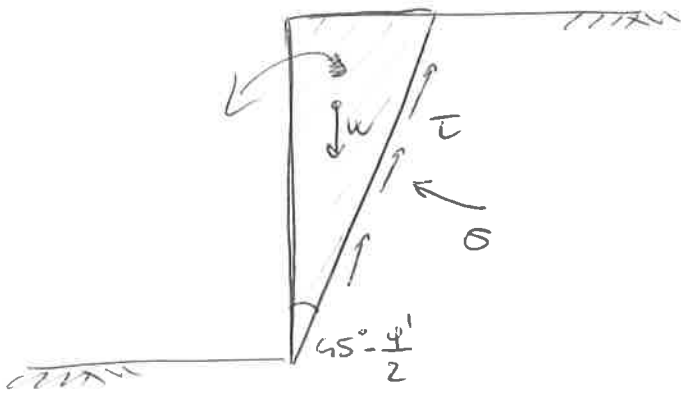
La TEORIA DI RANKINE aggiunge ulteriori ipotesi semplificative alla Teoria di Coulomb:

- terreno orizzontale;
- pareamento del muro verticale.

A ~~seg~~ seconda di come è bilanciata la spinta risultante, si divide in spinta attiva o spinta passiva.

la spinta attiva

la spinta passiva

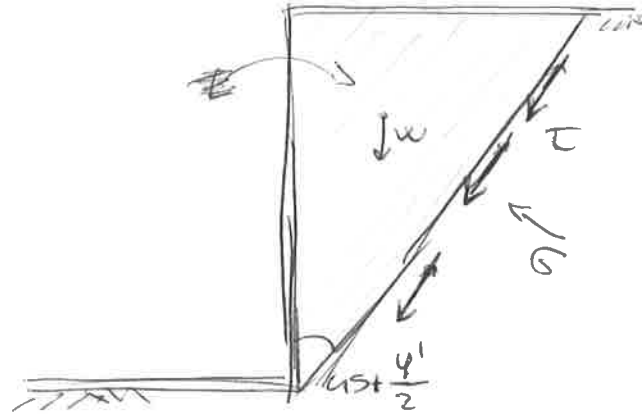


Tensione orizzontale A

$$\sigma_{HA} = \sigma_v' \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$$

coefficiente di spinta A

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$$



Tensione orizzontale P

$$\sigma_{HP} = \sigma_v' \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$$

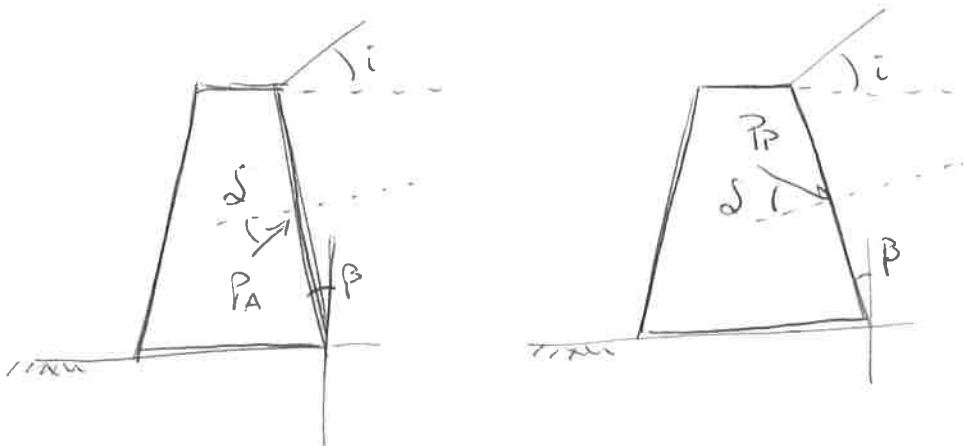
coefficiente spinta P

$$K_P = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Nella Teoria di Coulomb, secondo gli studi di Muller-Breslau, si ottengono i calcoli delle spinte secondo i coefficienti

$$K_{\frac{A}{B}} = \frac{\cos^2(\phi' \mp \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta \pm \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' \mp i)}{\cos(\beta \pm \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

secondo lo schema generale



eliminando il vincolo di ortogonalità ~~della~~ del Terrapieno e del paramento.

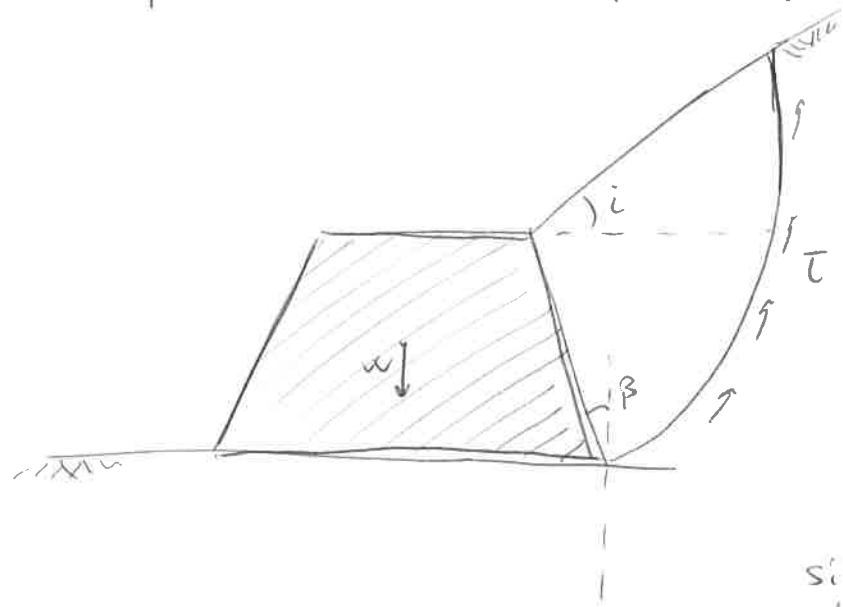
Timore è stato analizzato il caso di un terreno ~~senza~~ senza coesione tramite la legge $\tau = \sigma' \tan \phi'$, un terreno con coesione non nulla presenta la legge $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$, quindi le spinte saranno

$$\begin{cases} \sigma_{hA} = \sigma_v' \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \sigma_v' K_A - 2c' \sqrt{K_A} \\ \sigma_{hP} = \sigma_v' \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) = \sigma_v' K_P + 2c' \sqrt{K_P} \end{cases}$$

La TEORIA DI CAQUOT - KERISEL pone ulteriori ipotesi seguendo un calcolo delle spinte tramite blocchi di correlazione - le ipotesi sono:

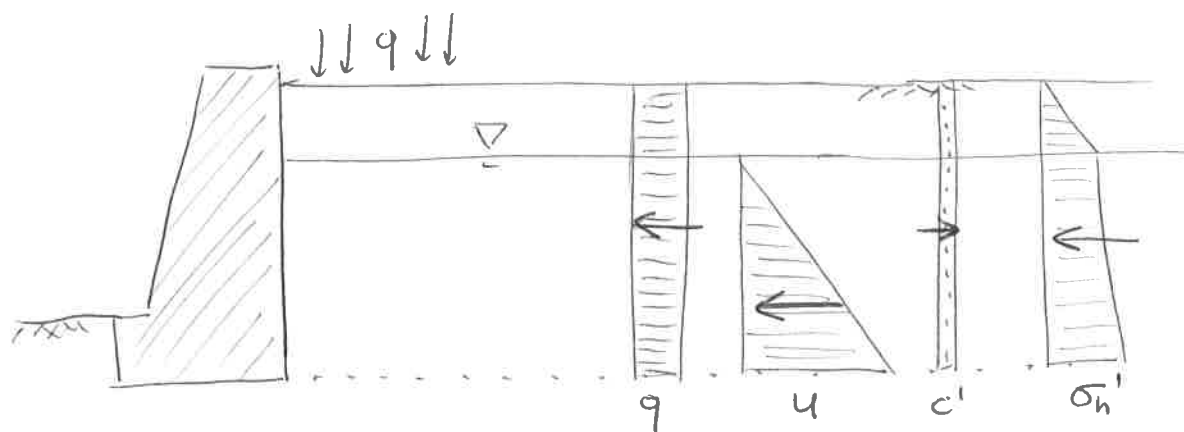
- superficie di scorrimento curvilinea;
- terreno in equilibrio limite;
- attrito muro-terreno;
- Terrapieno inclinato;
- paramento inclinato.

Questa teoria permette l'uso del coefficiente di spinta passiva più realistico rispetto agli altri metodi.



per angoli $\phi' = 30^\circ$
 si ha un $K_P = 6,2$;
 secondo Coulomb $K_P = 10,1$,
 secondo Rankine $K_P = 3$.

Nello studio delle spinte sono fondamentali il piano di falda e un eventuale carico distribuito, per cui sia



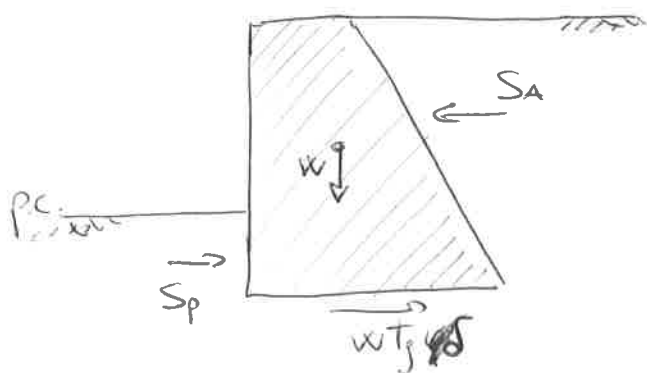
$$\sigma_{hA}' = \sigma_{v0}' K_A - 2C' \sqrt{K_A} + q K_A$$

in un terreno ~~isotropico~~ omogeneo

vera il coefficiente K_A secondo l'angolo φ' .

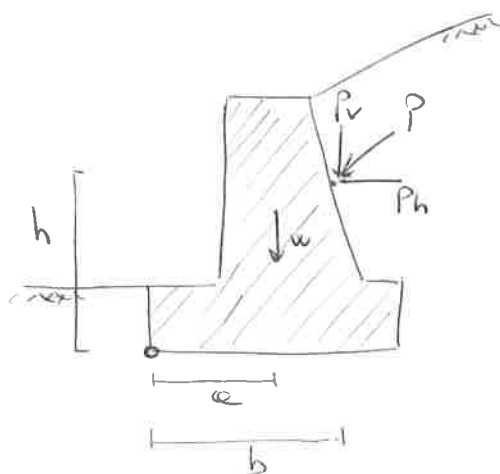
A seguito del calcolo delle pressioni e relative spinte, avviene la verifica di stabilità secondo una rotazione ed una traslazione.

TRASLAZIONE



$$F_s = \frac{(W + S_v) t_j d + C_\alpha \cdot B}{S_h} \geq 1,3$$

RIBALTAMENTO

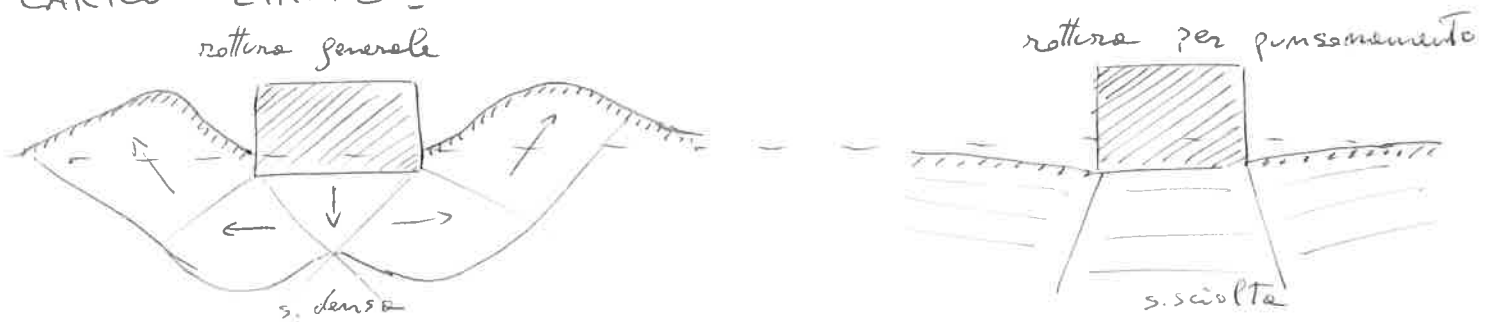


$$F_s = \frac{W \cdot e + P_v \cdot b}{P_h \cdot h - P \cdot b} \geq 1,5$$

(17) CAPACITÀ PORTANTE

Il calcolo della capacità portante di un'opera, che può essere a pilanti ~~o~~ isolati, a praticcio o a platea, richiede la ricerca del modo di rottura del terreno: per sabbie dense si ha una rottura generale, per sabbie sciolte si ha una rottura per punzonamento, per sabbie mediamente dense una rottura locale.

La capacità portante rappresenta il carico massimo applicato nel punto di maggior cedimento, detto CARICO LIMITE.



La ricerca del valore esatto del carico limite si effettua con la formulazione di BRINCH-HANSEN, analizzando geometria dell'opera, caratteristiche del terreno e carico superficiale di esercizio.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c S_c d_c i_c + q' N_q S_q d_q i_q + \gamma_w D$$

Dove il primo termine indica la geometria del terreno sollecitato, il secondo le coesine del terreno stesso ed il terzo il carico imposto. Ai termini noti si aggiungono coefficienti di correzione detti fattori di forma (S), fattore di profondità (d), fattore di inclinazione (i), coefficienti di capacità (N).

$$* q' = (\gamma - \gamma_w) D \text{ carico efficace}$$

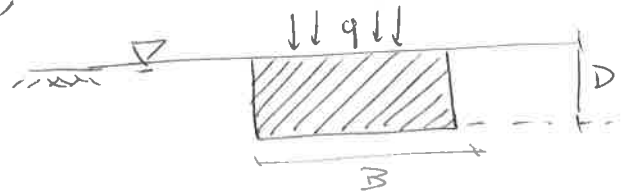
A breve Termine, ovvero per terreni argillosi, la formulazione si riduce in

$$q_{lim} = C_u N_c S_c d_c i_c + q$$

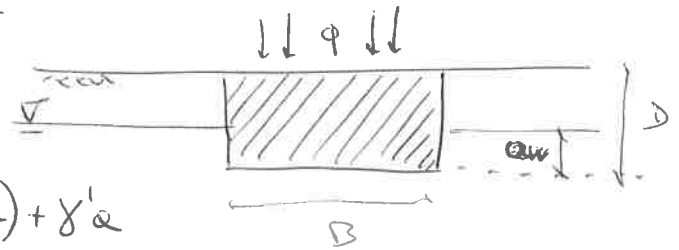
con i soli fattori del Termine di coesione.

Si analizzano tre casi possibili in base alla posizione della falda rispetto al piano campagna:

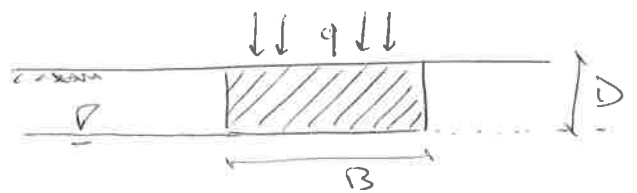
a) falda \equiv piano campagna, per cui si somma un Termine $\gamma_w D$ della spinta dell'acqua



b) falda tra piano campagna e piano di posa, per cui si somma il Termine $\gamma_w a_w$ e $q' = \gamma'(D-a) + \gamma'a$



c) falda sotto piano di posa, per cui non si ha l'influenza dell'acqua e $q' = \gamma'D = \gamma D$



Il fattore di sicurezza che si valuta è il rapporto tra il carico limite ed il carico di esercizio ed il suo valore minimo è in funzione dell'importanza dell'opera.

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_{es}}$$

In base alle frequenze di carico massimo, si ha per terreni omogenei una F_s compresa tra 2 e 3, per terreni eterogenei una F_s compresa tra 3 e 4.

• fattori di capacità

$$N_x = 2(N_q + 1) T_g \varphi'$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi'$$

$$N_q = T_g^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi T_g \varphi'}$$

• fattori di forma

$$S_x = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L}$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L}$$

$$S_q = S_x$$

• fattori di profondità

$$d_x = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c T_g \varphi'}$$

$$d_q = \begin{cases} \text{in } D \leq B & = 1 + 2 T_g \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B} \\ \text{in } D > B & = 1 + 2 T_g \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \text{arctg} \left(\frac{D}{B} \right) \end{cases}$$

• fattori di inclinazione

$$i_x = \left(1 - \frac{H}{V + BL \cotg \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c T_g \varphi'}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + BL \cotg \varphi'} \right)^m$$

In caso di eccentricità del carico d'esercizio si applica

la regola di Meyerhof:

$$\begin{cases} e_B = \frac{M_B}{V} \\ e_L = \frac{M_L}{V} \end{cases}$$

quindi le geometrie diventano

$$B^* = B - 2e_B ; \quad L^* = L - 2e_L$$

(12) PROVA EDOMETRICA

15

Tra le prove edometriche di un campione di terreno si studiano numerose proprietà fisiche, e partire dal MODULO CONFINATO, oppure EDOMETRICO, e grazie all'analisi dell'equazione del flusso confinato transitorio, composto dall'equazione di continuità:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e_0} \left(e \frac{\partial s}{\partial t} + s \frac{\partial e}{\partial t} \right)$$

Per le ipotesi di Terzaghi $\left(\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{\Delta v}{v_0} = -m_v \cdot \Delta \sigma' = \text{cost} \right)$:

- terreno saturo,
- unica direzione z ,
- particelle incompressibili,
- legge di Darcy,
- nessuna deformazione viscosa,
- permeabilità costante,
- compressibilità costante

si ottiene l'equazione di Terzaghi detta della

CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial s}{\partial t}$$

avendo $c_v = \frac{k_z}{\gamma_w m_v}$ detto

Coefficiente di consolidazione
[m²/sec]

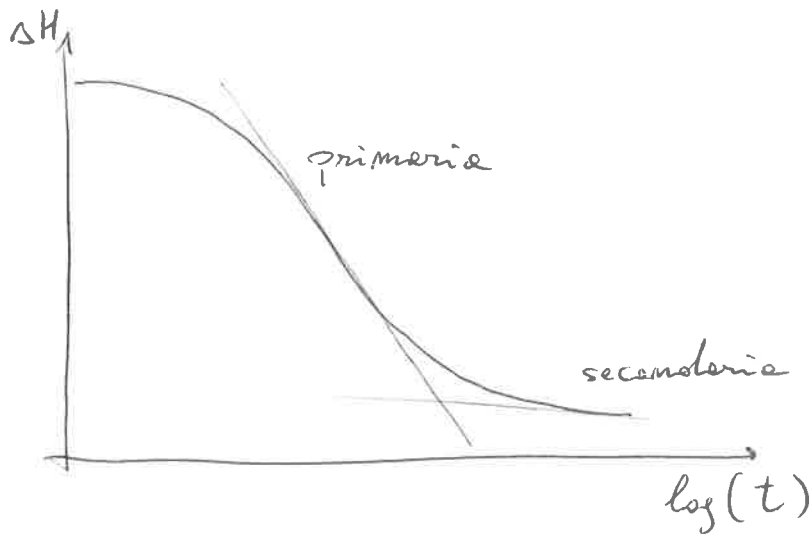
Il termine m_v è l'inverso del modulo edometrico e si definisce coefficiente di compressibilità

$$m_v = \frac{1}{M} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

La risoluzione del problema è data dalle condizioni al contorno, in funzione del grado di consolidazione U_z come rapporto tra pressioni dell'acqua dissipata e acqua da dissipare.

$$U_z = \frac{u_0 - u(t)}{u_0}, \quad \text{con } u(t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} (\sin(M) \cdot z) e^{-M^2 T_v}$$

La prova, quindi, si evolve nel tempo con una tensione verticale sollecitante costante; è detta prova di CREEP la curva cedimento/tempo

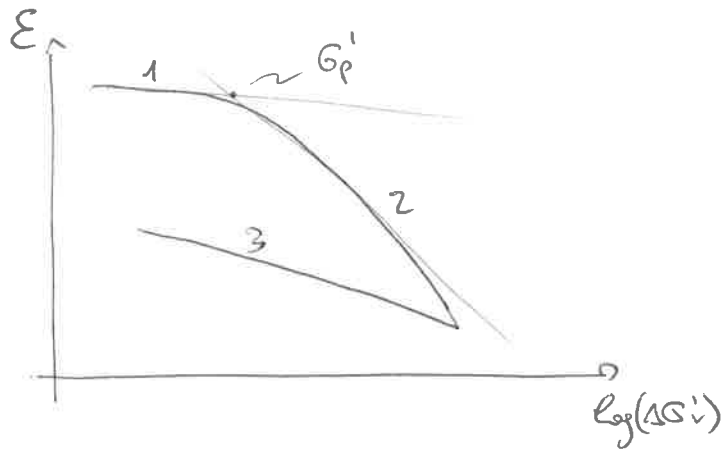


da cui si evidenziano due consolidazioni

Il coefficiente di consolidazione si valuta come analizzando il percorso di drenaggio e il tempo del creep.

$$C_v = \frac{T_v \cdot H^2}{t}$$

La CURVA di COMPRESSIBILITÀ presenta Tre rami



1. Tratto di ~~irreversibile~~ compressione
con pendenza RR

$$RR = \frac{\Delta E_v}{\Delta \log(\Delta \sigma'_v)}$$

2. Tratto di ~~irreversibile~~ compressione

$$CR = \frac{\Delta E}{\Delta \log(\Delta \sigma'_v)}$$

3. tratto di rigonfiamento (o scarico)

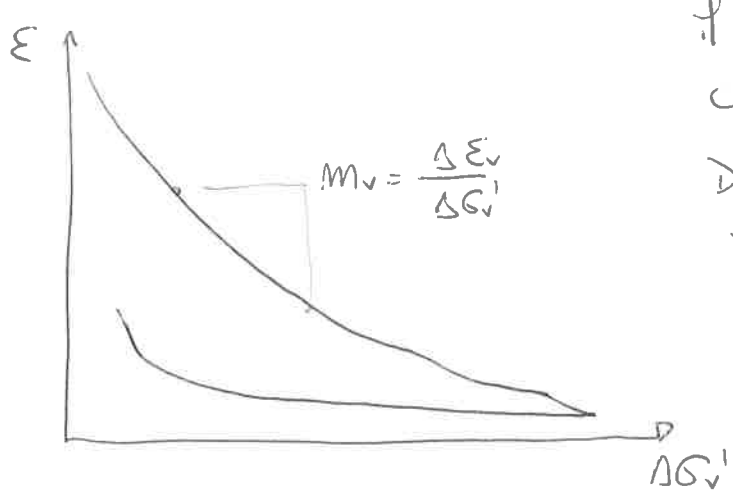
$$SR = \frac{\Delta E}{\Delta \log(\Delta \sigma'_v)}$$

In corrispondenza del ginocchio della curva si trova la Tensione di smorzamento σ'_p , secondo la quale si riceve il coefficiente di sovraconsolidazione

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}$$

- Terreno NC $\rightarrow OCR \approx 1$
- Terreno OC $\rightarrow OCR \gg 1$

La curva di compressibilità rimane identica se si pone il coefficiente dei vuoti e in funzione della Tensione; cambia invece se la scala logaritmica si pone naturale, dove la pendenza rappresenta il ~~modulo~~ coefficiente di compressibilità m_v .



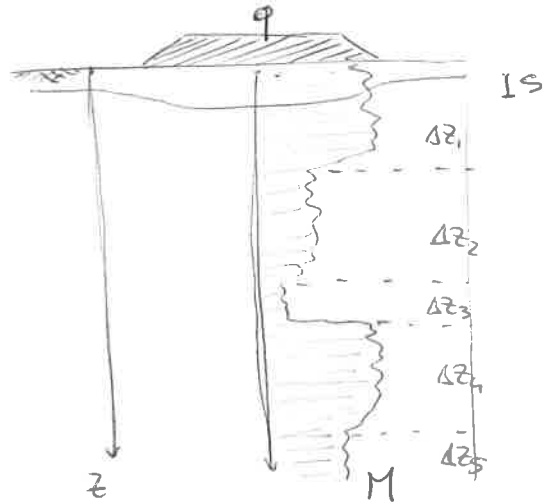
Da questa curva si ricava il modulo edometrico

$$M = \frac{1}{m_v} = \frac{\sigma'_v}{0,435 \cdot CR}$$

13 CEDIMENTI

Per calcolare l'entità di un cedimento verticale dovuto ad un carico in superficie, è necessario conoscere le caratteristiche fisiche del terreno espresse dal modulo di compressibilità. Dividendo il sottosuolo in parti omogenee si ottiene una formulazione generale del cedimento

$$S = \sum_i \frac{\Delta \sigma_v'}{M_i} \Delta z_i$$

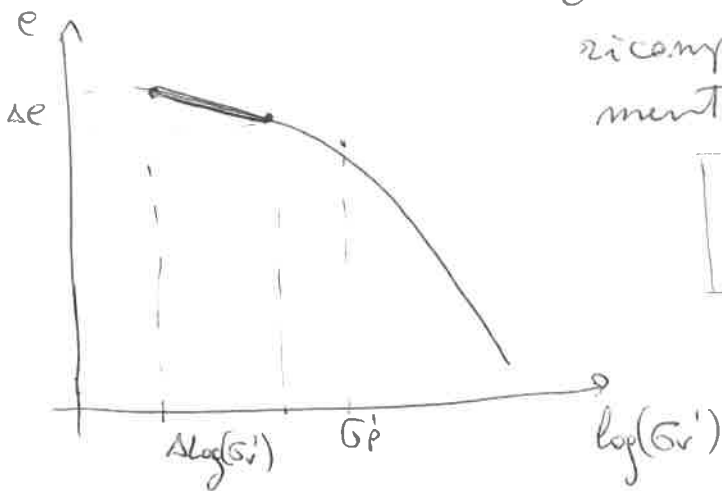


Per ogni tratto Δz del terreno si valuta un cedimento parziale

$$S_i = M_v \cdot \Delta \sigma_v' \cdot H_i$$

Per un'analisi più accurata è bene valutare il terreno dalle prove edometriche ricavandone i RAPPORTI DI COMPRESSIONE nei diversi casi:

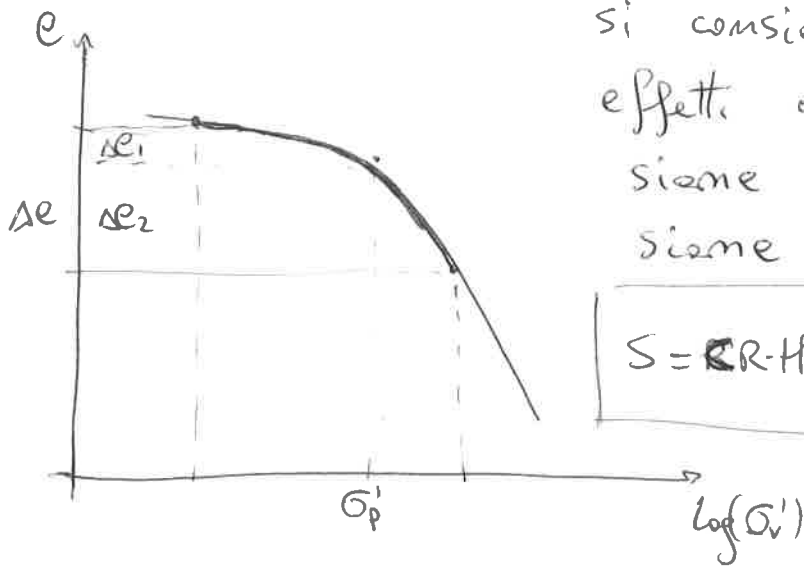
2. se in un terreno sovraconsolidato lo sforzo a riposo non supera la tensione di smarrimento è interessato solo il tratto di ricomprensione, quindi il cedimento si calcola



$$S = RR \cdot H_0 \cdot \log\left(\frac{\sigma_{v_0}' + \Delta \sigma_v}{\sigma_{v_0}'}\right)$$

b. se in un terreno sovracconsolidato lo sforzo a riposo supera la Tensione di smarrimento

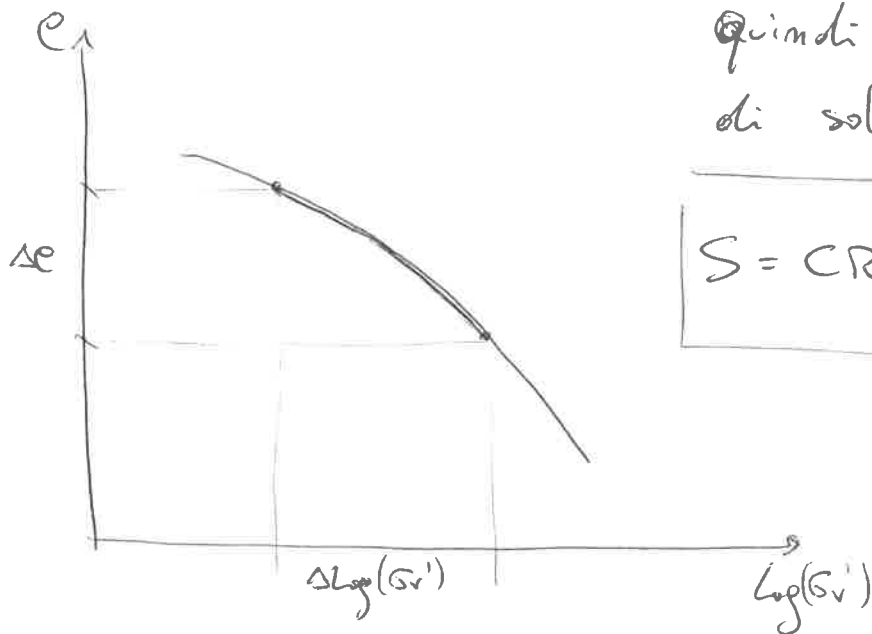
si considera una somma di effetti del tratto di ricompresione e del tratto di compressione



$$S = CR \cdot H_0 \cdot \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_v'} + RRH_0 \log \left(\frac{\sigma_v' + \Delta \sigma_v}{\sigma_p'} \right)$$

c. se si tratta di un terreno normalconsolidato, non si definisce una Tensione di smarrimento.

quindi si ha un tratto di sola compressione -



$$S = CR \cdot H_0 \cdot \log \left(\frac{\sigma_v' + \Delta \sigma_v}{\sigma_v'} \right)$$

Un cedimento avrà una fase immediata calcolata a Breve Termine, soprattutto su terreni argillosi, ed una fase progressiva nel tempo calcolata a lungo Termine.

A lungo Termine, per sabbie normalconsolidate, le analisi sono indipendenti del tempo e la formula risulta

$$S = q' B^{0,7} I_c \quad \text{in mm}$$

dove il Termine I_c è funzione della prova in sito SPT

$$I_c = \frac{1,7}{N_{SPT}^{1,4}}, \quad \text{secondo Burland e Burbridge - } \left\{ \begin{array}{l} \text{indice di} \\ \text{compressibilità} \end{array} \right\}$$

Se il carico dell'opera è posto ~~nel piano~~ sotto il piano campagna, si attua la formula

$$S = \left(q' - \frac{2}{3} \sigma_v' \right) B^{0,7} I_c$$

con un carico ridotto, quindi un cedimento più contenuto.

Per sabbie sovraconsolidate i due casi sono:

- carico $q' <$ Tensione di smervamento σ_p'

la formula diventa
$$S = q' B^{0,7} \frac{I_c}{3}$$

avere un terzo del cedimento con carico sul piano campagna normalconsolidato.

- carico $q' >$ Tensione di smervamento σ_p'

la formula diventa
$$S = \sigma_v' B^{0,7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma_v') B^{0,7} I_c$$

con un piccolo incremento del carico dovuto delle differenze ~~tra~~ $q' - \sigma_v'$.

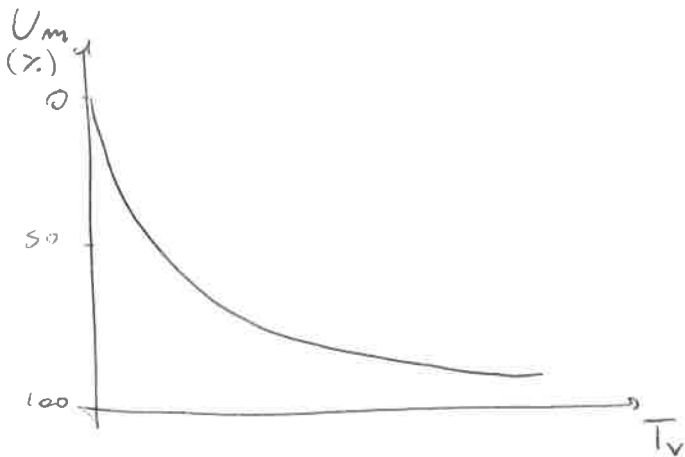
Della formula del grado di consolidazione medio

$$U_m = \frac{\left(4 \frac{T_v}{\pi}\right)^{0,5}}{\left[1 + \left(\frac{4 T_v}{\pi}\right)^{2,8}\right]^{0,178}}$$

si ha la relazione con il coefficiente di consolidazione nel Tempo.

quindi la possibilità di misurare un tempo del cedimento previsto.

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$



Se un cedimento interessa un terreno molto in profondità ($\frac{D}{B} = \frac{D}{2b} > 3$) si utilizza un coefficiente di correzione $0 < \mu \leq 1$, quindi $S_{reale} = \mu S_{calcolata}$.

Nel caso di uno studio tridimensionale è importante considerare il terreno come mezzo elasto-plastico: parametrizzando si calcola $S = \frac{qB}{E} I$ con $I = f\left(\frac{H}{B}, \nu\right)$.

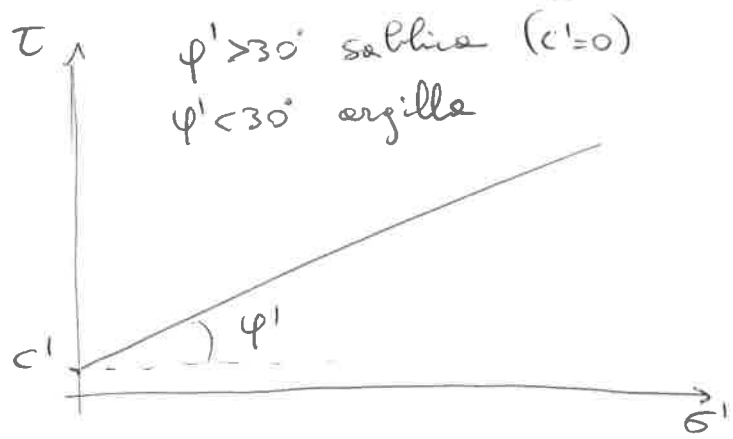
Da quest'ultima formulazione deriva l'analisi sulle argille a breve Termine

$$S = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E_0}$$

dove il parametro $I = \mu_1 \mu_0$, infatti $\mu_0 = f\left(\frac{H}{B}\right)$ e $\mu_1 = f\left(\frac{D}{B}\right)$; mentre il termine E_0 è il modulo elastico non drenato.

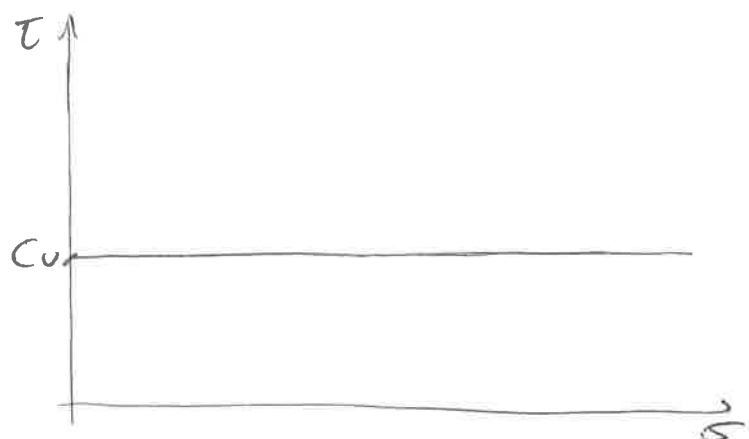
14) GRAFICI

• DIAGRAMMA del Taglio (σ, τ)



condizioni drenate
a lungo Termine

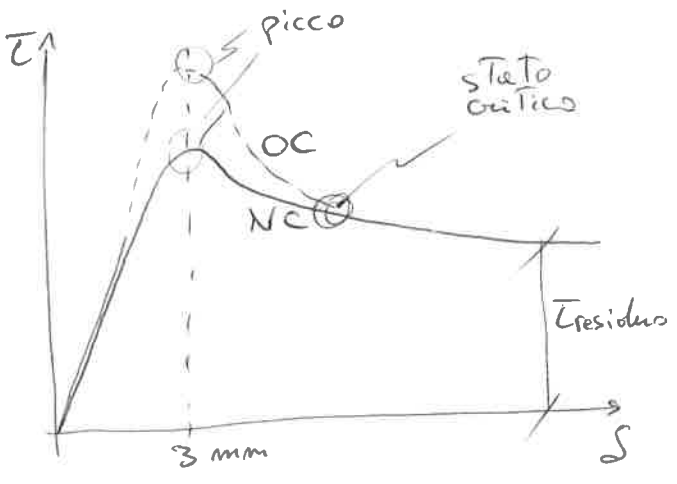
$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$



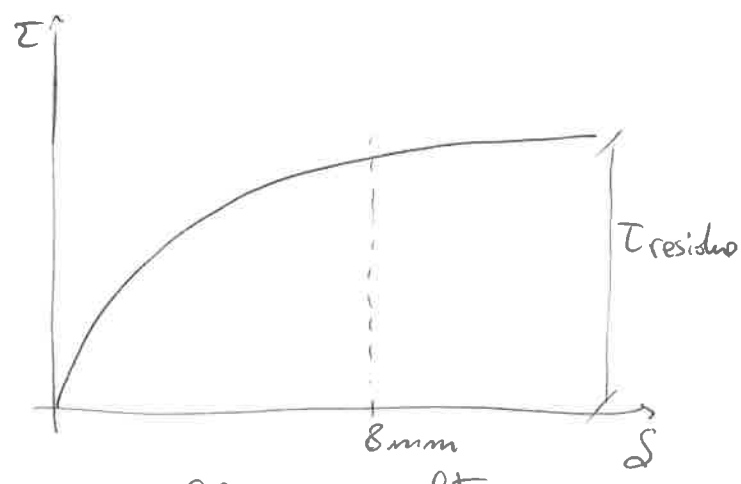
condizioni non drenate
e breve Termine

$$\tau = c_u$$

• PROVA TRIASSIALE CD per sabbie

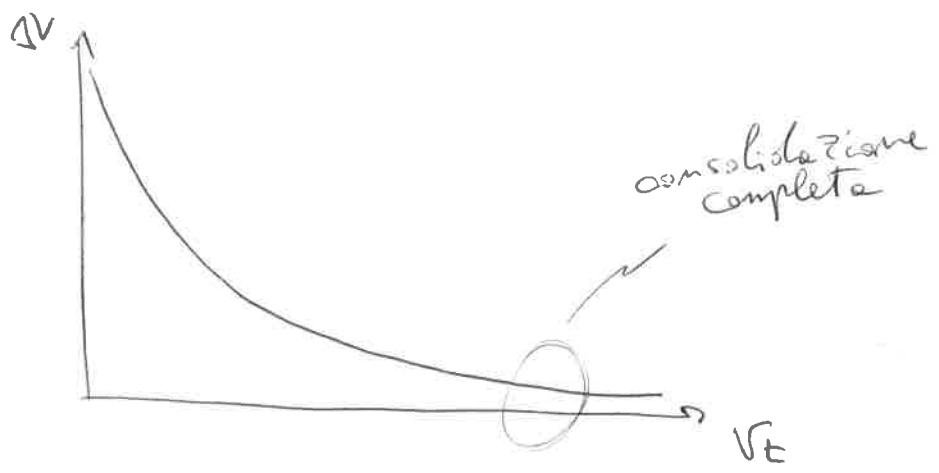


sabbie dense
 $D_r \approx 70\%$



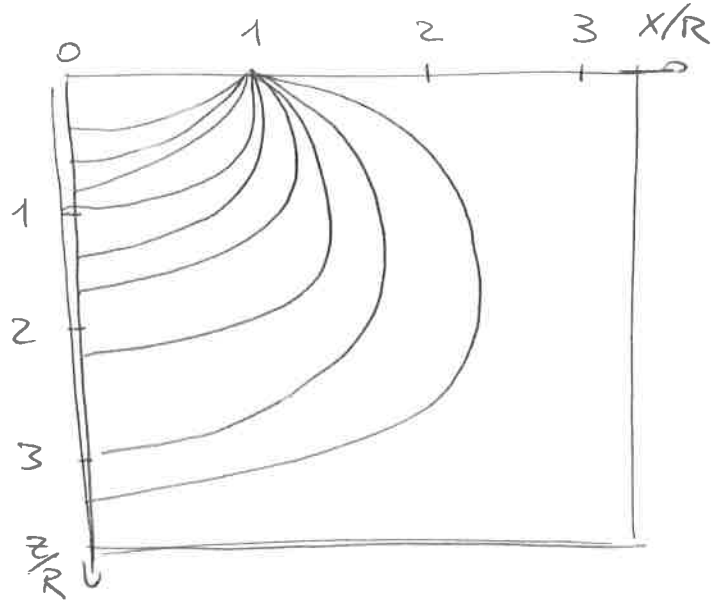
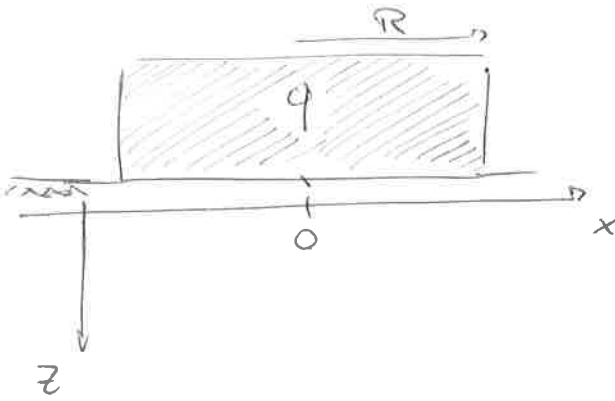
sabbie sciolte
 $D_r \approx 30\%$

• CONSOLIDAZIONE argilla per prove trix CU

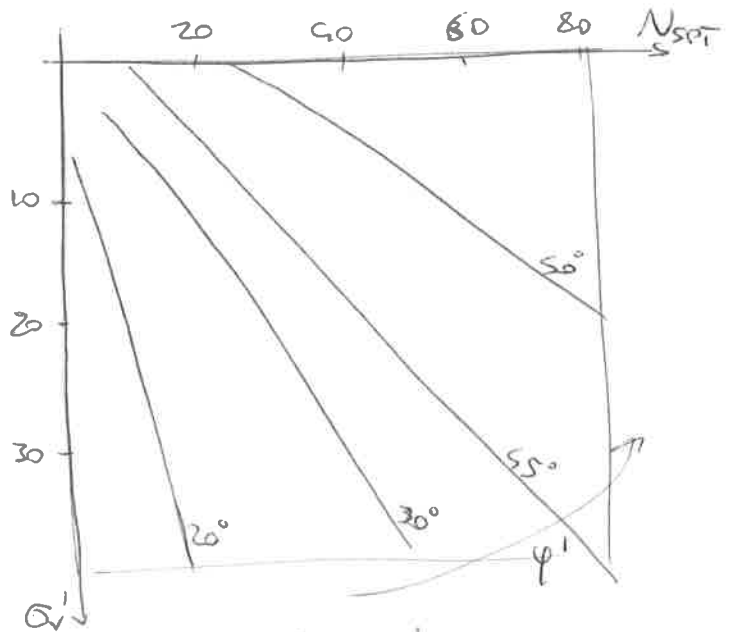
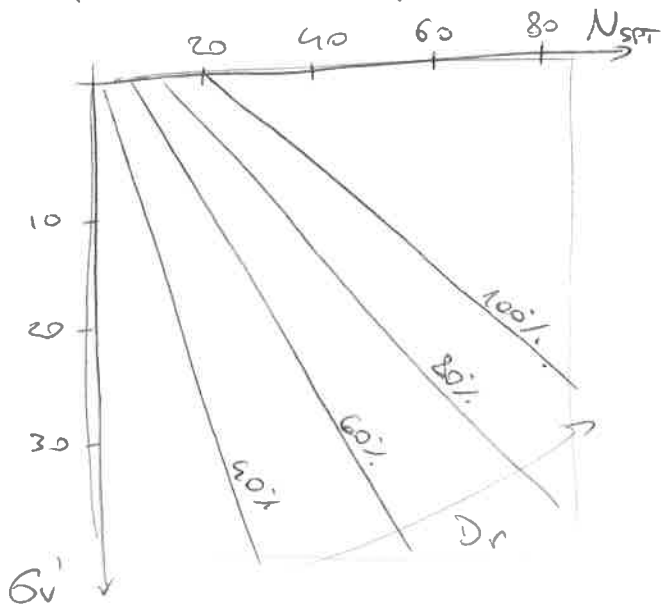


• ABACHI

- carico orizzontale su opera circolare / mestriforme / rettangolare



- correlazione densità e angolo di Terzaghi nella prove SPT per sabbie



- correlazione angolo ϕ' e limite liquido LL in funzione della quantità di argilla (CF)

