



Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1727A -

ANNO: 2015

APPUNTI

STUDENTE: Faraci Alessio

MATERIA: Geotecnica, Appunti + esercizi svolti - prof.
Lancellotta

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

MECCANICA DELLE TERRE (Cap. 1)

IDENTIFICAZIONE E CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

Materiali che appartengono alla stessa classe hanno comportamento simile

per classificare un materiale → proprietà indice

↳ condivise in termini di definizioni e di simboli

▷ GRADO DI ARROTONDAMENTO DI UNA PARTICELLA → dato dalla curvatura degli spigoli
 ↳ indice della storia del materiale ⇒ info sulla sua FORMAZIONE

→ trasporto ⇒ abrasione ⇒ smussamento
 ⇒ soluzione ⇒ allisciamiento (trasf. chimica)

▷ GRADO DI SFERICITÀ (≠ arrotondamento) è l'equidimensionalità nelle 3 dimensioni

CLASSIFICAZIONE

PROPRIETÀ INDICE

SINGOLA PARTICELLA

- dimensione
- forma
- mineralogia

AGGREGATO DI PARTICELLE

- densità relativa (grana grossa)
- consistenza (grana fine)

MATERIALI

GRANA GROSSA (1)

- sabbie
 - ghiaie
- (resistenza al taglio maggiore)

GRANA FINE (2)

- limi
- argille

→ i principi che governano (1) e (2) sono gli stessi ma gli effetti da un punto di vista quantitativo sono diversi

Per distinguere (1) e (2) adopero dei SETACCI STANDARDIZZATI con maglie ad apertura via via più piccola → PILA DI SETACCI ← sottoposta a vibrazione orizzontale

↓
 si genera del TRATTENUTO IN CIASCUNO DEI SETACCI

$$\begin{array}{l}
 e_{\min} = 0,35 \\
 e_{\max} = 0,92
 \end{array}
 \Rightarrow
 \begin{array}{l}
 V = 1,35 \\
 V = 1,92
 \end{array}$$

completamente SCIOLTO \Rightarrow max valore dei vuoti

SABBIA A GRANULOMETRIA ASSORTITA $\rightarrow 1,43 \leq V \leq 1,67$

SABBIA A GRANULOMETRIA UNIFORME $\rightarrow 1,51 \leq V \leq 1,85$

DENSITA' RELATIVA

\downarrow
info sullo stato di
addensamento di una
Sabbia

> DR

\downarrow

> addensamento

\downarrow

migliori caratteristiche
meccaniche

$$DR = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100 = \frac{\rho_{d\max} - \rho_d}{\rho_d} \cdot \frac{\rho_{d\max} - \rho_{d\min}}{\rho_{d\max} - \rho_{d\min}}$$

e_0 = indice dei vuoti nello stato corrente

e_{\max}
 e_{\min} } dipendono dallo stato di arrotondamento
e dalla distribuzione granulometrica

$$m = \frac{e}{1+e}$$

$$e = \frac{m}{1-m}$$

porosità e indice dei vuoti
sono dei parametri legati
tra loro

SUPERFICIE SPECIFICA

$$s = \frac{S_{lat}}{m_{part}}$$

superficie laterale
massa particelle

H₂O adsorbita \rightarrow non può essere tolta

H₂O interstiziale \rightarrow libere di muoversi sotto un gradiente idraulico

N.B. Il contenuto di acqua governa il comportamento di una argilla
o di un materiale. Esso riflette il suo contenuto mineralogico

DENSITA' DELL'ACQUA

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w}$$

DENSITA' DELLE PARTICELLE SOLIDE

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

DENSITA' TOTALE CAMPIONE

$$\rho = \frac{M_s + M_w}{V} = \rho_s (1-m) + \rho_w S m$$

DENSITA' SECCA

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = \rho_s (1-m)$$

PESO DELL'UNITA' DI VOLUME

$$\gamma = \rho g$$

PESO DELL'UNITA' DI VOLUME ALLEGGERITO

$$\gamma' = (1-m)\gamma_s - (1-m)\gamma_w = \gamma - \gamma_w$$

GRADO DI SATURAZIONE

frazione del volume dei vuoti occupati dell'acqua

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

$S=0$ TERRENO SECCO
 $S=1$ TERRENO SATURO

DENSITA' SPECIFICA DELLE PARTICELLE

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

\Rightarrow $S_e = G_s W$

SPAZIO DI RIFERIMENTO \rightarrow SPAZIO EUCLIDEO $\rightarrow E^3$

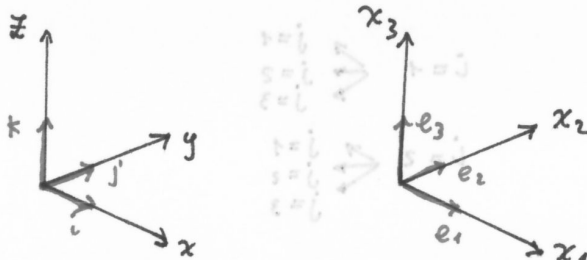
Qualsiasi elemento di E^3 sarà costituito da 3^m componenti
 (con m = ordine o rango dell'ente matematico considerato)

M	COMPONENTI	ENTE	SIMBOLO	ESEMPIO
0	$3^0 = 1$	SCALARE	a	porosità, densità
1	$3^1 = 3$	VETTORE	$a_i (i=1,2,3)$	
2	$3^2 = 9$	TENSORE DEL 2° ORDINE	A_{ij}	tensore degli sforzi σ_{ij} oppure E_{ij}
4	$3^4 = 81$	TENSORE DEL 4° ORDINE	$D_{i,j,h,k}$ per $(i=1,2,3)$ $(j=1,2,3)$ $(h=1,2,3)$ $(k=1,2,3)$	

\rightarrow prendiamo un vettore e fissiamo una terna di riferimento (x, y, z)

$\underline{v} = v_1 \underline{e}_1 + v_2 \underline{e}_2 + v_3 \underline{e}_3 \rightarrow$ VETTORE IN COMPONENTI

o ESPANSIONE DEL VETTORE NELLE SUE COMPONENTI



$\underline{v} = v_i \underline{e}_i$

attribuisco ad i tutti i valori

INDICE \rightarrow i = indice fittizio o seturo perché non indica nessuna componente ma una operazione (indice ripetuto)
 \rightarrow i = indice libero \rightarrow se non ripetuto

► DELTA DI KRONECKER δ_{ij}

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 0 & \text{se } i \neq j \\ 1 & \text{se } i = j \end{cases}$$

δ_{ij} = operatore di sostituzione

Sostituisce l'indice ripetuto con l'indice libero = $j \rightarrow i$

è la rappresentazione in notazione indiciale della matrice identità $I = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$

es: $a_i \cdot \delta_{ik} = a_k$

→ i = indice ripetuto ⇒ implica una sommatoria \sum_i

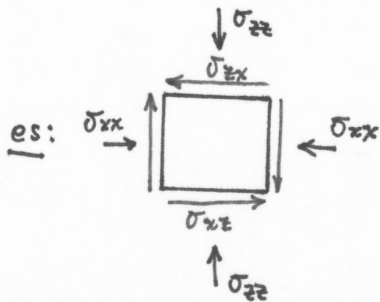
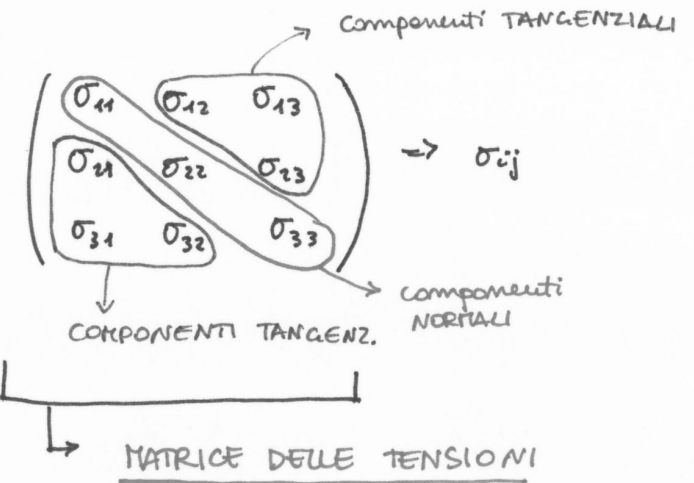
→ se $i=k$ ⇒ $\delta_{ij} = 1$ altrimenti = 0

es: $\underline{a} \cdot \underline{b} = a_i \cdot \underline{e}_i \cdot b_k \underline{e}_k = a_i b_k \underline{e}_i \cdot \underline{e}_k = a_i b_k \delta_{ik} = a_i b_i = a \cdot b$

es: $\begin{pmatrix} a_x & b_{xy} & b_{xz} \\ b_{yx} & a_y & b_{yz} \\ b_{zx} & b_{zy} & a_z \end{pmatrix}$

↓ perché indice fittizio

$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} \Rightarrow$$



IL MODELLO DI CONTINUI SOVRAPPosti: PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI (Cap. 3)

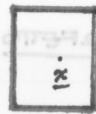
Considero un elemento di terreno



PIEZZO BIFASICO (solido, liquido)

↳ per entrambe le fasi deve valere il principio del continuo

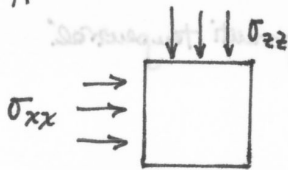
in x sono presenti simultaneamente sia la fase solida che liquida in cui sono definite sia le proprietà continue del solido che le proprietà continue del liquido



↔ 2 CONTINUI SOVRAPPosti (solido - liquido)

→ quindi passo definire il TENSORE DEGLI SFORZI della fase LIQUIDA e il TENSORE DEGLI SFORZI della fase SOLIDA

applico una TENSIONE VERTICALE σ_{zz} e una TENSIONE ORIZZONTALE σ_{xx}



STATO DI SFORZO → TENSIONI TOTALI che devono soddisfare le equazioni di equilibrio

È necessaria la ripartizione dello stato di sforzo

es: $\left\{ \begin{array}{l} H_2O \text{ non sopporta sforzi tangenziali} \\ \text{Solido sopporta sforzi tangenziali} \end{array} \right.$

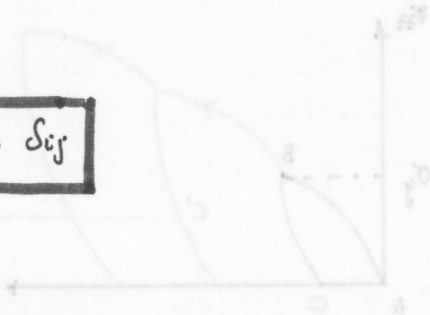
⇒ devo capire l'aliquota di sforzo che compete allo stato solido e quella che compete allo stato liquido

$$\sigma_{ij} + \delta_{ij} p = \tau_{ij}$$

N.B. le tensioni normali totali si ripartiscono sempre tra tensioni efficaci e quelle normali del fluido

TENSIONE EFFICACE

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \delta_{ij}$$

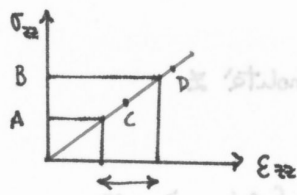


► PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI : Ogni effetto misurabile (es: variazione di volume, variazione di resistenza, una deformazione da taglio) dipende solo ed unicamente dalle tensioni efficaci

↓
POSTULATO FONDAMENTALE
DI MECCANICA DELLE
TERRE

La conoscenza delle tensioni efficaci non è sufficiente → servono quelle totali e la u (valore pressione interstiziale → valore di faldia)

► STATO TENSIONALE INIZIALE



Componente di deformazione CORRELATIVA che fa compiere lavoro a $\sigma_{zz} \rightarrow \epsilon_{zz}$

immaginiamo che il MODELLO sia ELASTICO LINEARE

devo calcolare l'INCREMENTO DI DEFORMAZIONE aumentando lo sforzo

$$d\epsilon_{zz} = \frac{d\sigma_{zz}}{E}$$

↓
indipendentemente dal punto considerato
dipende unicamente dall'aumento dello stato di sforzo

devo calcolare le TENSIONI iniziali:

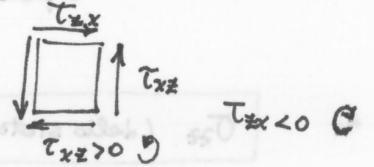
- (1) peso proprio del materiale \rightarrow TENSIONI GEOSTATICHE
- (2) tensioni indotte se ho dei carichi sul pc

TENSIONI GEOSTATICHE:

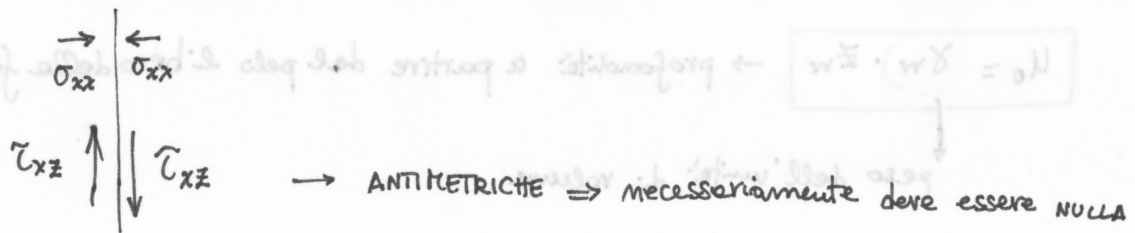
$\sigma > 0$ se di COMPRESSIONE (convenzione)

\downarrow tensioni normali

TENSIONI TANGENZIALI \oplus se suggeriscono una coppia $\curvearrowright \Rightarrow \tau_{xz} > 0$ $\curvearrowleft \Rightarrow \tau_{xz} < 0$



N.B. Le tensioni tangenziali su un piano di simmetria \rightarrow vengono annullate



- \rightarrow Se i piani verticali sono piani di simmetria $\Rightarrow \tau = 0$
- \rightarrow Se su i piani non agiscono tensioni tangenziali \Rightarrow PIANI PRINCIPALI

$\gamma =$ PESO dell'UNITA' DI VOLUME

Quanto vale σ_{zz} alle generica profondità?

\rightarrow equazione indefinita di equilibrio (vale \forall punto)

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \gamma = 0$$

\Downarrow integro

$$\int \left(\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \gamma \right) dz \Rightarrow \sigma_{zz} = \gamma z + c \rightarrow \text{famiglia di funzioni}$$

scelgo c \rightarrow in base alle condizioni al contorno

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}$$

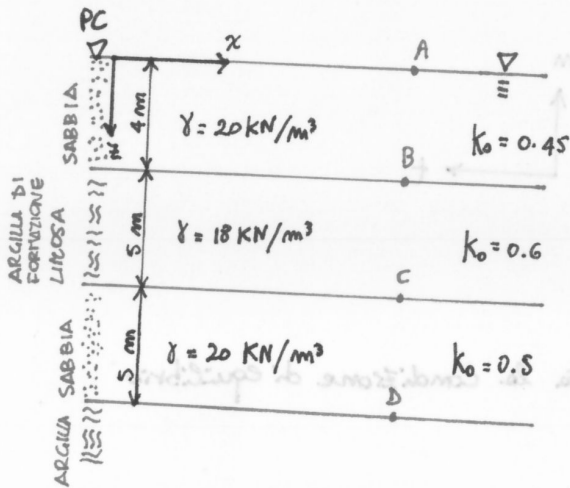
K_o = coefficiente di spinta a riposo

(orizzontale)

$K_o = 0.45 \div 0.55$ SABBIE

$K_o = 0.55 \div 0.7 \rightarrow 2.0$ ARGILLE

esercizio



in genere i materiali:
 $18 < \gamma < 22 \text{ kN/m}^3$

Supponiamo che la falda $\equiv PC$

Calcola σ_v al variare della profondità (in A, B, C, D)

PUNTO	σ_{vo} (tot)	u_o	σ'_{vo}
A	0	0	0
B	80	40	40
C	170	90	80
D	270	140	130

→ perché frontiera libera

(A) $\sigma_{vo} = u_o = 0$

(B) $\sigma_{vo} = \sum \gamma \Delta z = 0 + 4 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 80 \text{ kPa}$

$u_o = \gamma_w \cdot z_w = 9,81 \cdot 4 \rightarrow 40 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = 80 - 40 = 40 \text{ kPa}$

(C) $\sigma_{vo} = \sigma_{vo} (B) + 18 \cdot 5 = 80 + 90 = 170 \text{ kPa}$

$u_o = \gamma_w \cdot z_w = 9,81 \cdot 9 = 90 \text{ kPa}$

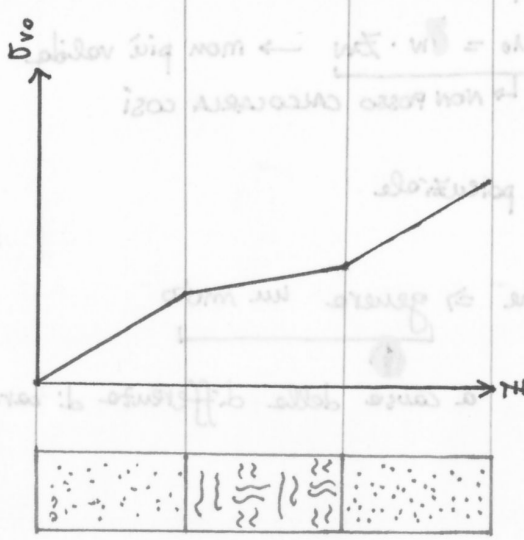
$\sigma'_{vo} = 170 - 90 = 80 \text{ kPa}$

(D) $\sigma_{vo} = \sigma_{vo} (C) + 20 \cdot 5 = 270 \text{ kPa}$

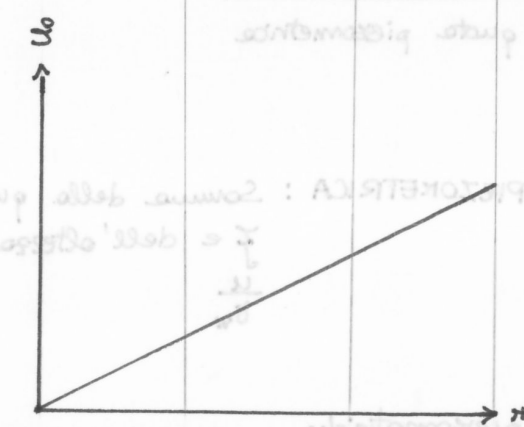
$u_o = \gamma_w \cdot z_w = 9,81 \cdot 14 = 140 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vo} = 130 \text{ kPa}$

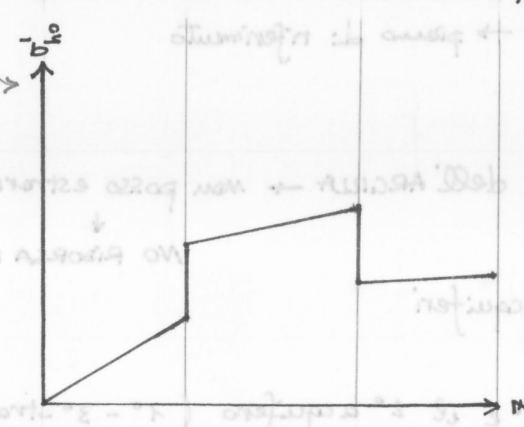
→ diagramma



cambio di pendenza più conti mute

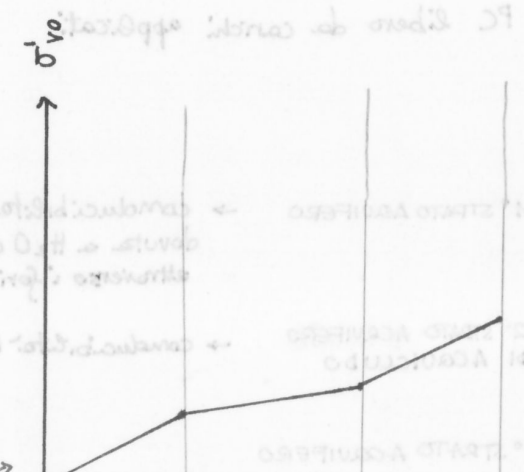


stessa pendenza più continuità



discontinuità dovuta alle diverse K_0 e cambio di pendenza in funzione di $f(\delta, K_0)$

NON CONFONDERLI



continuità più cambio di pendenza

$$\frac{u_0}{\sigma'_vo} + c_H = 2$$

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

→ se $h = \text{cost}$ → quote piezometrica costante

↓
SUPERFICI EQUIPOTENZIALI

→ se inoltre sono delle superfici orizzontali

↓
SUPERFICI ISOBARICHE

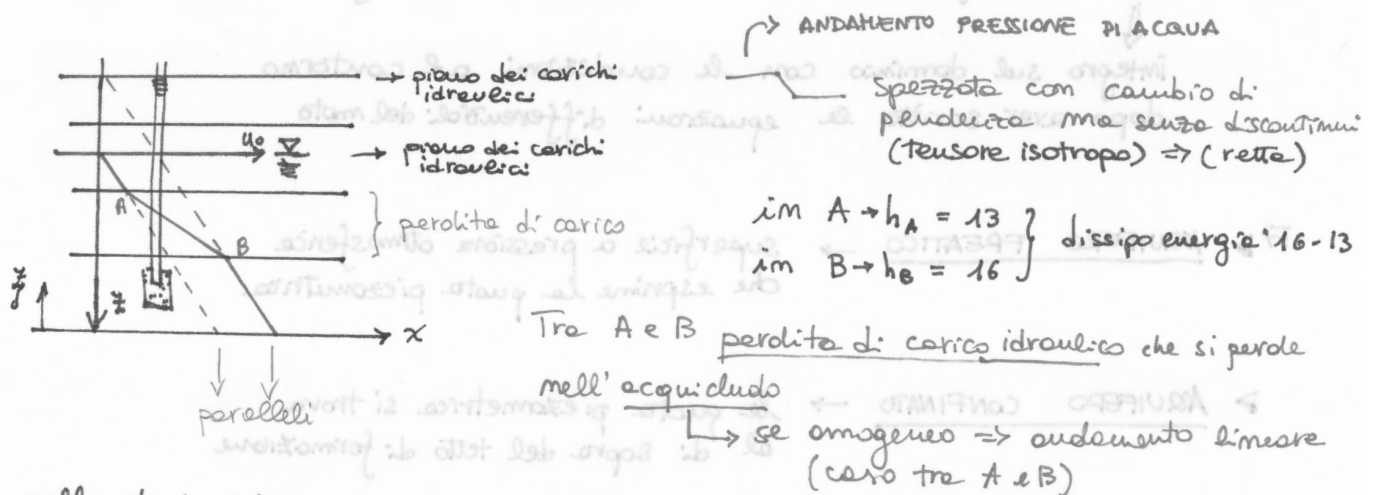
$$h_2 - h_1 \rightarrow \boxed{h_2 > h_1}$$

↳ ho infiltrazione dal basso verso l'alto. Devo dissipare energia lungo il percorso

La perdite di carico è generata dall'attrito lungo i canali (interstiziali)

↳ negli strati meno permeabili (dove c'è + resistenza)

↳ durante il moto sono trascurabili e si verificano interamente nell'acquifero



nello strato intermedio vi è dissipazione di energia → MOTO DI FILTRAZIONE

Quanto vale il carico idraulico (ovvero la quota piezometrica h) in A' e in B' ?

→ no condizioni idrostatiche perché differenze (tra i 2 carichi) tra i 2 acquiferi

Poiché il moto di filtrazione è verticale (da ↑ potenziale minore / potenziale maggiore)

si dissipa energia (dove H_2O trova maggiore resistenza → nel materiale fine)

1° STRATO → esente di dissipazione → no perdite di carico (pur essendo il moto)

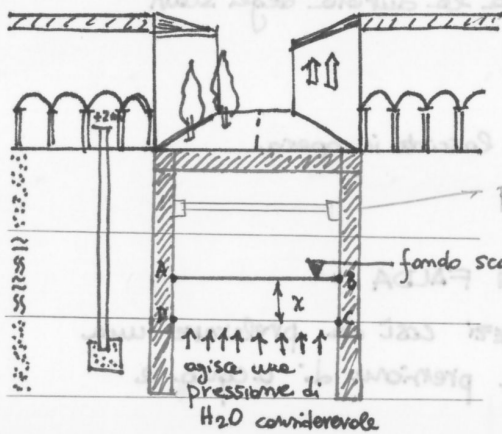
⇒ come se avessi un serbatoio (sia nel 1° che nel 3° strato)

↓
SERBATOIO DI MONTE

↓
SERBATOIO DI VALLE

© esempio

Si voglia costruire un parcheggio sotterraneo sotto un centro abitato in area con la strada disegmata.



- (1) realizzo 2 diaframmi perimetrali (lastre in cls)
- (2) realizzo un solettone di testa (\Rightarrow il traffico può continuare a circolare)
- (3) eseguo progressivamente lo scavo

Per evitare l'instabilità dovuta alla sottospinta idraulica \rightarrow devo scavare fino ad 1 certo punto (attenzione: no segnali premonitori del crollo)

Adotto un coefficiente di sicurezza:

$$F_s = \frac{\text{peso del volume ABCD}}{u \cdot \bar{DC}} \quad \bar{DC} = \text{area}$$

$$F_s = \frac{x \cdot \gamma}{u} \quad \rightarrow \text{peso di unità di volume di materiale che rimane in posto}$$

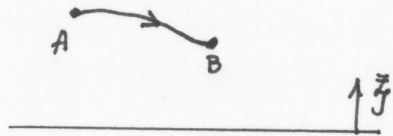
NORME $\rightarrow F_s \geq 1,21 \div 1,5$

\rightarrow Si verifica dunque lo SCENARIO DI COLLASSO quando:

$$u = x \cdot \gamma$$

N.B. I coefficienti di sicurezza indicati nelle norme sono coefficienti minimi
 \Rightarrow il coefficiente di sicurezza deve essere commisurato allo scenario di rischio derivato dallo SCENARIO DI COLLASSO e soprattutto al carattere dello SCENARIO DI RISCHIO (presenza di segni premonitori o no)

IL MOTO DELL'ACQUA NEI MEZZI POROSI: LEGGE DI DARCY



Moto da un punto a quantità di energia maggiore ad 1 punto a quantità di energia minore (energia sia cinetica che potenziale)

facciamo riferimento ad un elemento di fluido di altezza uniforme.

$$E_{p,A} = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w}$$

\downarrow altezza geometrica \rightarrow altezze di pressione

$$E_{c,A} = \frac{v_A^2}{2g}$$

nei terreni:

$$v \approx 10^{-2} \text{ m/s}$$

↳ velocità H₂O all'interno dei pori interstiziali

(in 1 sabbia con ghiaia o in generale in materiali a grana grossa, invece è più bassa in altri materiali)

$$H = E_{p,A} + E_{c,A}$$

↓
CARICO IDRAULICO TOTALE

E_{c,A} può essere trascurato perché influisce in H con un rapporto di $\frac{1}{100}$ (contributo) ⇒ lo trascuro senza commettere errori (trascuro l'altezza di velocità)

$$\Rightarrow \boxed{H \approx h = z + \frac{u}{\gamma_w}} \iff \text{CARICO IDRAULICO TOTALE} \equiv \text{QUOTA PIEZOMETRICA}$$

es: MEZZO POROSO IN SEZIONE



H₂O viaggia dentro i canali:
resto solido

$v_w \rightarrow$ velocità H₂O

io misuro la portata

$$Q = v_w \cdot \frac{A_{sezione}}{A_{voti}} = A_{TOT} \cdot m$$

porosità ↑

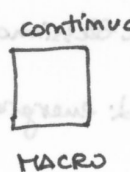
$$\Rightarrow Q = v_w \cdot A \cdot m$$

per Darcy $\rightarrow Q = v A$

$$\Rightarrow \boxed{v = m v_w}$$

\Rightarrow la velocità effettiva $>$ velocità di filtrazione

Quindi Darcy passa da 1 matrice di tipo discreta ad 1 mezzo continuo



dove il fluido occupa simultaneamente al solido l'intera superficie

$$v = k i$$

$\rightarrow v =$ velocità di filtrazione

$\rightarrow k =$ ha dimensioni di una velocità

$\rightarrow i =$ coefficiente di conducibilità idraulica

\hookrightarrow include le caratteristiche del fluido che attraversa il mezzo poroso e le caratteristiche stesse del mezzo poroso

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
GHIAIE	$10^{-2} \rightarrow 1$
SABBIE	$10^{-6} \rightarrow 10^{-2}$
LIMO	$10^{-8} \rightarrow 10^{-6}$
ARGILLE	$< 10^{-9}$

se K è uno scalare \underline{v} e \underline{i} sono COLINEARI ovvero // nello spazio

$$\underline{i} = -\nabla h$$

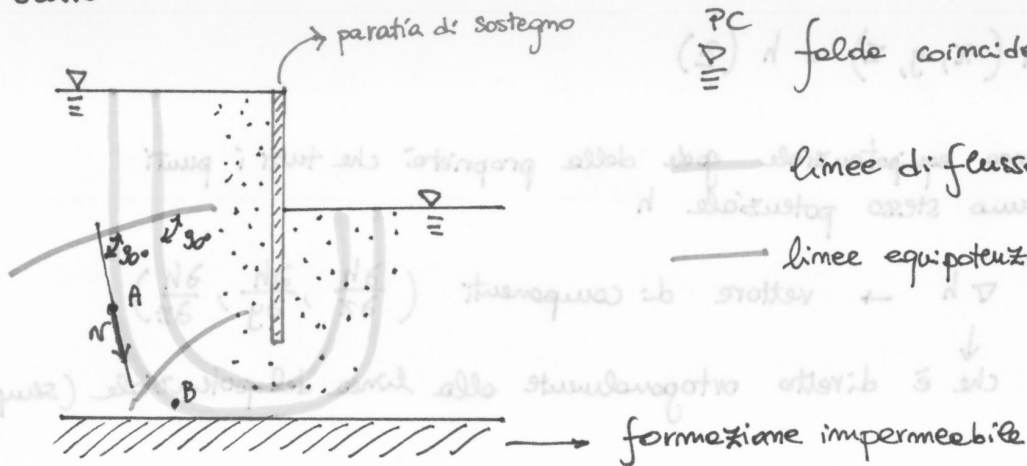
↓ diretto in verso opposto ad h

↓
se mezzo isotropo
(no se anisotropo)

significa che: \exists uno scalare h tale che ∇h è un vettore \equiv gradiente idraulico

$$\underline{v} = -K \nabla h$$

es: scavo



PC \equiv falda coincidente con PC

linee di flusso

linee equipotenziali

formazione impermeabile

Per evidenziare i caratteri del moto \rightarrow mi riferisco a 2 curve:

- (1) linee di flusso o di filtrazione
- (2) linee equipotenziali

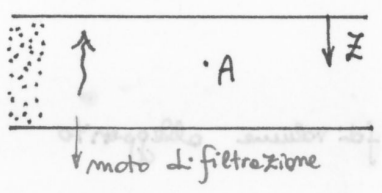
(1) LINEE DI FLUSSO: linea la cui tangente in ogni suo punto è diretta come la velocità locale nel punto

↓
caratterizza
il carattere
del moto

[potenziale di A è $>$ del potenziale di B]

INFLUENZA DEL MOTO DI FILTRAZIONE SULLE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO

Se l'acqua è soggetta a moto di filtrazione (quindi non mi trovo in condizioni idrostatiche) influenza le condizioni di equilibrio del mezzo poroso



Le forze di volume non hanno componenti in direzione x, y

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{\tau}_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{\tau}_{zx}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{\tau}_{zy}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \tilde{\tau}_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{\tau}_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \gamma = 0$$

↓ peso dell'unità di volume

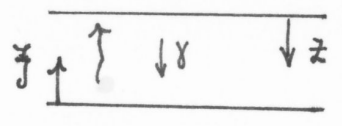
in notazione indiciale

$$\frac{\partial \sigma_{ji}}{\partial x_j} - b_i = 0$$

$$b_i = \begin{cases} 0 & \text{in direzione } x, y \\ \gamma & \text{in direzione } z \end{cases}$$

[i = indice libero → 1 ⇒ 3 equazioni
j = indice ripetuto ⇒ 1, 2, 3 e sommo 3 addendi]

→ se sono in un caso monodimensionale (1D)



IN CONDIZIONI GEOSTATICHE LE TENSIONI TANGENZIALI SONO NULLE

↓ γ azioni gravitazionali

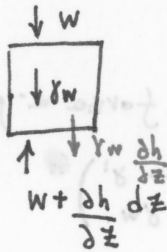
(1) $\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \gamma = 0 \rightarrow$ principio degli sforzi efficaci $\sigma_z = \sigma'_z + u$

(2) $\Rightarrow \sigma_z = \sigma'_z + u = \sigma'_z + \gamma_w (h - z)$ quota rispetto ad 1 piano di riferimento

poiché $h = z + \frac{u}{\gamma_w}$

im presenza di un moto di filtrazione non vale più $u = \gamma_w z$ perché il potenziale cambia punto per punto (perché si dissipa energia)

▷ l'equilibrio della fase fluida vale:



$$\frac{\gamma'}{\gamma_w} = \sigma' = j \Leftrightarrow \sigma' = 0$$

l'equilibrio totale risulta dalla somma dei 2 equilibri (fluido + solido)

Se l'acqua è in movimento, la fase fluida opera un'azione di trascinamento sulla fase solida

indico con $\rightarrow i = \left| \frac{\partial h}{\partial z} \right|$

⇒ se ho un moto di filtrazione verso l'alto, calcolo il valore della tensione efficace in presenza di questo moto:

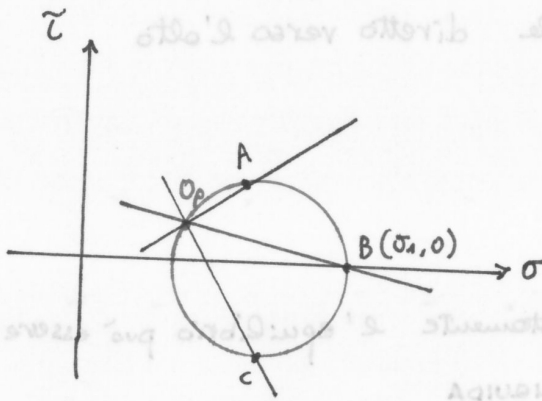
$$\begin{aligned} \sigma'_z &= (\gamma' - i \gamma_w) z \\ u &= (\gamma_w + i \gamma_w) z \end{aligned}$$

tensione totale = $\sigma'_z + u$

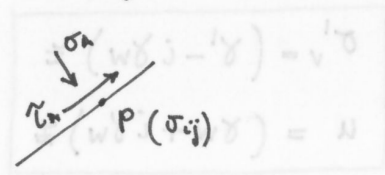
⇒ se ho un moto di filtrazione verso il basso:

$$\begin{aligned} \sigma'_z &= (\gamma' + i \gamma_w) z \\ u &= (\gamma_w - i \gamma_w) z \end{aligned}$$

Consideriamo il PIANO DI MOHR (piano degli sforzi)



Per un generico P



∃ sempre un punto caratteristico O_p = origine dei piani e del cerchio di Mohr

STATO DI SFORZO $\rightarrow (\sigma, \tau)$

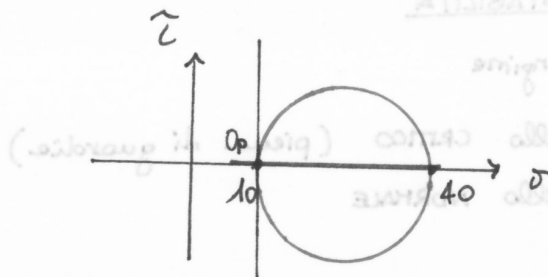
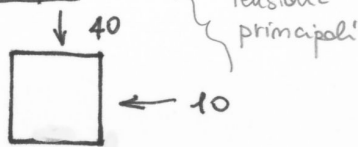
lo considero come le coordinate che individuano un piano (meglio dire uno spazio) spazio \rightarrow estratto e non euclideo

Il cerchio associa ad ogni giacitura $m \rightarrow$ lo sforzo agente

\Rightarrow N.B. Ho $\frac{H_0}{P}$ \rightarrow faccio le // e la interseco nel cerchio e individuo O_p = origine dei piani

INDIVIDUAZIONE DEI PIANI

esempio:

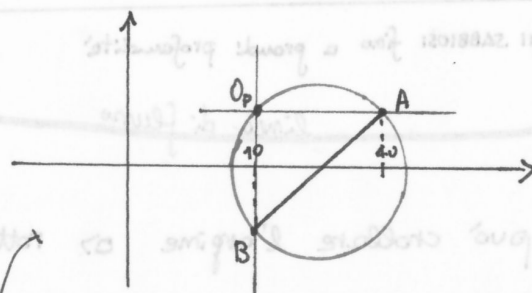
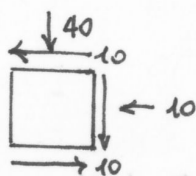


40 \rightarrow tensione che agisce sul piano orizzontale

\Rightarrow traccio la // al piano orizzontale dal punto 40 \Rightarrow intersezione con il cerchio di Mohr individua O_p

10 \rightarrow per dieci vale lo stesso

esempio:



Soprattutto per tracciare il cerchio di Mohr

A (40, +10)

\rightarrow agisce sul piano orizzontale

B (10, -10)

\rightarrow agisce sul piano verticale

\overline{AB} = diametro del CERCHIO di Mohr

mi fa vedere i piani critici sui quali può avvenire il collasso

Se la differenza tra i carichi idraulici tra monte e valle è grande

$\Rightarrow i \approx i_c \approx 1$

$\rightarrow \sigma_z \downarrow \approx 0$

SIFONAMENTO

velo ribollire in terreno

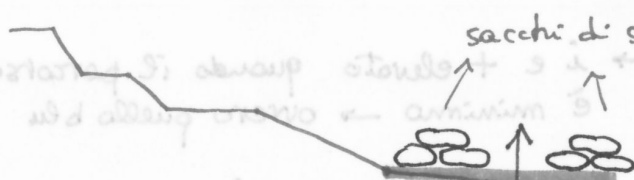
\rightarrow si crea un vuoto \rightarrow esce l'acqua

tutte le particelle vengono portate in sospensione



\Rightarrow CROLLO ARGINE (senza segni premonitori)

rimedi contadini:



sacchi di sabbia $\Rightarrow \sigma_z \neq 0$

NO COLLASSO PER SIFONAMENTO

pozzo di sfogo

$H_{2O} \rightarrow$ esce e si porta alla pressione atmosferica

$\rightarrow 8,0 \approx \frac{1}{10} = 0,1$

$\frac{2}{b+2} = \frac{d \Delta}{L} = j$

→ APPROCCIO DETERMINISTICO (lo uso per capire il significato fisico)

$$F_s = \frac{i_c}{i} = 3$$
 ← minimo
 ← MODELLO GLOBALE
 ← coefficiente di sicurezza → ingloba tutte le incertezze

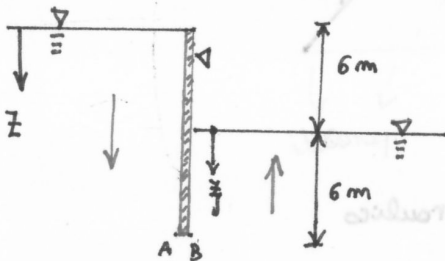
$$\frac{i_c}{3} = \frac{6}{6+2d} \rightarrow \text{ricavo } d$$

→ APPROCCIO SEMI PROBABILISTICO

$$\gamma_A \cdot i \leq \gamma_R \cdot i_c$$
 ← coefficiente sulle resistenze < 1
 ← coefficiente sulle azioni > 1

→ ammettendo di aver trovato $d = 6$

PAROTIA RESISTENTE AL SIFONAMENTO



Voglio calcolare la spinta di H₂O sulla parotia sia a monte che a valle

assumendo $\gamma_w = 10$

quanto vale u_A ?
 quanto vale u_B ?

} devono avere gli stessi valori perché devono essere rispettati gli equilibri

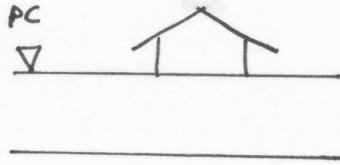
$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{6}{6+2d} = \frac{6}{6+12} = \frac{1}{3} = 0,333$$

$$u = (\gamma_w - i \gamma_w) z \rightarrow u_A = (\gamma_w - \frac{1}{3} \gamma_w) 12 = 8 \gamma_w$$

$$u = (\gamma_w + i \gamma_w) z \rightarrow u_B = (\gamma_w + \frac{1}{3} \gamma_w) 6 = 8 \gamma_w$$

⇒ UGUALI

PROBLEMA AL FINITO (o al contorno)



CONDIZIONI DA SODDISFARE:

(1) in ogni punto devono essere soddisfatte le equazioni di equilibrio delle trazioni:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} - b_i = 0 \quad (3 \text{ equazioni})$$

(2) le equazioni di compatibilità

$$\epsilon_{ij} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (6 \text{ equazioni})$$

(3) equazioni di legame costitutivo

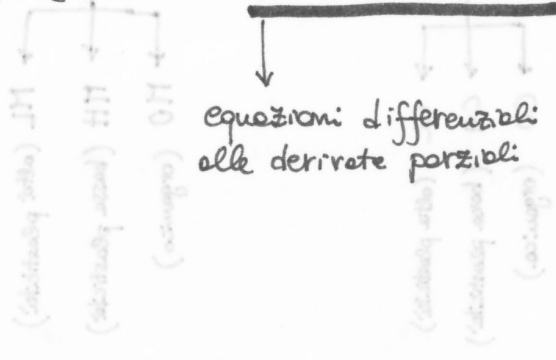
$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij} \quad (6 \text{ equazioni})$$

$\Rightarrow 15 \text{ equazioni} = 15 \text{ incognite} \Rightarrow \text{OK!}$

(1) (2) (3) \rightarrow EQUAZIONI DI CAMPO

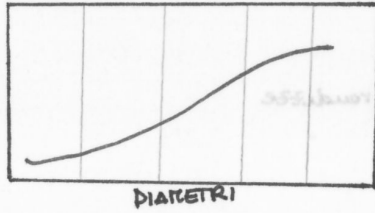
devono essere soddisfatte \forall punto del mio continuo

equazioni differenziali alle derivate parziali



Curva granulometrica

% di passate



Scala logaritmica (allungo la curva per leggere bene i valori)

SETACCI PIÙ IMPORTANTI (SONO 4)

SETACCIO n°	DIAMETRO [mm]	
4	4,76	separazione tra ghiaie fini e ghiaie grossolane
10	2	separazione tra ghiaie e sabbie
200	0,074	separazione materiali a grana grossa da quelli a grana fine
40	0,42	Analisi limiti di Atterberg per grana fine

il + importante

non visibili ad occhio nudo

$$\epsilon_v = \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} = \epsilon_{kk}$$

↑ DEFORMAZIONE DEL VOLUME

per Darcy → $\underline{v} = k \underline{i} = -K \nabla h$

$$h = \int \dots + \frac{u_s}{\gamma_w} + \frac{u}{\gamma_w}$$

↳ quote stazionaria } SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE
 ↳ quote in ecceso rispetto alla quote stazionaria }
 ↳ quote geometrica

$$\Rightarrow h = \int \dots + \frac{u_s}{\gamma_w} + \frac{u}{\gamma_w}$$

quindi $\nabla \underline{v} = -K \nabla \cdot \nabla h = -\frac{K}{\gamma_w} \nabla^2 u$
 ↳ LAPLACIANO (deriva 2 volte h rispetto x, y, z)
 ↳ divergenza del gradiente

$$\Rightarrow \nabla \underline{v} = -\frac{K}{\gamma_w} \nabla^2 u$$

$$\rightarrow \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u = 0 \quad (16\text{esima equazione})$$

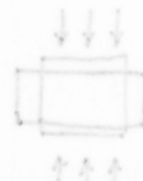
EQUAZIONI
 DI CAMPO
 DEL MEZZO
 POROSO

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i = 0 \\ \epsilon_{ij} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \\ \sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u = 2 \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2 \mu \epsilon_{ij} \\ \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u = 0 \end{cases}$$

devo aggiungere le condizioni al contorno

devo chiedermi se il problema è ben posto in modo tale che siano garantite

- esistenza
- unicità
- stabilità



APPLICO IL PRINCIPIO DI SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI → quando le eq. diff. di campo → sono tutte lineari

$$\nu = - \frac{\Delta \epsilon_{xx}}{\Delta \epsilon_{zz}}$$

COEFFICIENTE DI CONTRAZIONE LATERALE

SOSTTUISCO

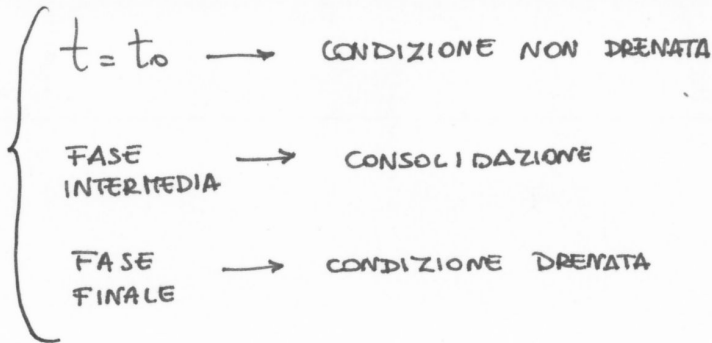
$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{zz} (1 - 2\nu) = 0$$

↓

$$\nu = 0.5$$

Per quanto piccola possa essere ν di $\frac{1}{2}$ ⇒ inizia comunque a muoversi

u → progressivamente si riduce lentamente per portarsi allo stato asintotico finale



Se so valutare le condizioni non drenate e drenate

↓
valuto le condizioni estreme di stabilità

• Premessa

Il comportamento meccanico dei terreni

è anelastico e anisotropo

⇒ la risposta alle sollecitazioni dipende dal percorso dei carichi e dalla storia dei carichi

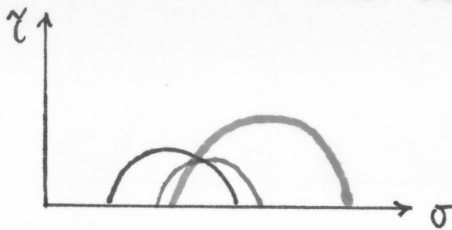
no def. reversibili

varia al variare delle direzioni delle sollecitazioni

perché le particelle si muovono le une rispetto alle altre

PERCORSO DI SOLLECITAZIONI! (paragrafi 3.7 e 3.8)

Piano di Mohr



Cerchi di Mohr sintetizzano i percorsi di sollecitazione che sto seguendo

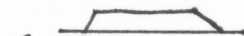
PROBLEMA → dobbiamo individuare opportune **VARIABILI TENSIONALI**

PROBLEMI REALI

PROBLEMI DI DEFORMAZIONE PIANA

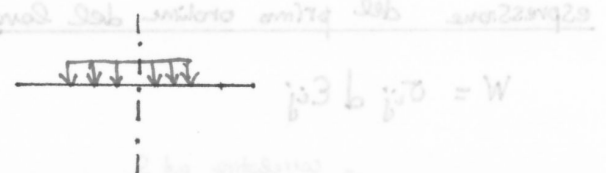
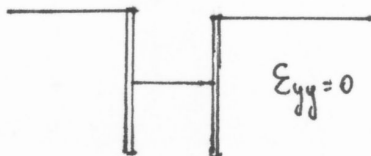
PROBLEMI ASSIALSIMMETRICI

es:



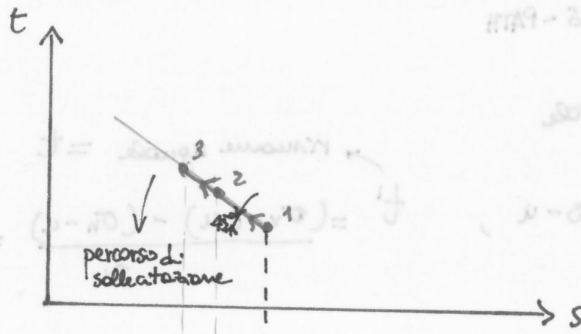
sezione di simmetria che non può muoversi né verso sx né dx

↓ dimensione prevalente su un'altra

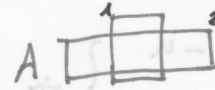


$$\begin{aligned} xx^3 + yy^3 &= r^3 & \leftarrow 2 \\ xx^3 - yy^3 &= r^3 & \leftarrow 1 \end{aligned}$$

NUOVO
PIANO

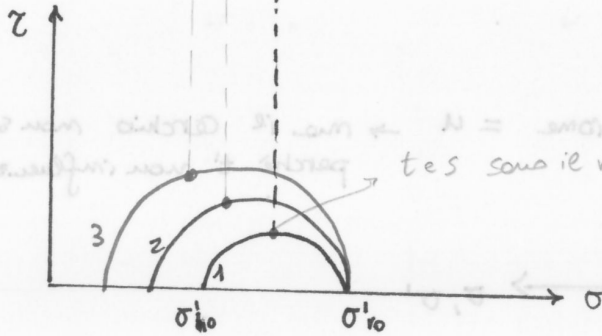


Per A \square



Rottura in
condizione
di compressione
per scricco
↓
stato tensionale
che si riduce

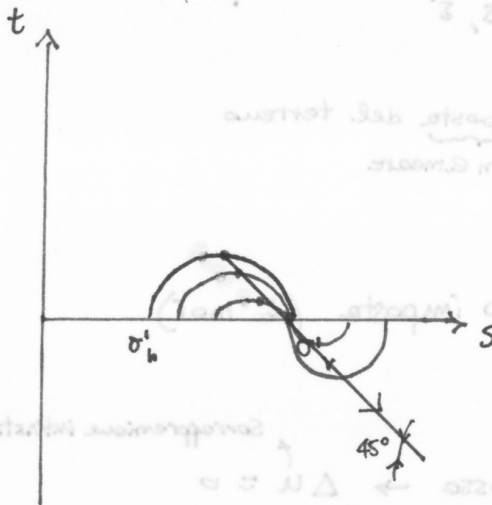
PIANO DI
MOHR



t e s sono le vertice del cerchio di Mohr

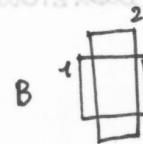
Progressiva riduzione tensione orizzontale, mentre quella verticale = cost

⇒ Il cerchio di Mohr si ingrandisce



\bar{A} solo per capire

Per B \square



Condizione di
estensione per
carico
↓
stato tensionale
aumenta

► PROBLEMA ASSIALESIMMETRICO : scelta delle variabili di tensione e deformazione

$$\sigma_{zz}, \sigma_{rr} \equiv \sigma_{\theta\theta}$$

$$\epsilon_{zz}, \epsilon_{rr} \equiv \epsilon_{\theta\theta}$$

TENSIONE MEDIA

$$p = \frac{\sigma_{zz} + 2\sigma_{rr}}{3}$$

INTENSIONI EFFICACI

$$p' = p - u$$

DEVIATORE

$$q = \sigma_{zz} - \sigma_{rr}$$

$$q' \equiv q$$

DEFORMAZIONE DI VOLUME

$$\epsilon_v = \epsilon_{zz} + 2\epsilon_{rr}$$

DEFORMAZIONE DEVIATORICA

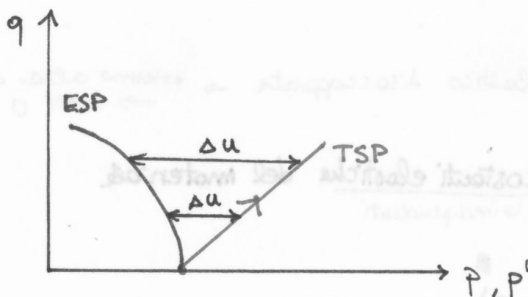
$$\epsilon_s = \frac{2}{3} (\epsilon_{zz} - \epsilon_{rr})$$

variabile
correlativa

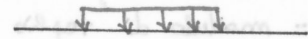
LAVORO

$$dW = p' d\epsilon_v + q d\epsilon_s$$

piano su cui riporto
lo STRESS PATH
PIANO DEGLI INVARIANTI



es.: fondazione circolare su terreno argilloso



□ A

→ vincolo cinematico interno
variat. di volume = 0
ma può deformarsi

Come prevedo Δu teoricamente? → insorge perché in condizioni non drenate

ϵ_v → ci dice come cambia in termini di volume il materiale

ϵ_s → distorsioni

p → responsabile ΔV

q → " distorsioni dell'elemento

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_v \\ d\epsilon_s \end{Bmatrix} \text{ vettore deformazione} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{pmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \text{ VETTORE DEGLI SFORZI}$$

MATRICE CEDEVOLEZZA

(risposta NON LINEARE → CAMPO ELASTO PLASTICO)

Se ad un corpo impongo un vincolo → nasce una reazione

⇒ Se vincolo interno → nasce reazione interna al vincolo = Δu = SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE

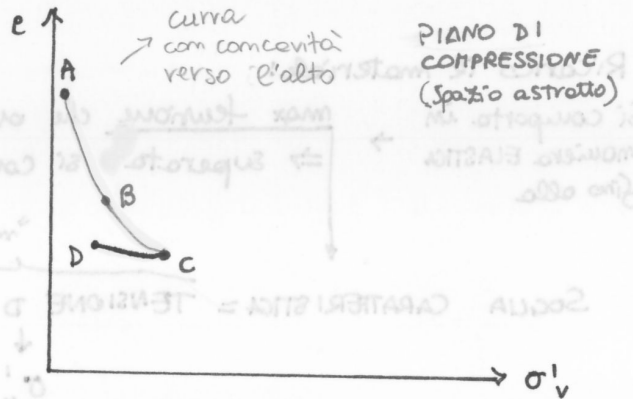
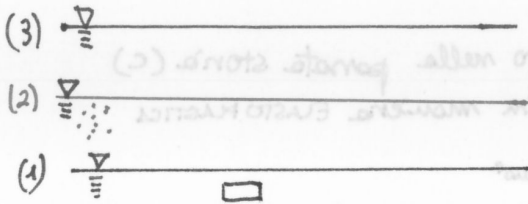
STORIA TENSIONALE DEI DEPOSITI NATURALI (Cap. 4)

COMPORTAMENTO MECCANICO → riflette una eredità acquisita nel corso degli eventi DI UN MATERIALE da fase di formazione deposito → eventi più recenti

STORIA TENSIONALE = STORIA GEOLOGICA

↳ devo individuare parametri e variabili di stato in un modello predittivo quantitativo meccanico

(a) 1ª FASE: SEDIMENTAZIONE E COMPRESIONE SOTTO PESO PROPRIO



per descrivere il materiale uso 2 variabili di stato: (σ'_v, e)

CURVA → se aumento $\sigma'_v \rightarrow e$ diminuisce sempre meno
 ↳ mai = 0 ⇒ converge ad un asintoto

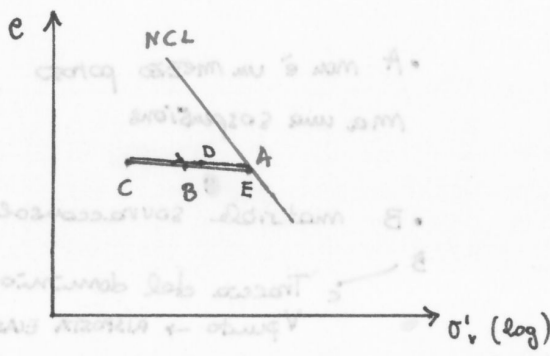
✦ Se materiale sottoposto ad una 1ª FASE ⇒ MATERIALE NORMAL CONSOLIDATO
 ⇒ CURVA → CURVA DI NORMALCONSOLIDAZIONE (NCL) (N.C)

✦ Se scarico il materiale (da C → D piccola pendenza)
 Solo una piccola parte di deformazioni vengono restituite (diff. quota D-C, ma da A → D deformazioni plastiche)

⇒ NO BIUNIVOCITÀ ⇒ comportamento ELASTO PLASTICO del materiale

✦ Se da D ricarico il materiale che succede?

es:



[curva di compressione o ramo di carico]

[curva di scarico - ricarico o ramo di ricarico]

se materiale è B → c
⇒ SOVRACONSOLIDATO

B e c → percorsi elastici diversi perché $\bar{CA} \neq \bar{BA}$
↓
migliore carico perché più lenti

GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE OCR

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

NCL → luogo dei punti dei materiali: NORMAL CONSOLIDATI
⇒ $\sigma'_p \equiv \sigma'_{v0} \Rightarrow OCR = 1$

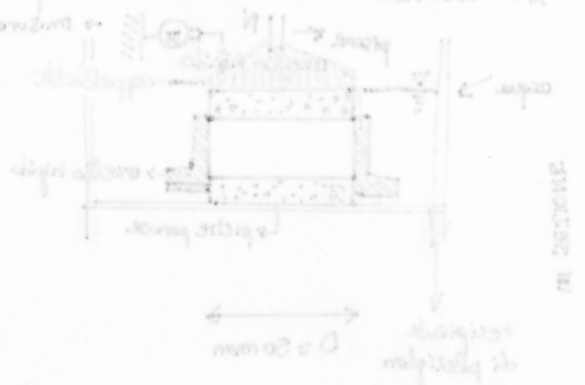
in C: $OCR = \frac{\sigma'_v(B)}{\sigma'_v(C)}$

in D: $OCR = \frac{\sigma'_v(B)}{\sigma'_v(D)}$

in E: $OCR = 1$



In laboratorio si trova un campione cilindrico (buccia) di argilla saturata (saturazione 100%)



Condizione iniziale:

$\sigma'_{v0}, w_H \rightarrow e_0 \quad (\sigma'_{v0}, e_0)$

$\frac{\Delta N}{N} = 1 \rightarrow$ progressione geometrica

$\frac{\Delta H}{H_0} = \epsilon_{zz} = \epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$

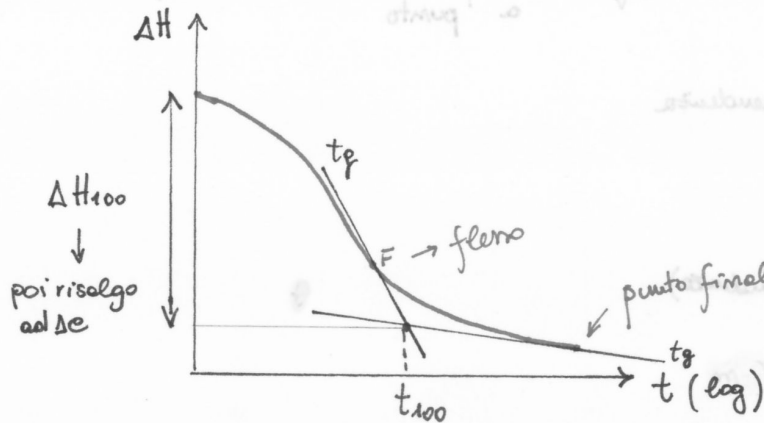
tempi efficaci: alla fine del processo di consolidazione

	σ'_v (kPa)	ΔH	$\Delta H/H_0 = \epsilon_{zz}$	c [-]
(1)	25	⋮	⋮	1.13 \approx tenuto 24 h
(2)	50	⋮	⋮	1.11 " " "
⋮	100	⋮	⋮	1.05 " " "
⋮	200	⋮	⋮	1.00 " " "
⋮	400	⋮	⋮	0.98 " " "
⋮	800	⋮	⋮	⋮
⋮	1600	⋮	⋮	⋮

Le deformazioni \rightarrow avvengono nel tempo (non istantaneamente)

$\forall (1), \dots, (n)$

es: $\Delta \sigma'_v = 25$ kPa

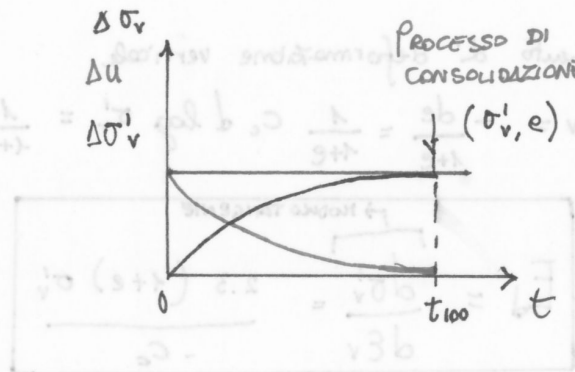


a $t = t_0$
 applico $\Delta \sigma'_v$ TOTALE
 ↓ C.N. DRENATE
 $\Delta u = \Delta \sigma'_v$

$\Delta \sigma'_v = 0 \rightarrow$ prova non subita nessun essiccamento

↓ si dissipa tutta la u
 \Rightarrow avvenuta la sovracconsolidazione

a $t = t_{100} \quad \Delta u = 0 \quad \sigma'_v = \sigma_v$



per le sabbie: il MODULO DI DEFORMAZIONE varia da:
EDOMETRICA

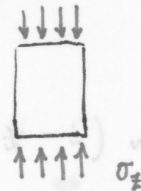
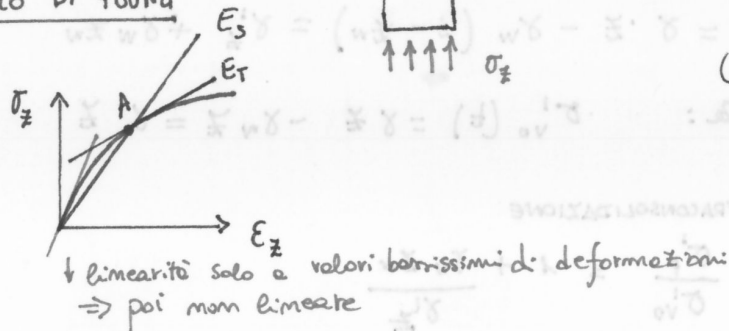
10 ÷ 40 MPa → SABBIE SCIOLTE

50 ÷ 150 MPa → SABBIA DENSA

M.B.

MODULO DI YOUNG ≠ MODULO DI DEFORMAZIONE EDOMETRICA

MODULO DI YOUNG



PROVINO CILINDRICO

STATO DI SFORZO MONOASSIALE

(NO vincol. laterali) *

↑ ⊗
diverse condizioni al contorno
↓ ⊗

E_s = modulo secante

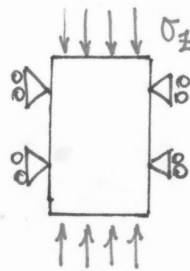
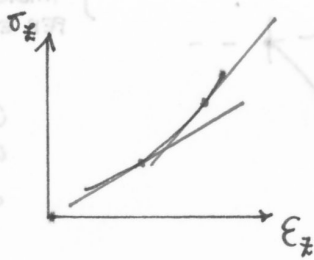
E_t = modulo tangente

⇒

se non lineare ⇒ il modulo non è definito univocamente

↓
devo specificare se tangente o secante

MODULO EDOMETRICO

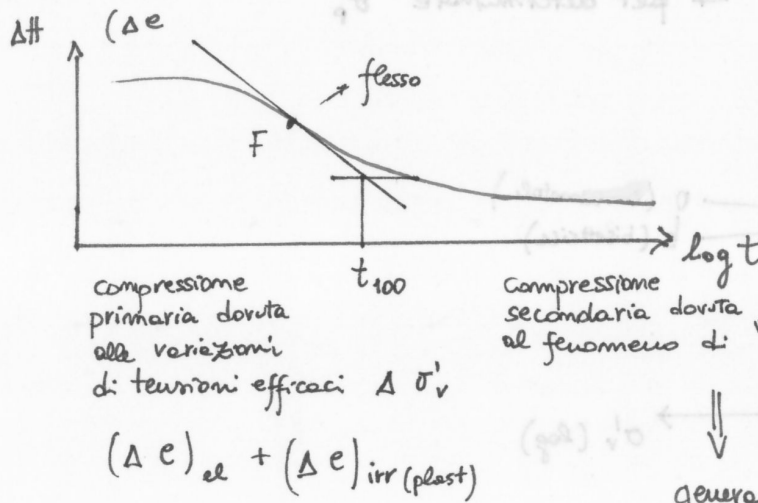


non può sporcarsi lateralmente

(NO deformazioni laterali perché vincolato da un anello) *

Il modulo aumenta progressivamente ⇒ materiale + consolidato per ↓ vuoti ⇒ materiale più rigido

DECORSO DEI CEDIMENTI NEL TEMPO E FENOMENI VISCOSI



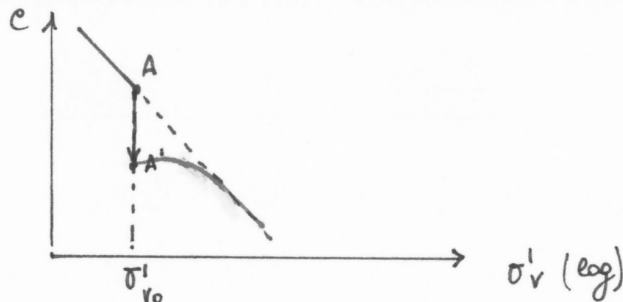
INDICE DI COMPRESSIONE SECONDARIA

$$C_{\alpha} = \frac{-\Delta e}{\Delta \log t} = \frac{-\Delta e}{\log(t/t_{100})}$$

Compressione secondaria dovuta al fenomeno di "CREEP" (comportamento viscoso materiale)

genera una sovraconsolidazione

SOVRACONSOLIDAZIONE DOVUTA A "CREEP"



Carico fino ad A

Se materiale è viscoso \Rightarrow possono avvenire cedimenti

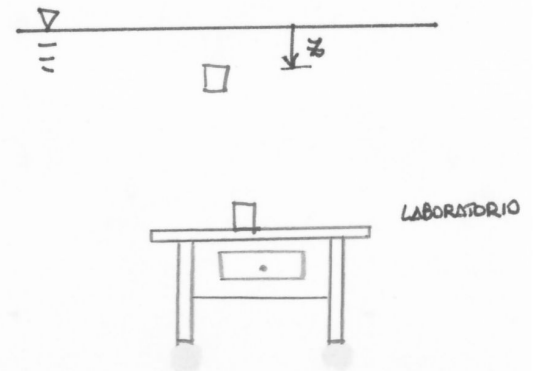
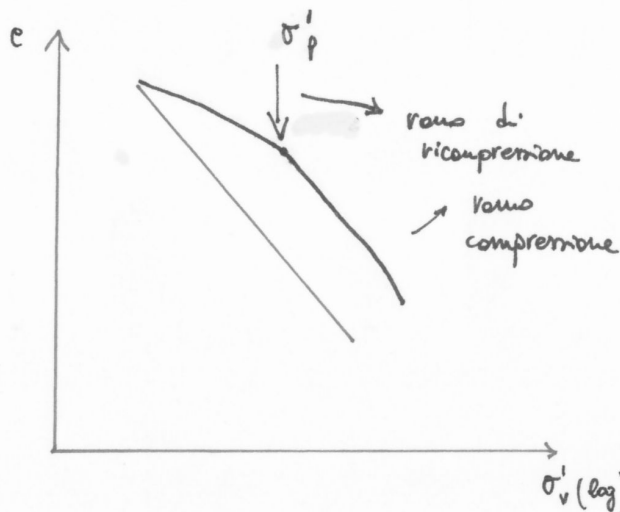
\rightarrow divide il dominio elastico da quello elasto-plastico

$\exists \sigma'_p \rightarrow$ effetto di CREEP \rightarrow (materiali in natura mai normal consolidati)

$$\uparrow \text{ dovuto al Creep} \\ OCR = \left(\frac{t}{t_{100}} \right)^{\frac{C_{\alpha}}{C_c - C_r}}$$

es:

PIANO DI COMPRESSIONE



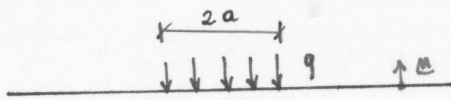
retta perchè se modello il campione di argilla con le mani \rightarrow cancella la memoria del materiale

curva se lo tratto con cura \rightarrow risolgo alla STORIA TENSIONALE

\downarrow QUALITÀ CAMPIONE \leftarrow INDISTURBATI

CALCOLO DELLE TENSIONI INDOTTE DA CARICHI APPLICATI SULLA SUPERFICIE (par. 9.6.1)

TEORIA DELL'ELASTICITÀ - PROBLEMA AL CONFINO



fondazione circolare di raggio a

(1) mezzo reale \rightarrow sostituito da un semispazio elastico isotropo omogeneo

(2) frontiera? \rightarrow sulla frontiera applichiamo la nostra fondazione

$$-a \leq x \leq +a$$

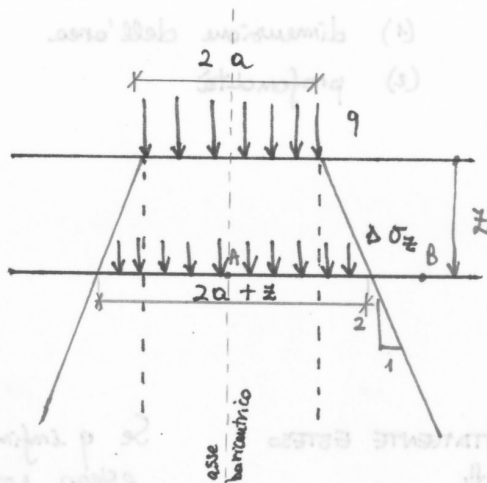
le componenti normali dello stato di sforzo $\rightarrow \sigma_{ij} m_{ij} = q$
 \rightarrow sulla frontiera non esistono componenti tangenziali

↓
 indipendenza della direzione di applicazione di carico
 ↓
 proprietà meccaniche indipendenti del punto

debbiamo soddisfare:

$$\begin{aligned} \rightarrow & \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i = 0 \\ \rightarrow & \epsilon_{ij} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \\ \rightarrow & \sigma_{ij} = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij} \end{aligned}$$

PROBLEMA ELASTOSTATICO



\rightarrow PROBLEMA DI DIFFUSIONE
 come si diffonde q all'interno del semispazio

↓
 CONO DI DIFFUSIONE

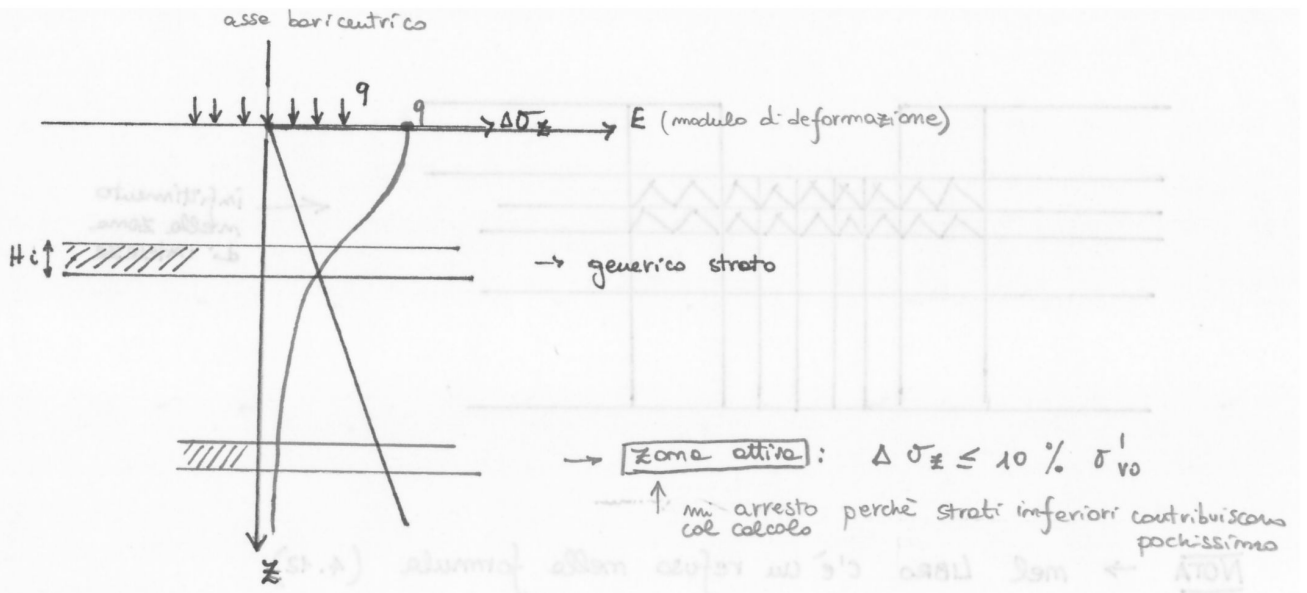
considero un pilino alla generica profondità z

1^a CONDIZIONE che deve essere soddisfatta è \rightarrow L'EQUILIBRIO

$$q \pi a^2 = \Delta \sigma_z \pi \left(a + \frac{z}{2}\right)^2 \rightarrow \text{condizione di equilibrio GLOBALE}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_z = \frac{q a^2}{\left(a + \frac{z}{2}\right)^2}$$

$$\Delta \sigma_z = q \frac{1}{\left(1 + \frac{z}{2a}\right)^2}$$



† DEFORMAZIONE

$$\epsilon_z = \frac{\Delta H_i}{H_i} = \frac{1}{E} \left[\Delta\sigma_z - \nu (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right]$$

† ACCORCIAMENTO

$$\Delta H_i = H_i \cdot \frac{1}{E} \left[\Delta\sigma_z - \nu (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right]$$

† CEDIMENTO IN SUPERFICIE

$$w = \sum \Delta H_i$$

$$w = \int_0^H \epsilon_z dz$$

Man mano che scendo ↓ il contributo dei vari strati si fa sentire di meno perchè ↑ E e ↓ Δσ_z

Ge: strati che prendo: esempio:

INFITTISSCO NELLE
ZONE CHE
CONTRIBUISONO
MAGGIORMENTE
AL CALCOLO

- 1 m
- 1 m
- 1.5 m
- 2 m
- 2.5 m
- 3 m
- 4 m
- 6 m
- 10 m

sempre più grandi

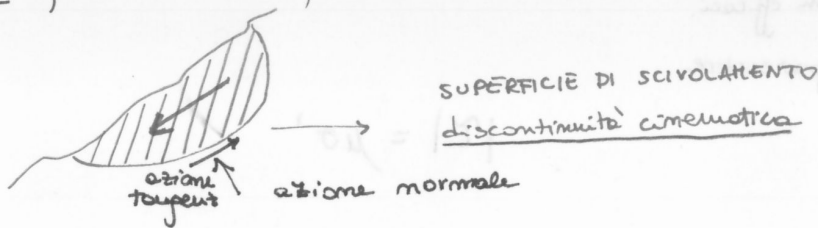
||||

COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI E TEORIA DELLO STATO CRITICO (cap. 5)

1. Meccanismi plastici e criteri di rottura
2. Apparecchiature per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio
3. Modello dissipativo di Taylor: involucro delle resistenze, concetto di dilatazione, concetto di stato critico
4. Comportamento argille tenere
5. Comportamento argille consistenti: picco, post picco, resistenza residua
6. Resistenze al taglio non drenate

RESISTENZA AL TAGLIO - (MECCANISMI)

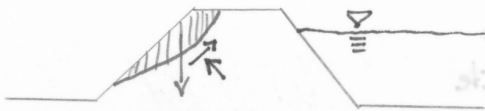
es: frana di un pendio



forze tangenziali indotte lungo la sup. scivolamento \rightarrow resistenza di taglio

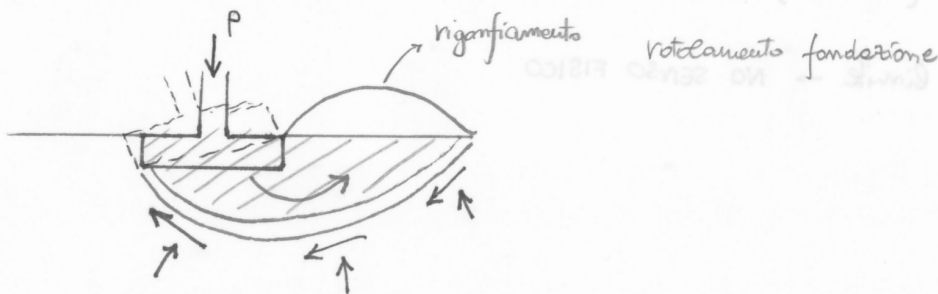
SCIOLAMENTO
(causato da una azione di taglio)

es: struttura di ritenuta



se non ci sono
no scivolamento relativo

es: fondazione superficiale (plinto di fondazione)



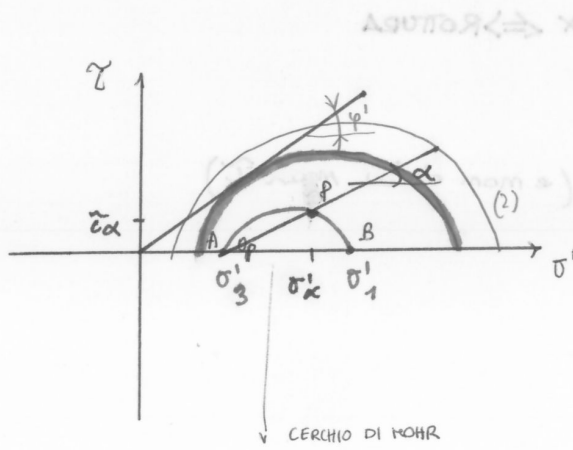
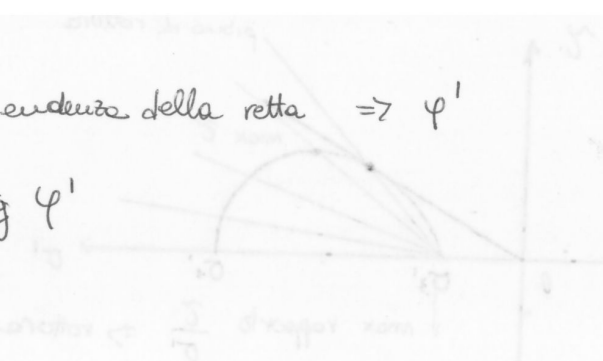
$$\tau = \mu \sigma'$$

$\mu = \text{pendenza della retta} \Rightarrow \varphi'$

$$\mu = \text{tg } \varphi'$$

$$\Rightarrow \tau = \sigma' \text{tg } \varphi'$$

$\varphi' = \text{angolo di resistenza al taglio}$



elemento di terreno soggetto a sforzi principali
 puo' essere un piano di rottura?
 No perchè P non è dell'involucro
 $A \equiv O_p$

piano orizzontale \rightarrow NO PIANO DI SIVOLAMENTO \rightarrow xka no azioni di taglio
 piano verticale \rightarrow " " " " \rightarrow " " " " "

\Rightarrow Sui PIANI PRINCIPALI non operando nessuna azione di taglio (no tensioni tangenziali) non può avvenire scivolamento

Qualunque punto e Cerchio di Mohr non si trova sull'involucro \Rightarrow NO SIVOLAMENTO

Se lo stato di sforzo è espresso da un cerchio di Mohr e all'involucro (intorno)

Se cerchio di Mohr (2) \Rightarrow no punti di scivolamento \Rightarrow NO senso fisico

" " " " tangente a / $\Rightarrow \exists$ 1 punto di scivolamento

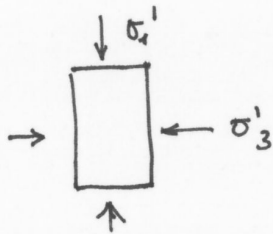
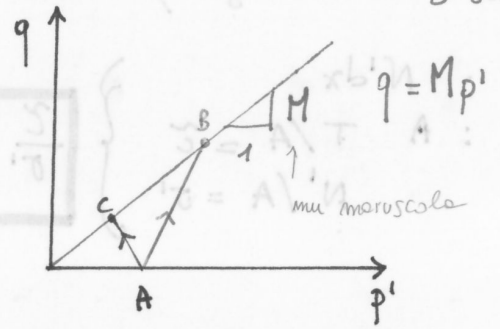
RAPPRESENTAZIONE DELL'INVILUPPO DI ROTTURA SUL PIANO DEGLI INVARIANTI

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'}{3 - \operatorname{sen} \varphi'}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$$

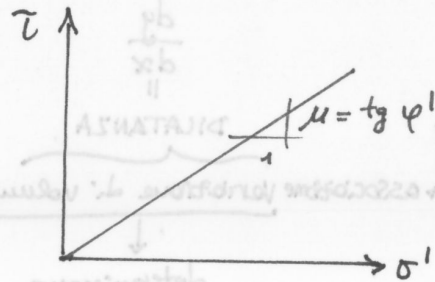
$$q = \sigma_1' - \sigma_3'$$

individuare il PIANO DEGLI INVARIANTI



$$\sigma_2' = \sigma_{\theta\theta} = \sigma_3' = \sigma_{tt}$$

PIANO DI MOHR



VANTAGGIO PIANO DEGLI INVARIANTI:

Rappresenta il percorso della sollecitazione

PROVE SPERIMENTALI PER LA DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

(1) Apparecchio di taglio diretto

SCATOLA DI GASAGRANDE



provino di terreno (limo-sabbioso)

2 telai sovrapposti

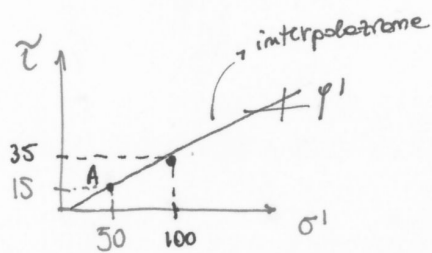
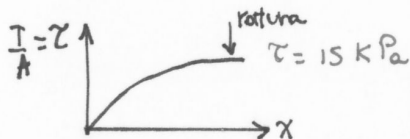
piatto di scivolamento

T e N forze

misura e determino la resistenza al taglio

⊗ micrometro a sferina

$$10) \frac{N}{A} = \sigma' = 50 \text{ kPa}$$



A è all'inviluppo di rottura

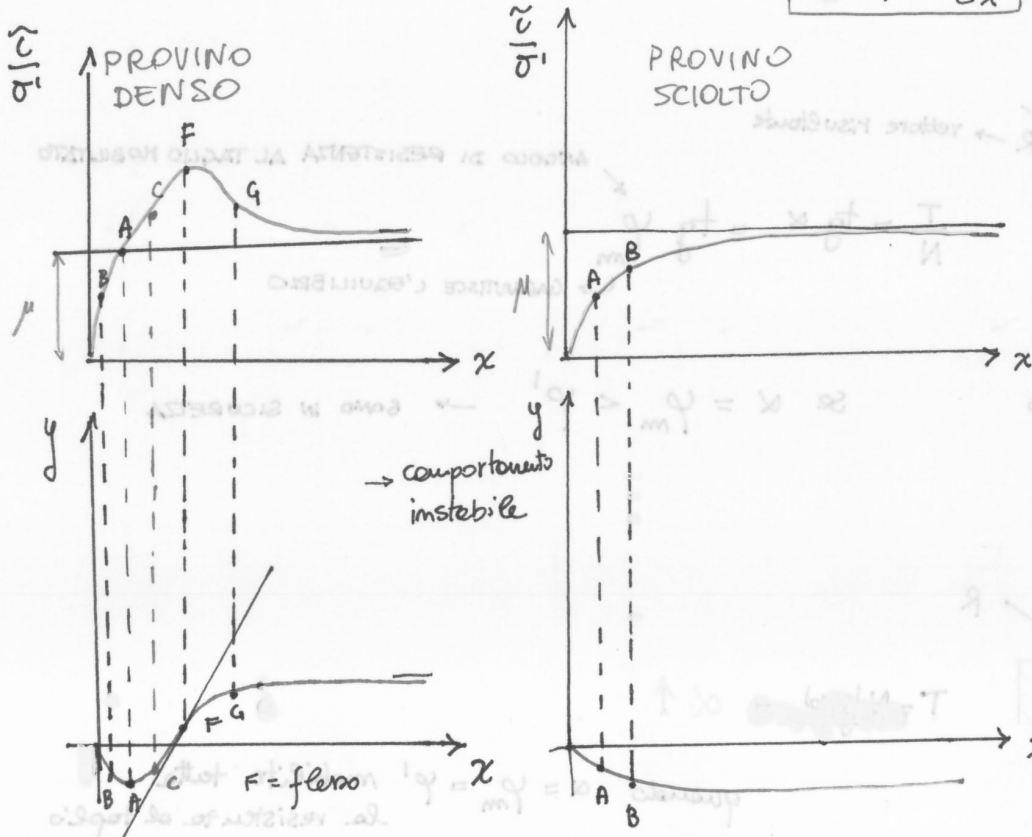
Per determinare altri punti devo ripetere gli stessi passaggi variando N

ESERCIZIO

differenziale

$$\frac{\hat{c}}{\sigma'} = \mu + \frac{dy}{dx}$$

→ condizione finale stazionaria



∃ 1 istante in cui $\frac{\hat{c}}{\sigma'} = \mu \rightarrow$ si quando $\frac{d\hat{c}}{d\epsilon} = 0 \rightarrow$ in A
 → si nella condizione istotica

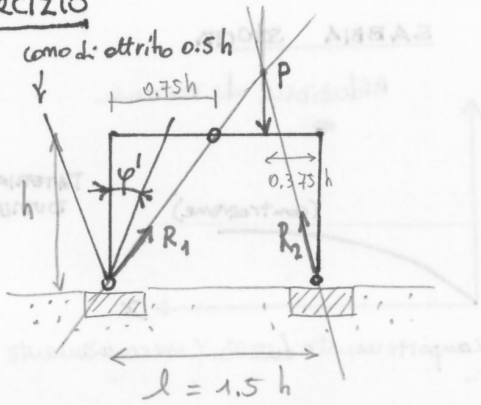
in B = ? $\rightarrow \frac{dy}{dx} \neq 0 < 0 \Rightarrow$ si sottrae a μ

in C = ? $\rightarrow \frac{dy}{dx} \neq 0 > 0$

max in F

La DILATANZA occupa un ruolo paritetico a quello delle tensioni efficaci nelle meccaniche delle terre

Esercizio



TERRENO
SABBIA - LIMOSA $\mu = 0.5$

In queste condizioni abbiamo margini di sicurezza?

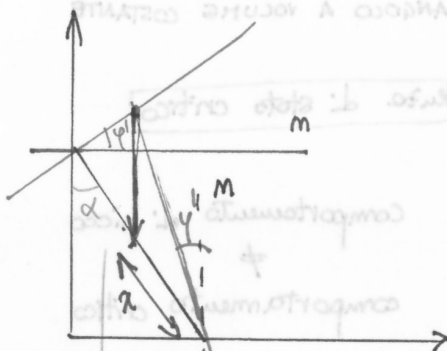
$R_1 \notin$ al cono \Rightarrow scorre

$R_2 \in$ al cono \Rightarrow non scorre

Esercizio



fino a quale gradino posso salire senza scivolamento?



incipiente scivolamento

se $\alpha = \phi'$ \Rightarrow ultimo gradino ok

Il più piccolo valore che mi aspetto di resistenza è quello a grandi deformazioni, dunque l'angolo di resistenza al taglio a volume costante.

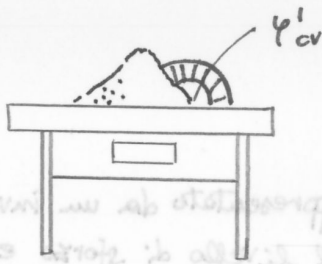
→ progettazione a favore di stabilità

• ORDINI DI GRANDEZZA DELL'ANGOLO DI STATO CRITICO φ'_{cv}

LIMI	26°
SABBIE FINI UNIFORMI	30°
SABBIE ASSORTITE	32° ÷ 34°
SABBIE CON GHIAIA	36°
LIMI CON GHIAIA	26°

Sabbie di natura siccata

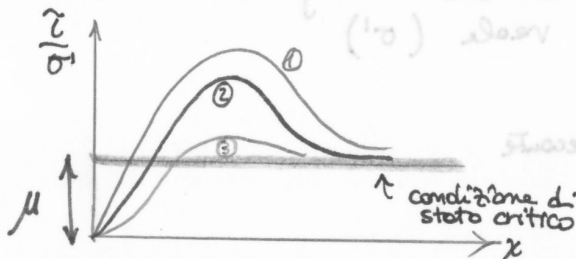
⇒ proprietà e non parametro, devo determinare φ'_{cv} anche da prove semplici



Prendo un mucchietto di sabbia, lo faccio cadere sul tavolo: vedo l'intensità nel cadere (intensità della pioggia)

Il mucchietto tende a formare un cono: prendo un goniometro e misuro l'angolo, ottengo φ'_{cv}

SABBIA DENSA $e_0 = 0.5$



- ① considero questa curva a $\sigma'_{z'} = 50 \text{ kPa}$
- ② picco meno accentuato $\sigma'_{z'} = 100 \text{ kPa}$
- ③ la curva può diventare duttile $\sigma'_{z'} = 500 \text{ kPa}$

Cosa accade se a parità di e_0 faccio variare lo stato d'sforzo?

Influente di $\sigma'_{z'}$

- (1) $\sigma'_{z'} = 50 \text{ kPa}$
- (2) $\sigma'_{z'} = 100 \text{ kPa}$
- (3) $\sigma'_{z'} = 500 \text{ kPa}$

→ si riduce la resistenza al taglio

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'}\right)_{\max} = \mu + \left(\frac{dy}{dx}\right)_{\max}$$

N.B. se $\sigma'_{z'} \uparrow$ e $\left(\frac{dy}{dx}\right)_{\max} \downarrow$
 $\left(\frac{\tau}{\sigma'}\right)_{\max} \downarrow$

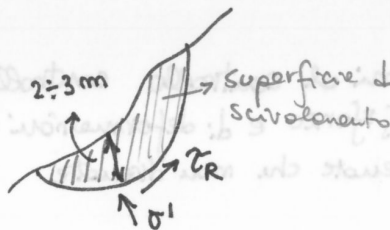
non solo $\uparrow \sigma'_{z'}$ ma cambia anche la dilatazione

φ' secante deve essere scelto in base alle condizioni tensionali del problema che sto considerando. Aumentando le tensioni, si abbassa φ' secante

↓
 l'involuppo di rottura degenera in quello dello stato critico

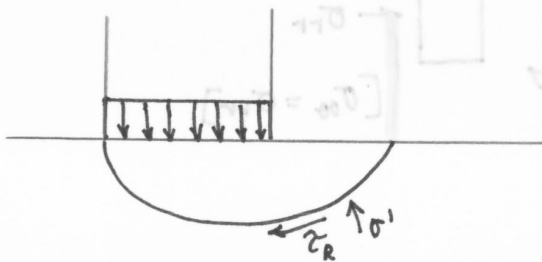
- Dunque la resistenza al taglio dipende anche dalle variazioni di volume
- È uno stato stazionario finale indipendente dalle condizioni iniziali del materiale
 → qui non si perde la resistenza → CONDIZIONE STATO CRITICO CON φ'_{cv}
 (parametro pertinente alle analisi di stabilità con elevati caratteri deformativi)

ES: INVILUPPI DI ROTTURA NON LINEARI



Pensavo: φ' secante come CASO 1
 o' piccolo

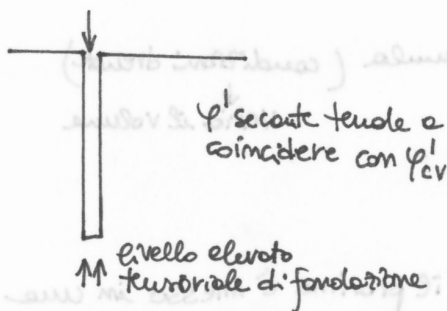
VERIFICA DI STABILITÀ



φ' secante come nel CASO 2

Il livello di sforzo dipende sia dal peso proprio che dal livello tensionale della struttura: dunque sul mio involucro di rottura il valore di φ'_{sec} è più basso rispetto al pendio perché aumenta σ_1

PALO DI FONDAZIONE



Devo poter generare un deviatore, allora episco sul pistone con N

$$\Rightarrow \sigma_{\perp} = \sigma_{rr} + \frac{N}{A} = \sigma_{rr} + A \sigma_{zz}$$

$$\Rightarrow \sigma_{zz} = \sigma_{rr} + \frac{N}{A} \quad (\text{STATO DI SFORZO})$$

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \epsilon_{zz} \rightarrow \text{deformazione verticale}$$

- Prova drenata: $\epsilon_v = \epsilon_{zz} + 2 \epsilon_{rr} \Rightarrow$ conosco ϵ_{rr}

Dunque sono noti lo stato di sforzo e quello di deformazione

INTERPRETAZIONE DELLA PROVA

~ Variabili tensionali e di deformazione

$$\text{Tensionali} \begin{cases} p = \frac{\sigma_{zz} + 2\sigma_{rr}}{3} \\ q = \sigma_{zz} - \sigma_{rr} \end{cases} \text{ deviatore}$$

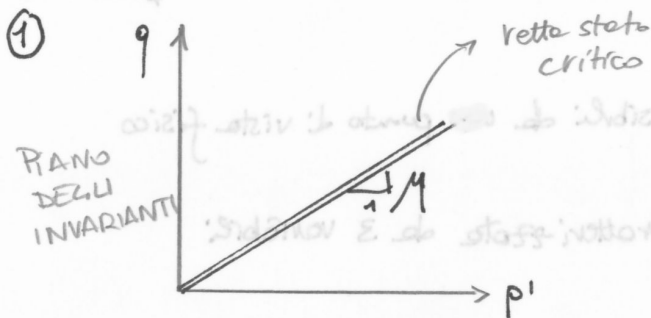
• condizioni drenate $\Rightarrow p' = p, q' = q$

• condizioni non drenate $\Rightarrow \Delta u \neq 0, \Delta p' = \Delta p - \Delta u, \Delta q' = \Delta q$

$$\text{Deformazione} \begin{cases} \epsilon_v = \epsilon_{zz} + 2\epsilon_{rr} \\ \epsilon_s = \frac{2}{3}(\epsilon_{zz} - \epsilon_{rr}) \end{cases} \quad (\text{deformazione deviatorica})$$

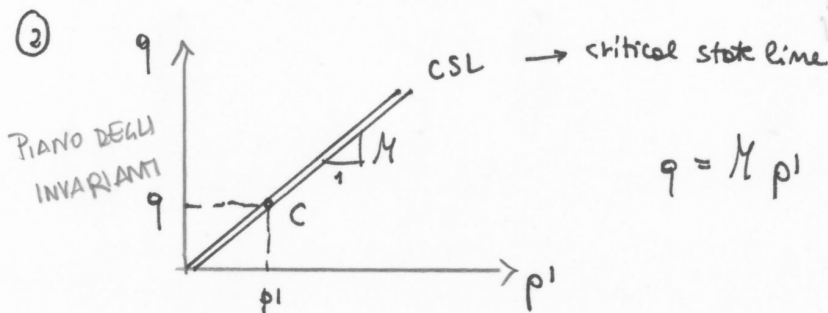
• condizioni drenate $\Rightarrow \Delta u = 0, \epsilon_v \neq 0$

• condizioni non drenate $\Rightarrow \epsilon_v = 0, \Delta u \neq 0$



$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'_{cv}}{3 - \operatorname{sen} \varphi'_{cv}}$$

conosco M ricavo φ'_{cv}



$$q = M p'$$

Resistenza al taglio dei terreni (ricchiari)

• Coulomb

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

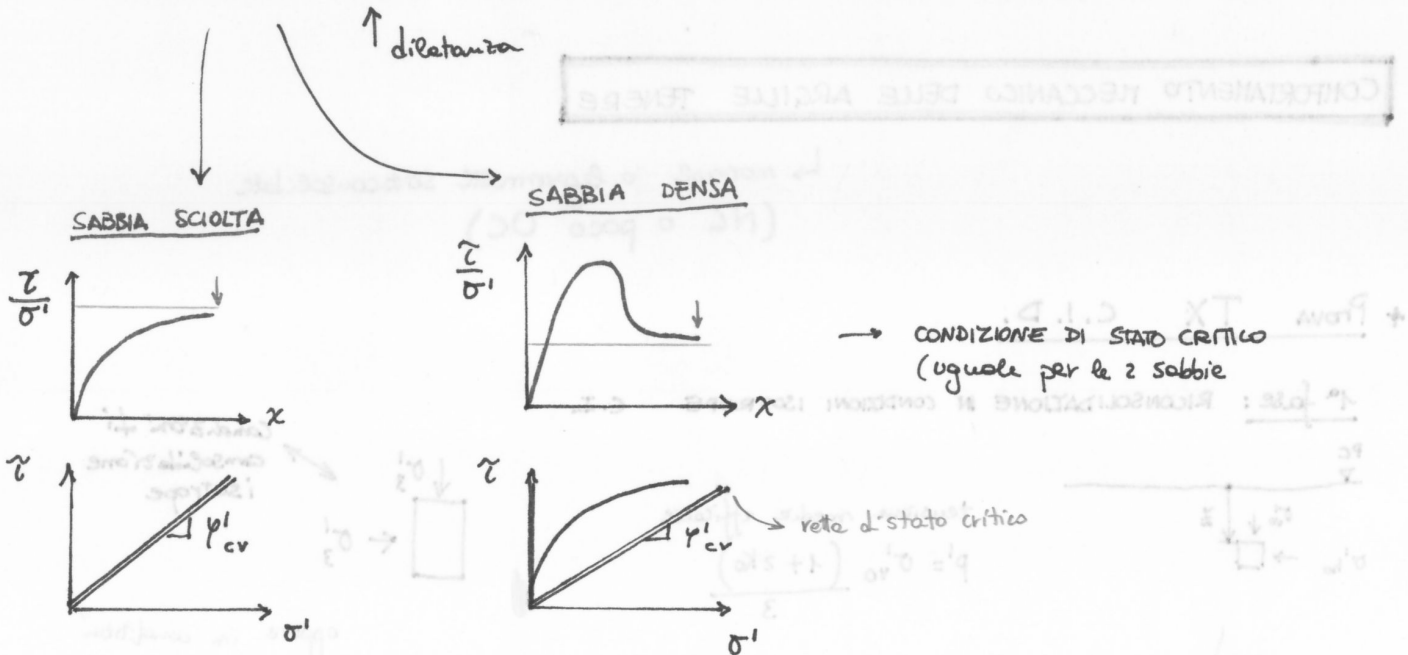
PROVA DI TAGLIO DIRETTO

simula la rottura lungo c e 2 telai ripidi

• modello di Taylor (tiene conto delle variazioni di volume)

$$\frac{\tilde{\tau}}{\sigma'} = \tan \varphi'_{cv} + \frac{dV}{dx}$$

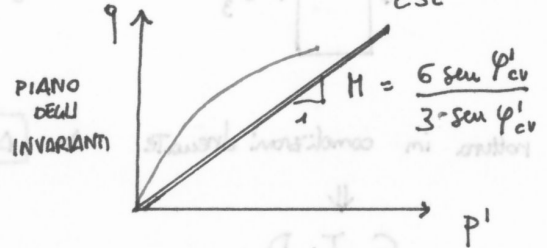
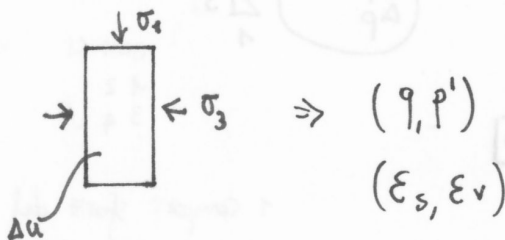
φ'_{cv} = angolo di stato critico

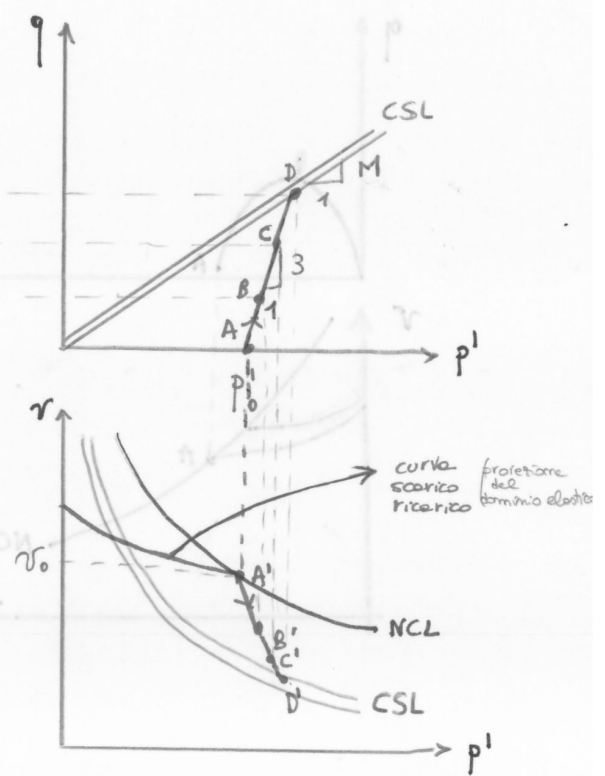
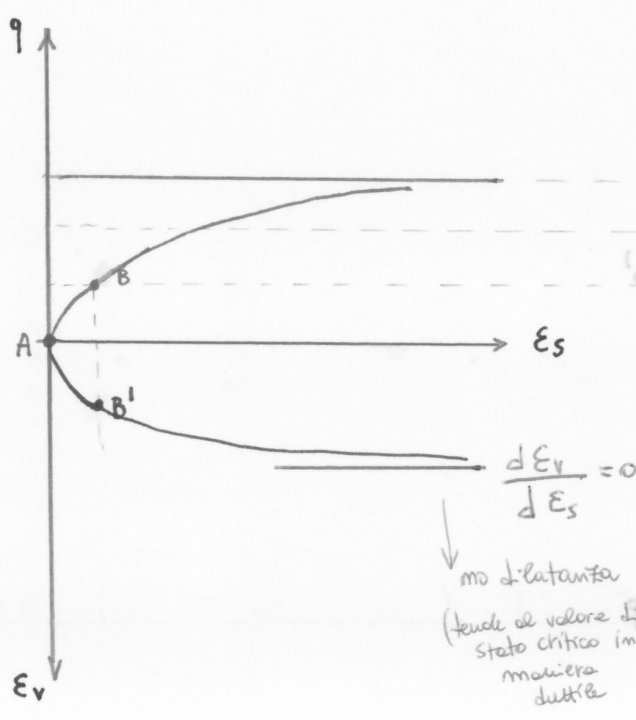


Limite dell'apparecchio di TD (taglio diretto):

- (1) condizioni di drenaggio non controllabili
- (2) stato di sforzo e deformazione non uniforme

prova più affidabile → Apparecchio TX (triassiale) → provino cilindrico → [critical state line]



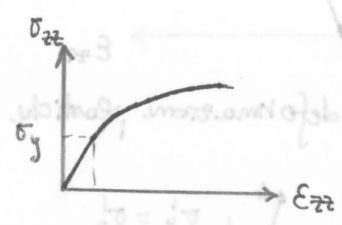
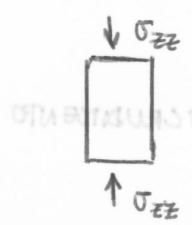


da A' → B' → def. elastoplastiche

Teoria dello stato critico

Idea centrale: il comportamento meccanico dei terreni dipende dalla distanza che esiste tra configurazione iniziale e condizione di stato critico

Tensione di smarramento σ'_y o σ'_p



Quando il materiale si plasticizza?

$$f(\sigma'_{ij}) = 0$$

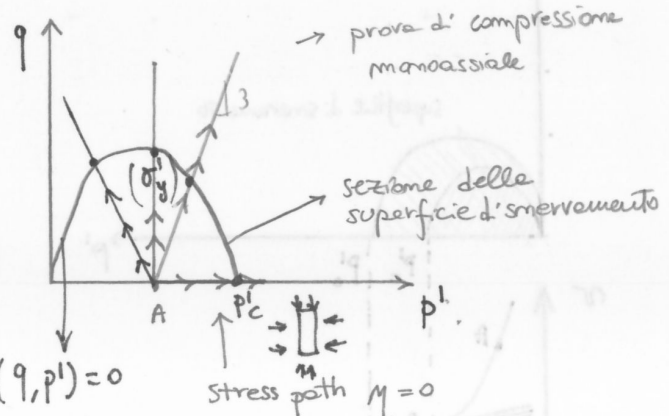
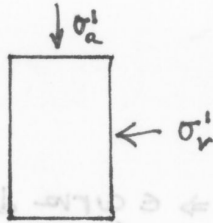
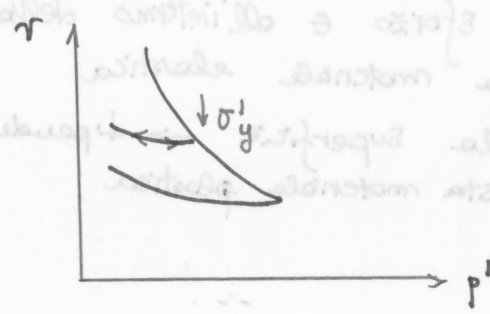
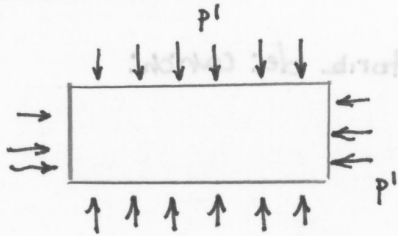
↑ funzione di plasticità o smarramento

$f < 0 \Rightarrow$ campo elastico

$f = 0 \Rightarrow$ campo elasto-plastico



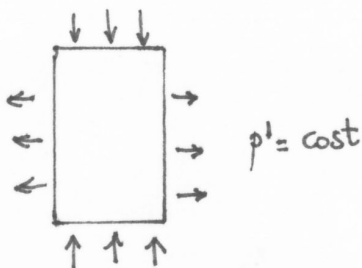
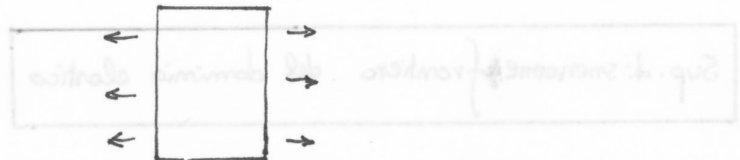
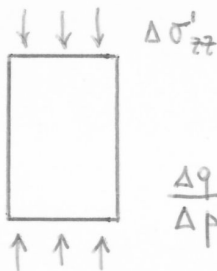
• COMPRESSIONE ISOTROPA



$$M = \frac{q}{p'} = 0$$

$$F(\sigma'_{ij}) = 0 \quad p'_c \rightarrow c' e' \sigma_y$$

CONDIZIONE DI SNERVAMENTO



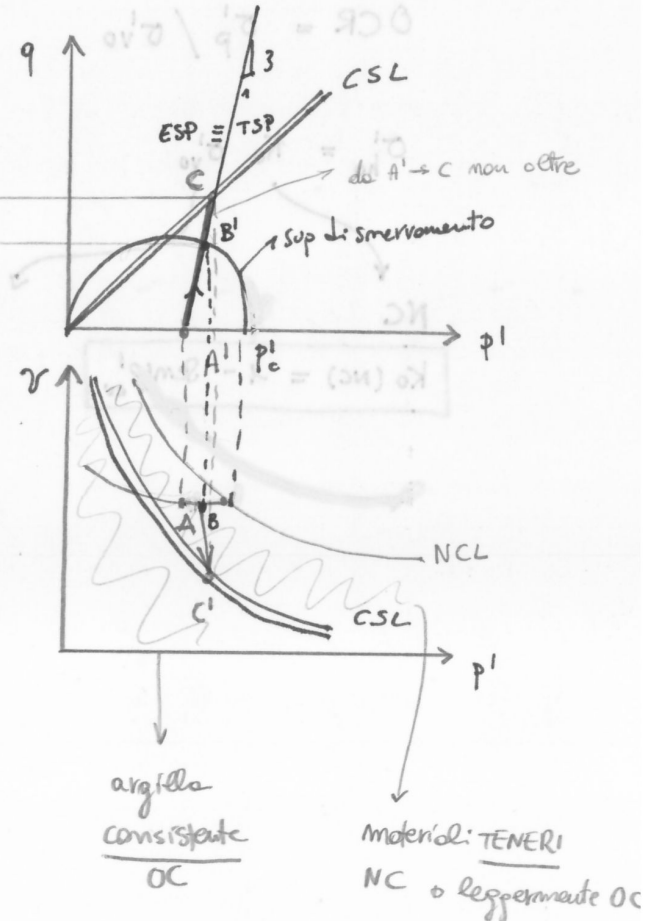
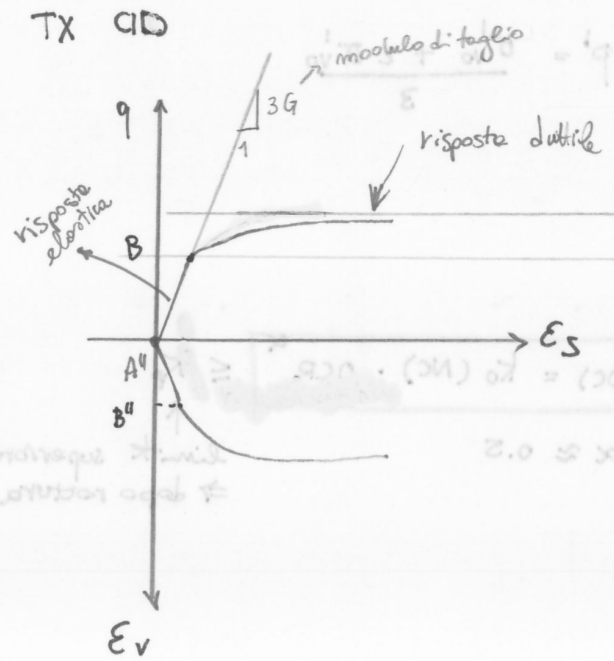
posso realizzare un piano di sollecitazione (percorsi)

Tutti i punti • E superficie di snervamento

evoluzione $\sigma_y \rightarrow$ superficie di snervamento

↓
oggetto che vive nel piano degli invarianti

COMPORTAMENTO MECCANICO DI UN'ARGILLA LEGGERMENTE SOVRACCONSOLIDATA



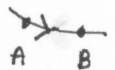
A condizione iniziale

Prova standard



$$\frac{\Delta q}{\Delta p'} = 3$$

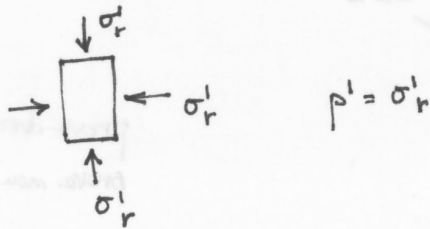
A'B → comportamento elastico
 B e curva scario ricarico perché



ESERCIZIO 1: comportamento meccanico di un'argilla normal-consolidata in condizioni non drenate

Prova CIU

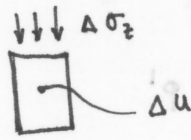
1^a fase:



(prove standard → incremento carico assiale)

$$\frac{\Delta q}{\Delta p'} = 3$$

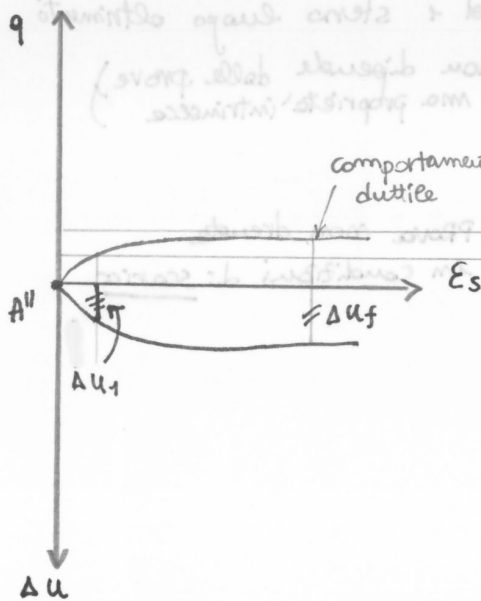
2^a fase:
a drenaggio chiuso



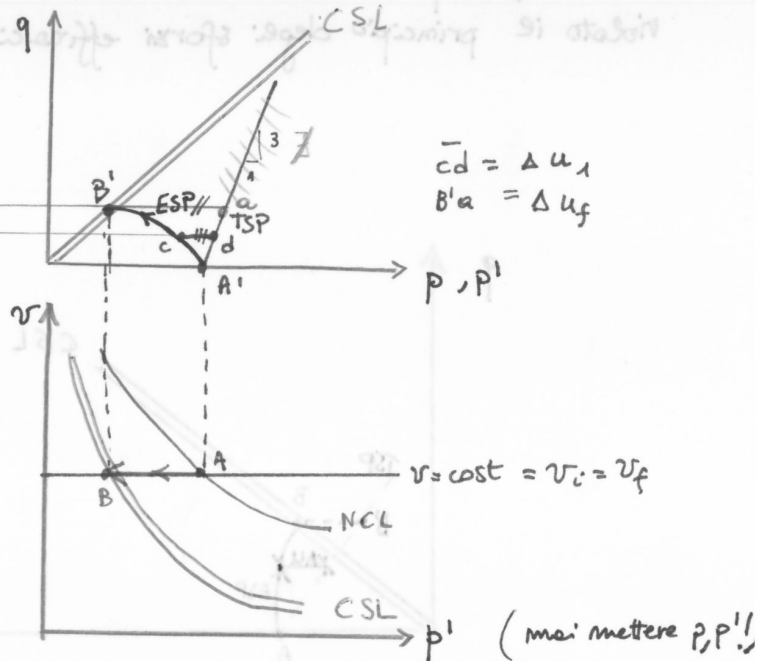
$$\Delta q \equiv \Delta q'$$

$$\Delta p \neq \Delta p' = \Delta p - \Delta u \quad \left. \vphantom{\Delta p} \right\} \text{TSP} \neq \text{ESP}$$

no variazioni di volume $\Delta \epsilon_v = 0$



(no ϵ_v perché $= 0 \rightarrow$ prove non drenate)



• A punto iniziale di partenza

TSP arriva a fermarsi quando ESP arriva a rottura \Rightarrow si ferma da $A' \rightarrow a$
ESP \rightarrow risposta materiale

prova non drenata \Rightarrow no cambio di volume \leftarrow VINCOLO CINEMATICO

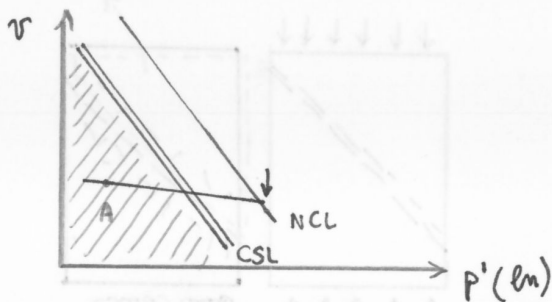
$$v = \text{cost}$$

$A \rightarrow B =$ Stress path

ESERCIZIO 2: terreno argilloso → Thimcea con pareti acciari



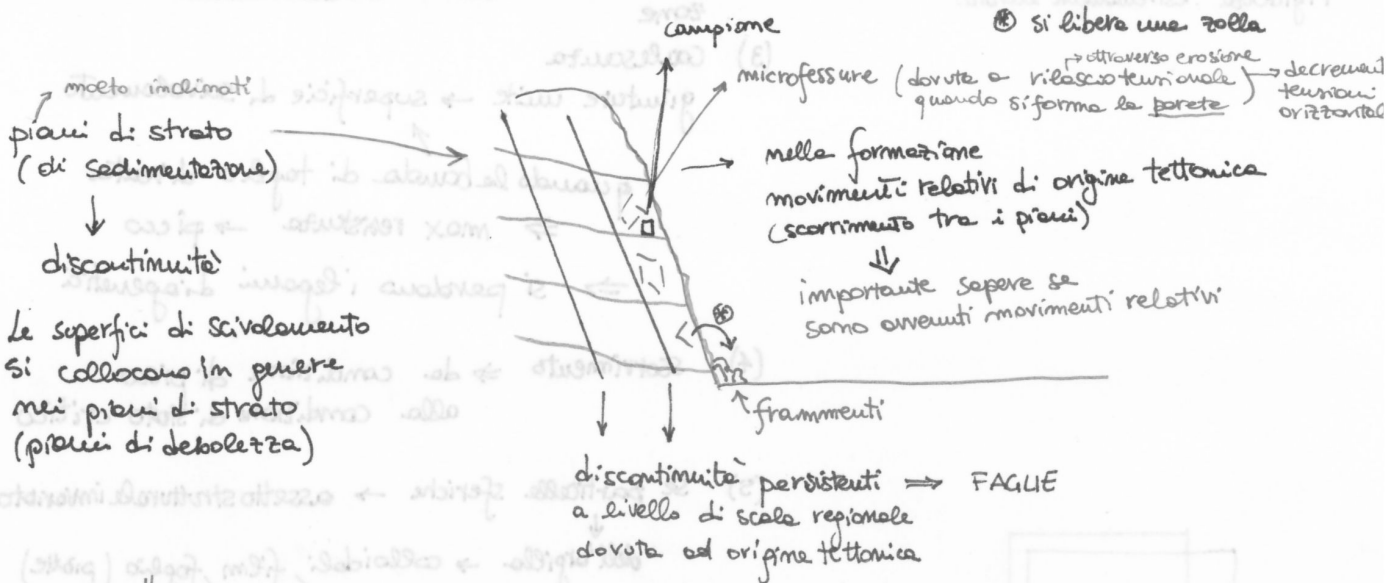
COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE CONSISTENTI (par. 5.9)



A = argille consistenti

Aspetti peculiari:

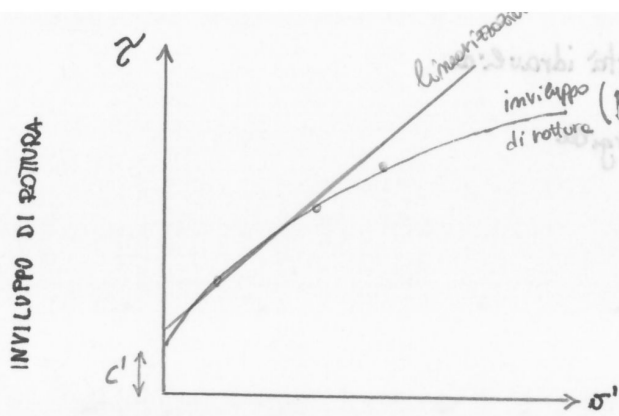
- (1) materiali caratterizzati da micro e macro struttura che ne condiziona il comportamento



AMMASSO NON OMOGENEO (al contrario delle argille tenere)



↳ Campione di laboratorio (può essere non rappresentativo dell'ammasso in situ che può non presentare discontinuità)



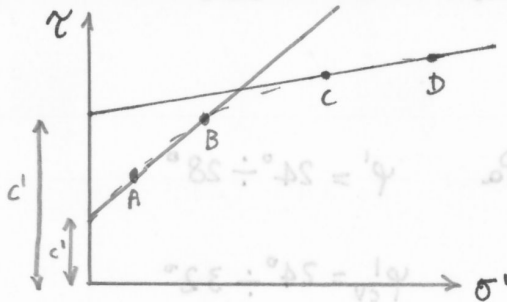
↓ caratterizzata da una marcata curvatura e intercetta $c' \neq 0$



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

esprime la resistenza in assenza di tensioni efficaci
attributo attrittivo

N.B. SCELTA DEI PARAMETRI



Valori di c' e $\varphi' \neq$

eseguendo 2 prove TX ottengo A e B (punti e rottura)
eseguendo oltre 2 prove TX ottengo C e D (punti e rottura)
⇒ linearizzo

↓
l'errore → entrambi significativi ma solo nell'intervallo tensionale caratterizzanti il nostro problema

! I parametri tensionali vanno sempre scelti in relazione al problema ingegneristico che si affronta **!**

es: per _____

↓ dovuta alla presenza dell'intercetta



↗ termine fuorviante
 $c' =$ coesione (efficacie) → meglio chiamarlo **INTERCETTA**

↓
non è una proprietà ma un parametro perché varia al variare dell'intervallo tensionale che considero

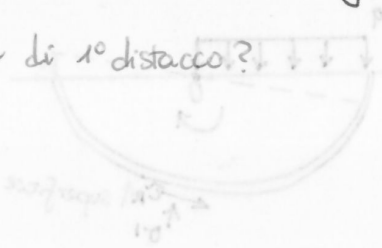
ANALISI DI STABILITÀ DEI PENDII

Sceita di resistenza al taglio

(1) Accertare la presenza o meno di processi in atto con uno studio geomorfologico

Riattivazione di movimenti progressi o frana di 1° distacco?

si $\Rightarrow \tau = \sigma' \tan \varphi'$



Fenomeni di primo distacco

argille intatte

argille fessurate

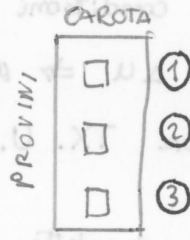
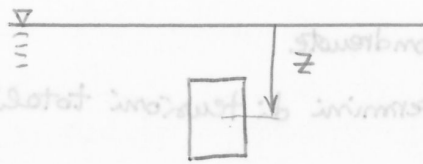
PARAMETRI DI PICCO

PARAMETRI DI STATO CRITICO

Nota: in presenza di sisma: PARAMETRI DI STATO CRITICO

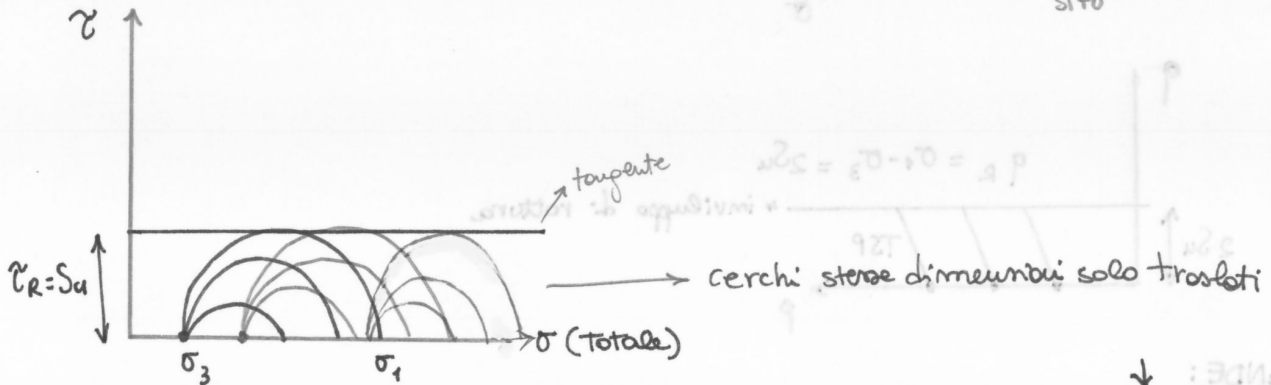
evento eccezionale \Rightarrow il materiale si porta in condizione di post-picco

- (a) Condizione non drenata: l'elemento di volume non scambia fluido con l'ambiente circostante \Rightarrow si comporta come un sistema chiuso
- (b) sistema chiuso \equiv sistema manomfo \Rightarrow grande sala a tensioni totali
- (c) Contorno di fluido deve rimanere costante

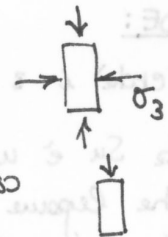


Prova TX U.U. (mom consolidate / non drenate)

Voglio riprodurre il contenuto di H₂O in situ



- ① {
 1^a fase : drenaggio chiuso e applico σ_3 (tensione totale) isotropa
 2^a fase : incremento il carico assiale sempre a drenaggio chiuso



resistenza al taglio non drenata S_u

$$\tau_R = S_u$$

CRITERIO DI TRESCA



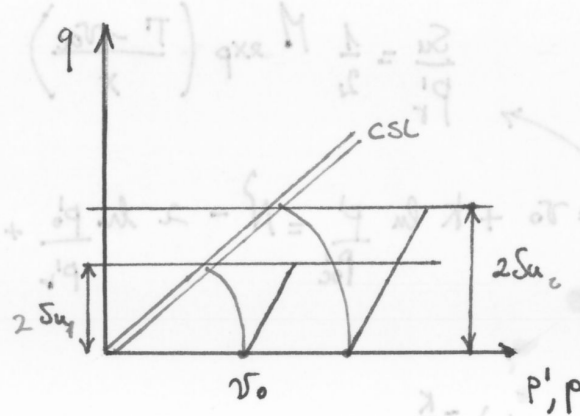
$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{qua} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{qua} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{qua} M \frac{1}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

i 3 prossimi

(1) Se σ_0 non varia \Rightarrow involucro di rottura uguale \Rightarrow danno la stessa S_u
 orizzontale

(2) S_u è $f(\sigma_0)$ \Rightarrow proprietà

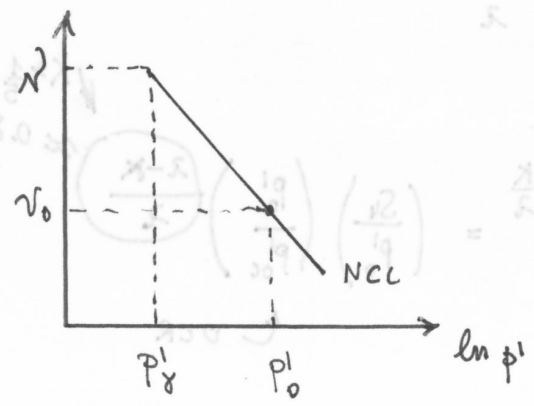


$$\frac{S_u}{p'_y} = \frac{1}{2} M \exp\left(\frac{T - \sigma_0}{\lambda}\right)$$

$$= \left[\frac{1}{2} M \exp\left(\frac{T - N^2}{\lambda}\right) \right] \frac{p'_0}{p'_y}$$

$$\frac{S_u}{p'_0} = \frac{1}{2} M \exp\left(\frac{T - N^2}{\lambda}\right) = \text{cost}$$

in 1 materiale
 normal - consolidato

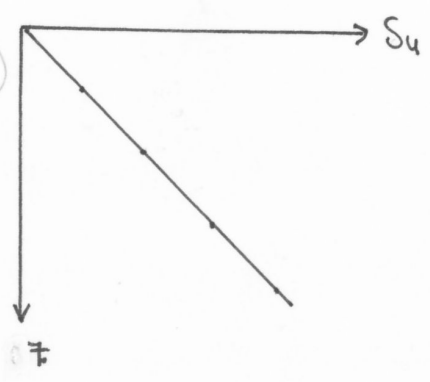


Implicazione pratica

$$\frac{S_u}{p'_0} = \text{cost} \quad p'_0 = \frac{1}{3} (\sigma'_{vo} + 2k_0 \sigma'_{vo}) = \frac{1 + 2k_0}{3} \sigma'_{vo}$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = \text{cost} \approx 0.22$$

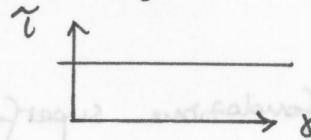
in 1 materiale
 normal
 consolidato \Rightarrow



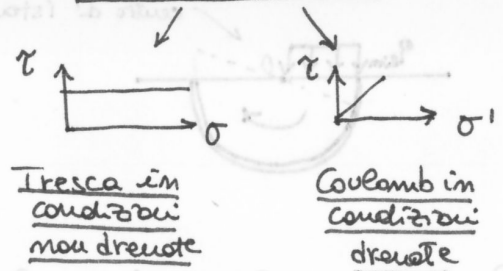
8. L'interpretazione del collasso: le analisi di stabilità (analisi ULS) (cap. 8)

1. TEOREMA DELLA PROBABILITÀ: ipotesi di base

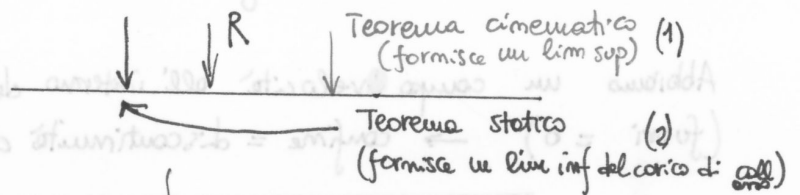
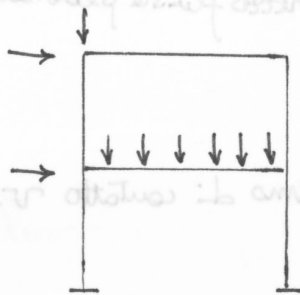
- (a) si analizza il comportamento del sistema all'istante di rottura, prescindendo del percorso che precede tale sistema
- (b) il materiale è scaricato come un mezzo rigido-plastico (mezzo perfettamente plastico)



- (c) a questo legame costitutivo associamo il criterio di rottura,



Perché i teoremi della plasticità?



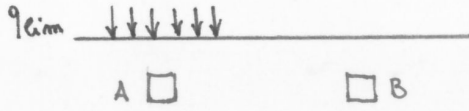
Se $i \neq \lim \Rightarrow$ ho il carico di collasso
 Se $i \neq \lim \neq \Rightarrow$ ricerca un \cdot di min con (1) e un \cdot di max con (2)

eventuali incertezze colmate dai fattori di sicurezza



TEOREMA STATICO O DEL LIMITE INFERIORE

Se è possibile costruire un campo di sforzi ammissibile (rispettoso dell'equilibrio e del criterio di rottura), in equilibrio con i carichi esterni, questi rappresentano un limite inferiore o al più il vero carico di collasso

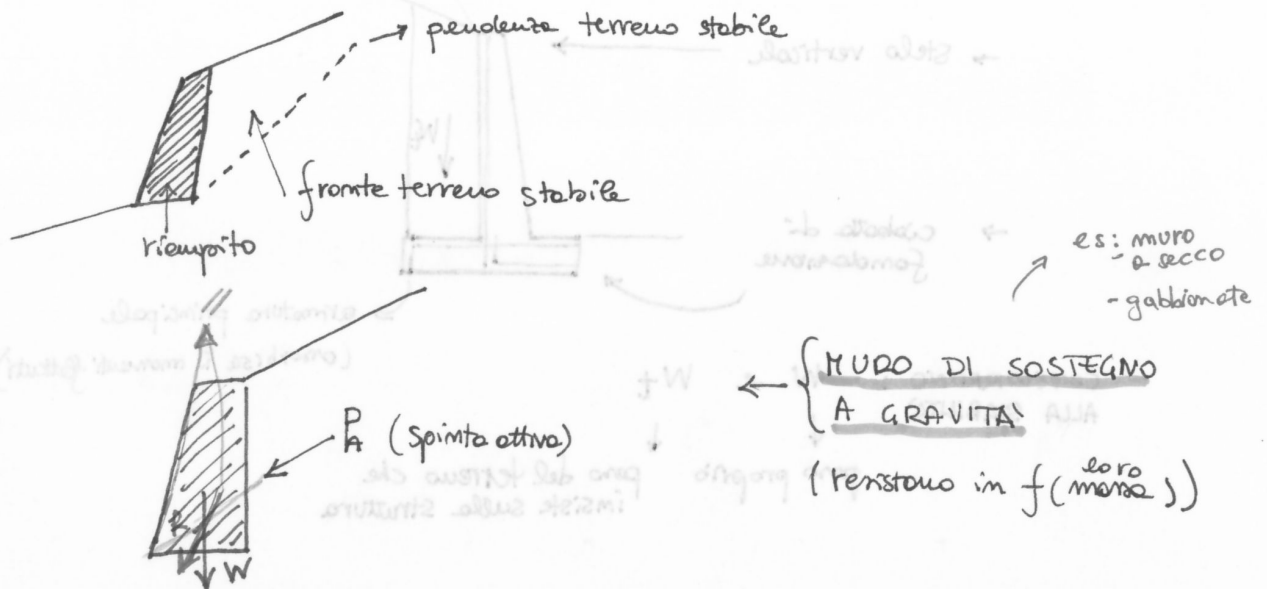


[lim inf è sempre a favore di stabilità]
 ↓ (da ing. siamo interessati a trovarlo)

OPERE DI SOSTEGNO

↑ strutture con funzione di rendere stabile un fronte di terreno potenzialmente instabile

- frontiera → argilla tenere

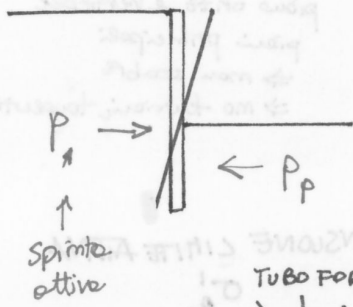


W = peso opera

! R = interseca sempre l'impronta di fondazione

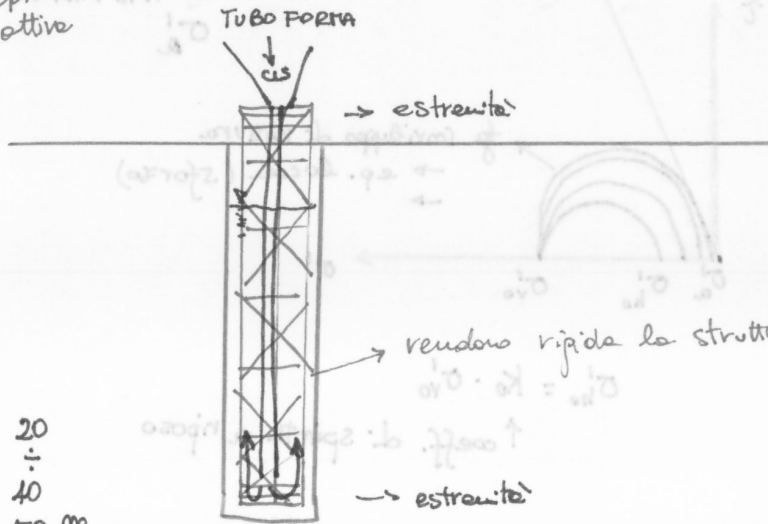
↑ W ⇒ ↓ oblique R
 ↑ ruolo chiave

PARATIA (disfrangi in cemento armato gettati in opera)



P_p = resistenza passiva ← garantisce stabilità

W paratia → influente

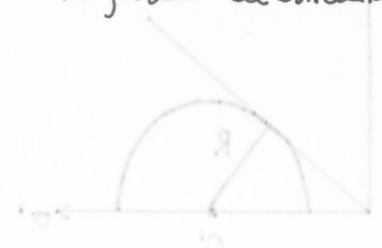


20
÷
10
50 m

rendono rigida la struttura (per permettere il posizionamento in opera)

gabbia di armatura rinforzata all'estremità

$\sigma'_{10} = k_a \cdot \sigma'_{10}$
 $\sigma'_{10} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot \sigma'_{10}$
 $k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
 coeff. di spinta attiva

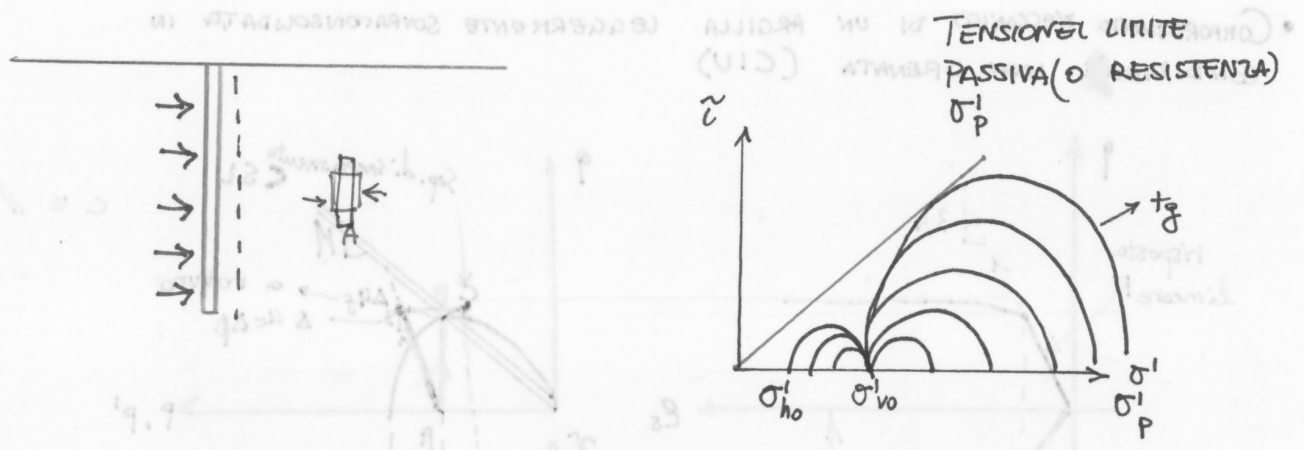


N.B.

$k_a > k_0$	
2	0.52
2.5	0.3
3	0.22



$\sigma'_{10} = k_a \cdot \sigma'_{10}$
 $P = \frac{1}{2} \cdot H \cdot k_a$



$$\sigma'_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_{vo} = K_p \sigma'_{vo}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

lim sup

$$K_a < K_0 < K_p$$

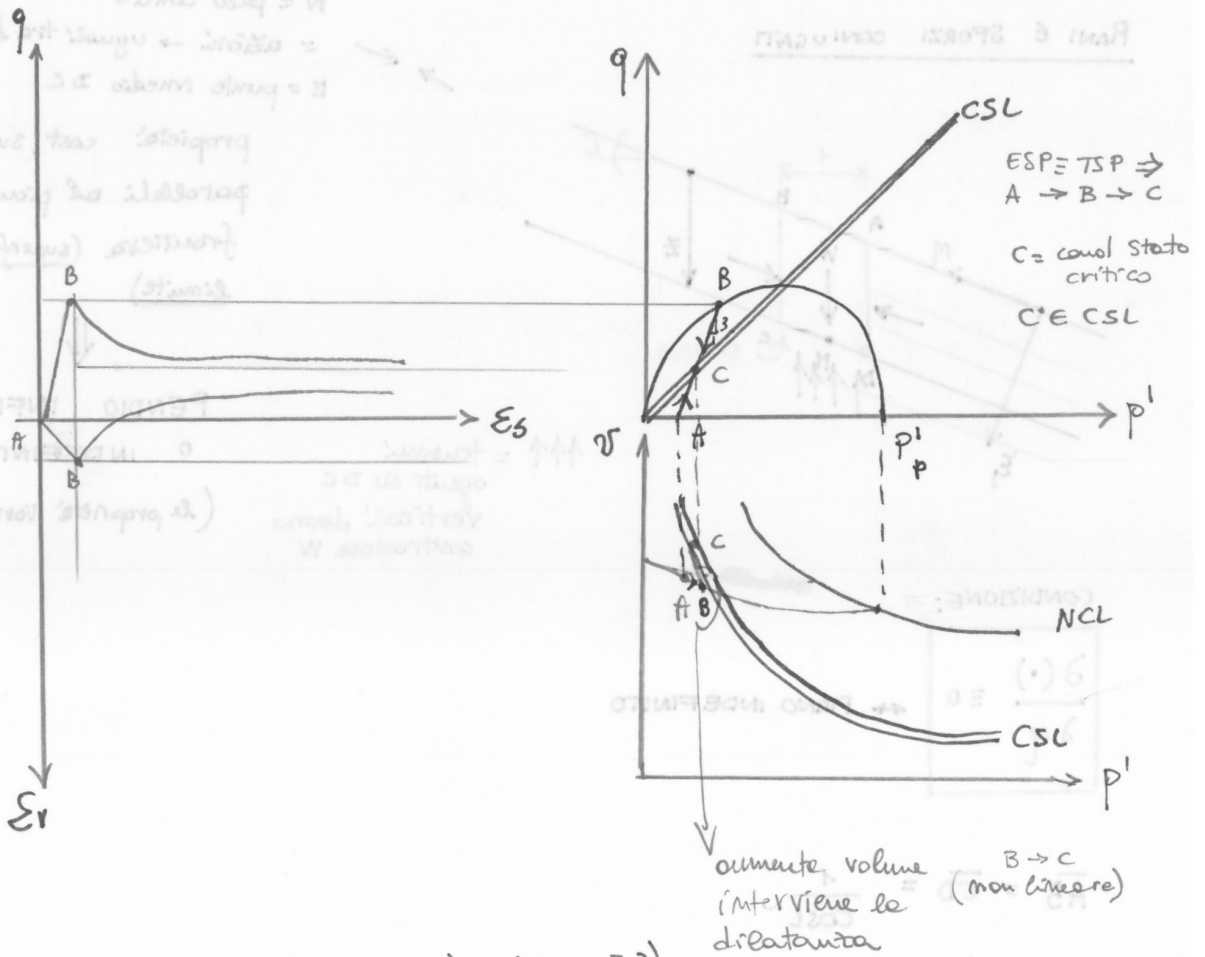
↑ si sono invertite le tensioni principali

MATRICE DI BASTICIA

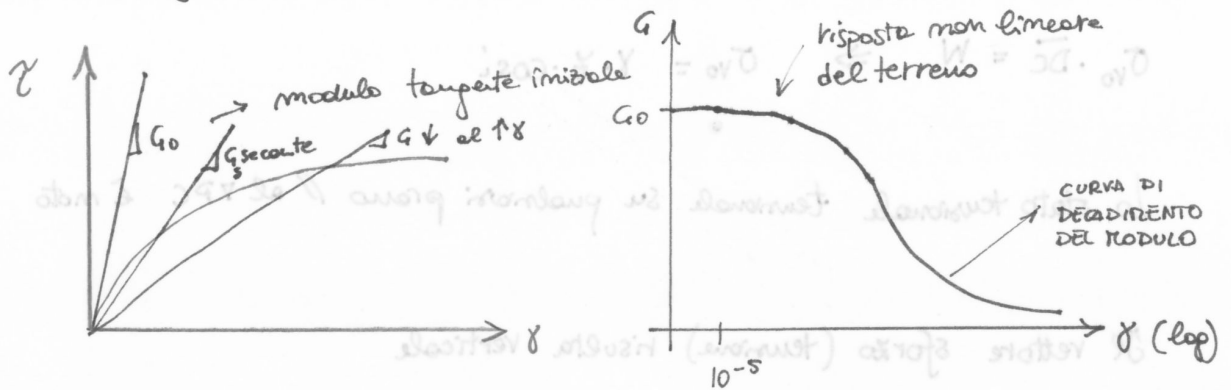
$$\begin{Bmatrix} q_3 \\ q_2 \\ q_1 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{K} \\ \frac{1}{K} & 0 \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_3 \delta \\ z_3 \delta \end{Bmatrix}$$

$$q_3 = v_3 \delta \Leftrightarrow 0 = (v_3 \delta - q_3) \frac{1}{K} = (q_3) \frac{1}{K} = v_3 \delta$$

• Comportamento meccanico di un'argilla consistente in condizioni drenate

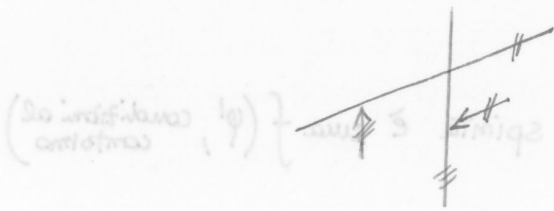


Curva sforzo deformazione (par. 5.12) - (Eserc. 5.3)

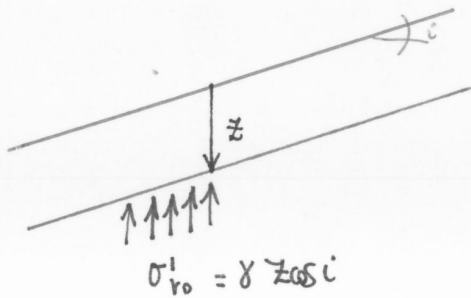


Lo stato di sforzo è coniugato al piano

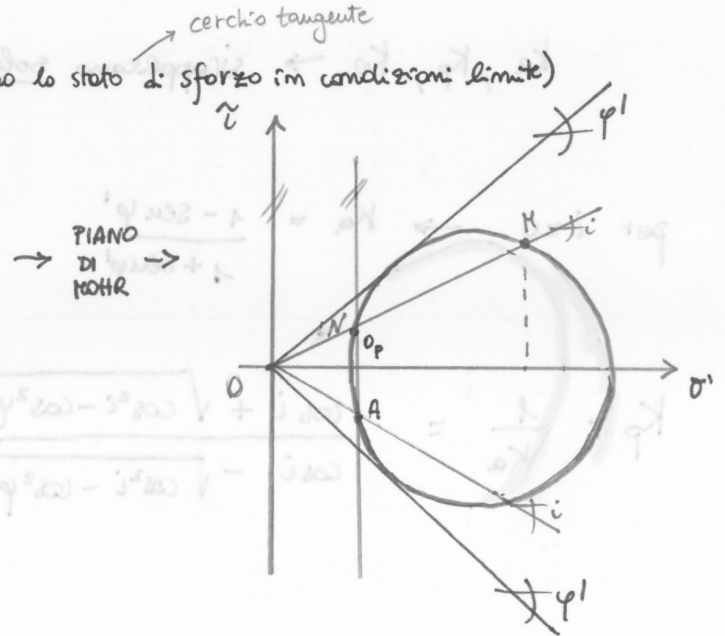
$$\frac{\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi \sqrt{1 - \cos^2 \varphi}}{\cos^2 \varphi + \sin^2 \varphi \sqrt{1 - \cos^2 \varphi}} = \dots$$



Prendiamo la nostra superficie: (cerchiamo lo stato di sforzo in condizioni limite)



$$\sigma'_{vo} = \gamma z \cos i$$



• Se assumo per costruzione

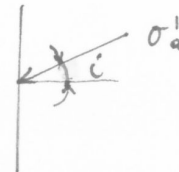
$$\overline{OH} = \sigma'_{vo}$$

→ rappresenta la tensione maggiore

⇒ trovo O_p = origine dei piani

le coordinate di H danno come modulo $\gamma z \cos i$

Per definizione → $\overline{OA} = \sigma'_a$



$$\frac{\sigma'_a}{\sigma'_{vo}} = \frac{\overline{OA}}{\overline{OH}}$$

↓ (dopo passaggi di trigonometria)

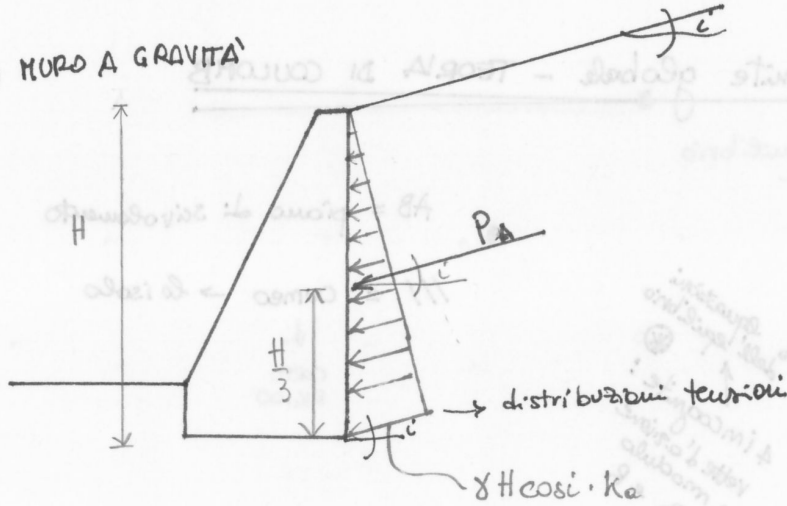
$$\sigma'_a = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi'}} \cdot \sigma'_{vo}$$

Ka

(8.16)

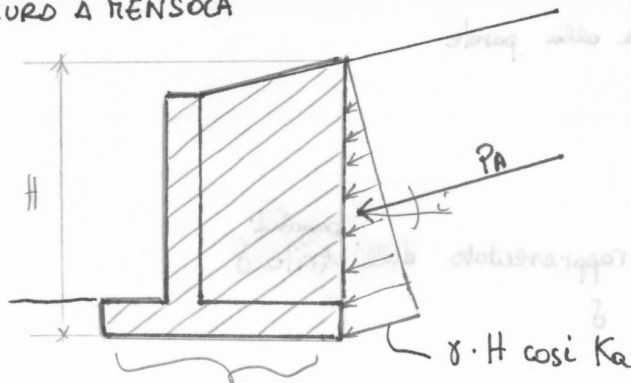
CALCOLO DELLA SPINTA AGENTE SU UN'OPERA DI SOSTEGNO (Teoria di Rankine)

(1) MURO A GRAVITA'



(non posso usare le formule di Rankin per considerare pure l'attrito del terreno)

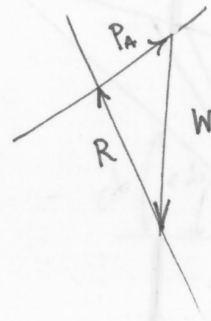
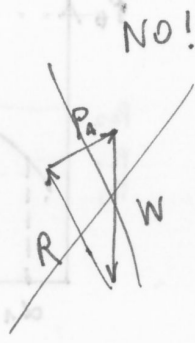
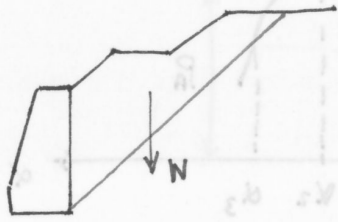
(2) MURO A TENSOCA



$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \cos i$$

lo considero come un corpo unico

Osservazioni:



SI! perché conosco solo la direzione e non il modulo

Punto di applicazione di P_A ?

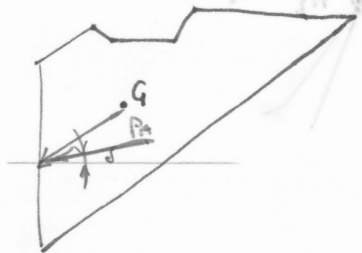
Non so come è distribuita la $P_A \Rightarrow$ rimane incognito \oplus

N.B. se il cuneo di spinta ha forma triangolare

\downarrow
 P_A applicato ad $\frac{H}{3}$

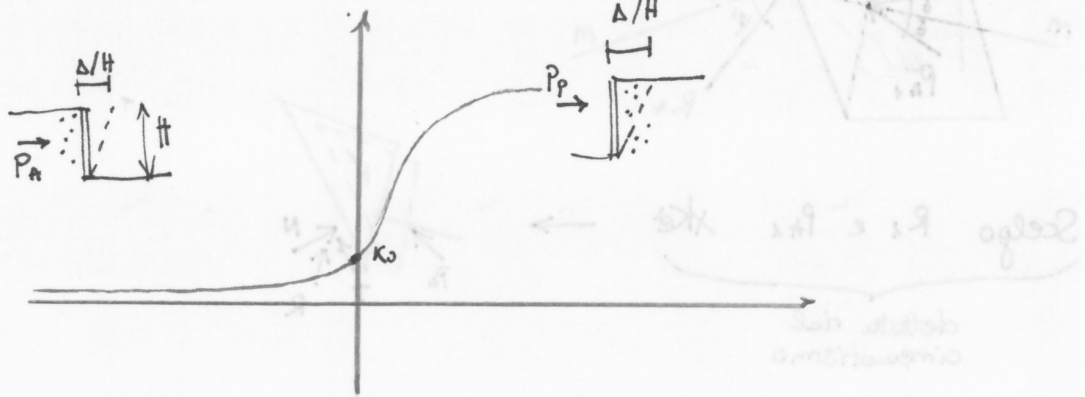
\downarrow
 negli altri casi trova P_A ma non è applicato ad $\frac{H}{3}$

es: GENERALIZZAZIONE



Perché si progetta con K_a ?

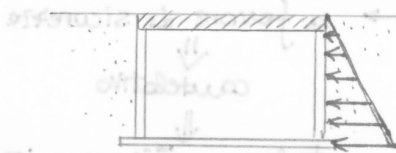
$$K_a < K_0 < K_p$$



{ Grandi spostamenti per mobilitare la spinta passiva }
 { piccoli spostamenti per attivare la spinta attiva }

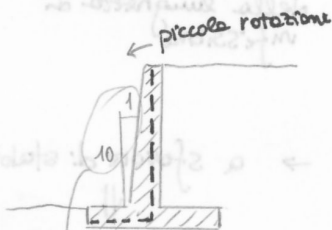
Se la struttura non si muove → posso progettare con K_0 (altrimenti K_a)

► TRAVE PARETE



$$\sigma_h = \sigma'_{v0} \cdot K_0$$

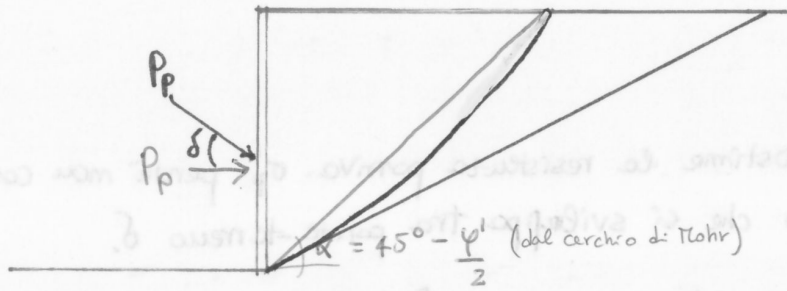
► PILO A TENSOLA



per contrastare la rotazione

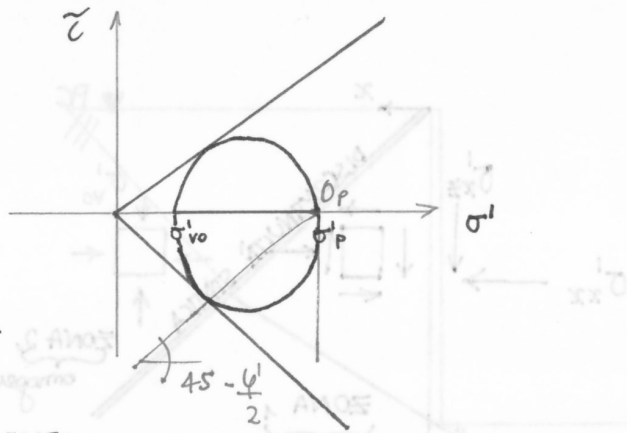
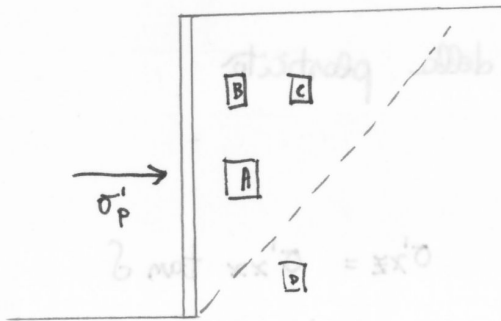
⇒ progettato con K_a (spostamenti pochi (1:5000 dell'H))

Soluzione di Coulomb basata sull'ipotesi di superficie di scivolamento piana



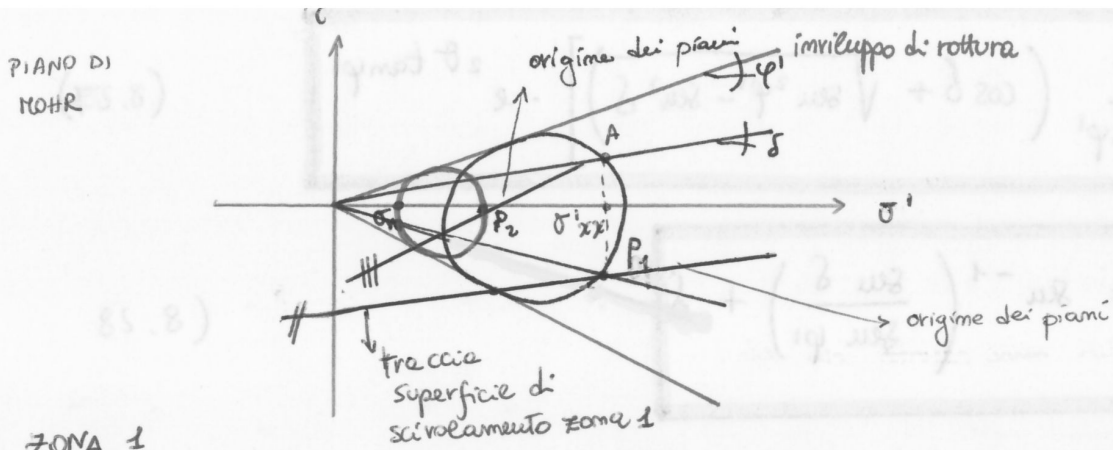
RANKINE
Coulomb
↓ coinvolge + terreno
Superficie reale
↓
non piana
⇓
Soluzione intermedia
tra le 2

Come valutare σ_p in modo da tener conto di δ e contemporaneamente che sia una soluzione statica?



A, B, C, D → stesso cerchio di Mohr

per RANKINE { \Rightarrow è stato di sforzo OMOGENEO
 \Rightarrow stesse rappresentazione \forall punto



ZONA 1

Lo stato di sforzo deve rappresentare la deformazione lineare, deve essere

un punto e cerchio e retta inclinata δ con stato di sforzo maggiore

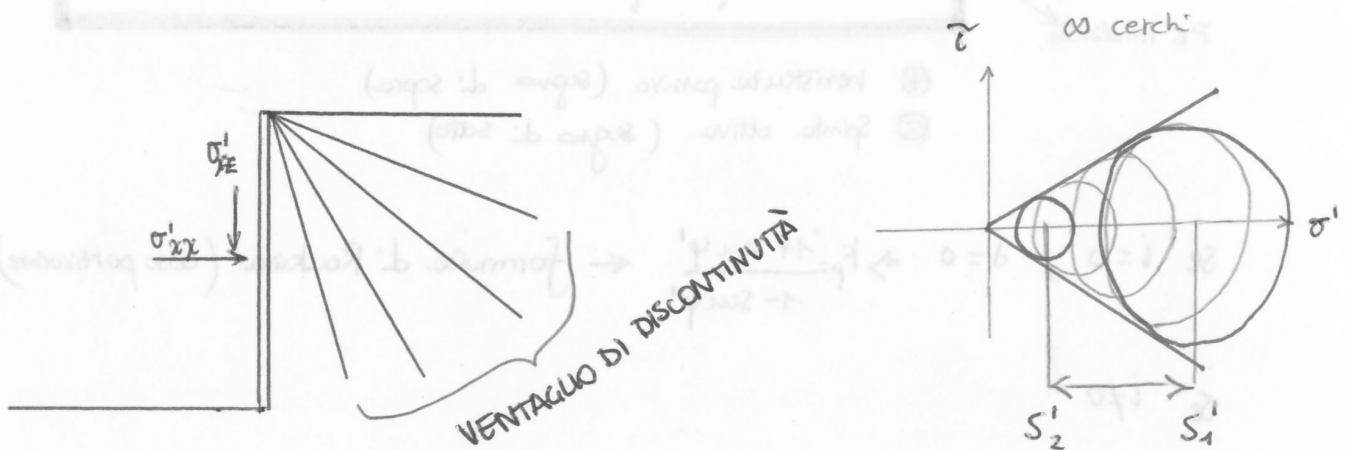
\downarrow
A

ZONA 2

Lo stato di sforzo \downarrow rispetto zona 1 \Rightarrow cerchio a SX \Rightarrow necessariamente interseca il 1° cerchio nei punti di discontinuità

! La sup. di scivolamento in presenza di $\delta \rightarrow$ non è piano ma necessariamente curvilinea

Poiché lo stato di sforzo cambia da punto a punto \rightarrow dovrei introdurre ∞ discontinuità

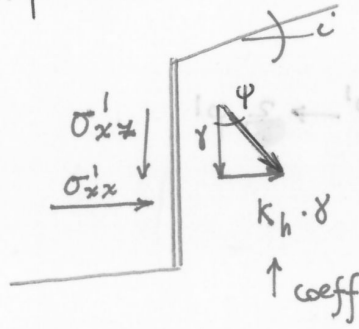


$$\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} = e^{2\theta \tan \varphi'}$$

$\theta =$ rotazione subita da σ'_1

$$\Rightarrow \sigma'_{xx} = K_p \sigma'_{v0} = K_p \cdot \gamma z$$

In presenza di sisma



$$\psi = \tan^{-1}(k_h)$$

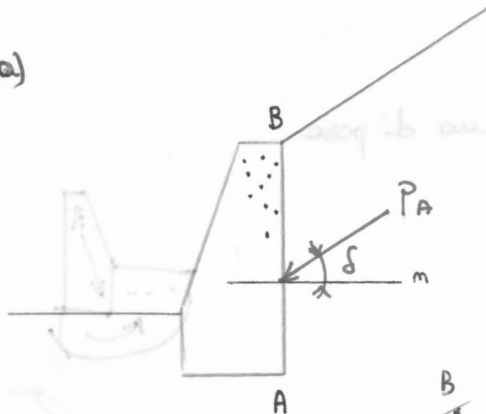
$$\sigma'_{vo} = \gamma z \cos i$$

$$K_{Pa} = \frac{1}{\cos \psi} \left[\frac{\cos \delta (\cos \delta \pm \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta})}{\cos (i - \psi) \mp \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 (i - \psi)}} \right] \cdot e^{\pm 2\theta \tan \varphi'} \quad (8.67)$$

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) \pm \sin^{-1} \left(\frac{\sin (i - \psi)}{\sin \varphi'} \right) \pm \delta + i + \psi \quad (8.68)$$

► APPLICAZIONE DELLA TEORIA DELLE SPINTE AL CALCOLO DELLE OPERE DI SOSTEGNO

(a)



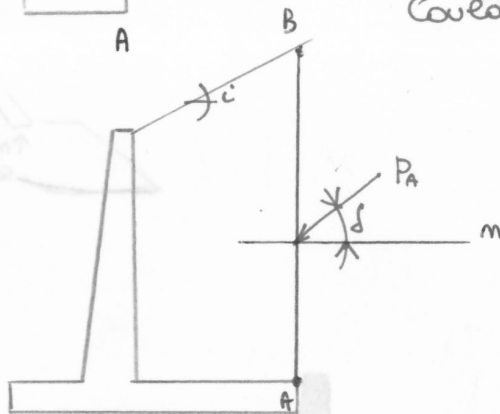
Parete AB → scabra

- (1) riduce P_A modulo
- (2) aumenta l'obli di $P_A \Rightarrow$ a favor di stabilità

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi'$$

Coulomb (8.20)

(b)



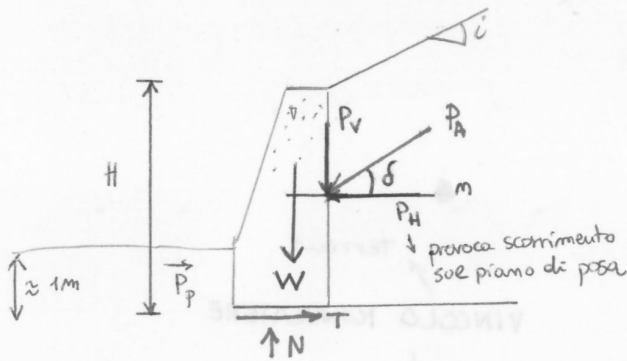
più coniugati

$$(8.16)$$

- discontinuità parete terreno → Coulomb
- discontinuità terreno-terreno → Rankine

VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI DI SOSTEGNO (opere a gravità)

(a) VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA



$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$$

$$k_a = f(\varphi', i, \beta, \delta) \quad (8.20)$$

$$\delta \approx \frac{2}{3} \varphi'$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = \frac{T_R}{P_H} = \frac{N \tan \delta_b}{P_H} \geq 1.5$$

angolo attrito fondazione terreno (d. base)

$$= \frac{(W + P_V) \tan \delta_b}{P_H}$$

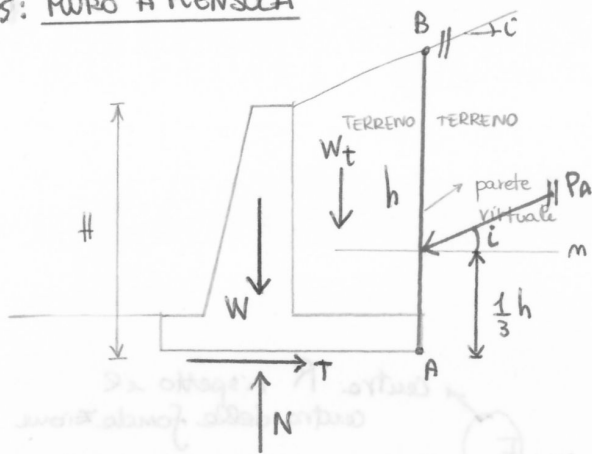
$$\delta_b \approx 0.9 \varphi'_{cv}$$

che tengo conto delle alterazioni subite dal terreno

$$\begin{cases} W_{clis} = 24 \frac{kN}{m^3} & (\text{non armato}) \\ W_{clis} = 25 \frac{kN}{m^3} & (\text{a mensola} \rightarrow \text{armato}) \end{cases}$$

non considero $P_p \rightarrow$ parte soggette a Δ del contenuto di H_2O
 ↓
 Scadenuti caratteristiche

ES: MURO A MENSOLO



$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a \cos i$$

$$k_a = f(\varphi', i)$$

$$\sigma'_{vo} = \gamma \cdot z \cdot \cos i \quad (8.16)$$

$$\sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_{vo}$$

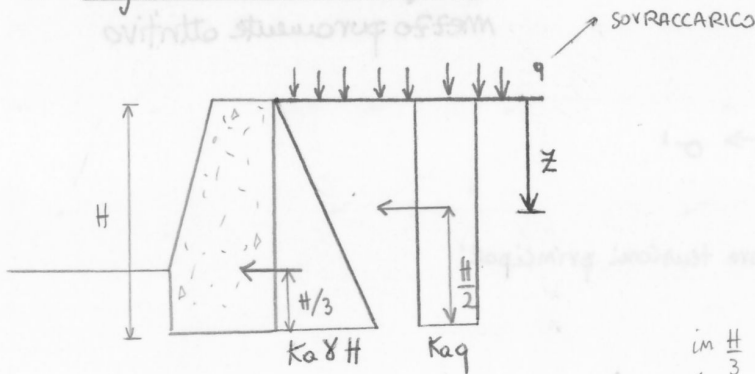
COEFF DI SICUREZZA

$$F_s = \frac{T_R}{P_H} = \frac{(W + W_t + P_V) \tan \delta_b}{P_H} \geq 1.5$$

max resistenza disponibile

INFLUENZA SUL REGIME DI SPINTA DEI SOVRACCARICHI, DELLA COESIONE E DELLA PRESENZA DELL'ACQUA (condizioni di filtrazione, condizioni idrostatiche)

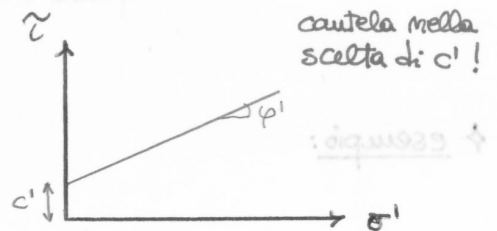
(a) Influenza del sovraccarico



$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_{vo} = K_a (\gamma z + q) = \underbrace{K_a \gamma z}_{\substack{\text{in } \frac{H}{3} \\ \text{cresce linearmente} \\ \text{con la profondità}}} + \underbrace{K_a q}_{\substack{\text{in } \frac{H}{2} \\ \text{contributo cost con la} \\ \text{profondità}}}$$

(b) Influenza della coesione

→ materiali a sx della linea di inviluppo (argille sovraccaricate)



TEOREMA DEGLI STATI CORRISPONDENTI

(o teorema di Caquot)

La soluzione relativa ad un mezzo dotato di coesione (con parametri c', φ') è uguale a quella di un mezzo puramente attritivo (dotato solo di φ') soggetto ad una tensione isotropa pari a $\frac{c' \cot \varphi'}{1 - \tan \varphi'}$. (le componenti normali vengono alterate tutte della stessa quantità)

per Rankine:

$$\sigma'_3 = K_a \sigma'_1 = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \cdot \sigma'_1$$

$$\left(\sigma'_3 + \frac{c'}{\tan \varphi'} \right) = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \left(\sigma'_1 + \frac{c'}{\tan \varphi'} \right)$$

↑ aggiunto stato di sforzo isotropo

$$\sigma'_3 = K_a \sigma'_1 - 2c' \sqrt{K_a} \quad \sigma'_a = K_a \sigma'_{vo} - 2c' \sqrt{K_a}$$

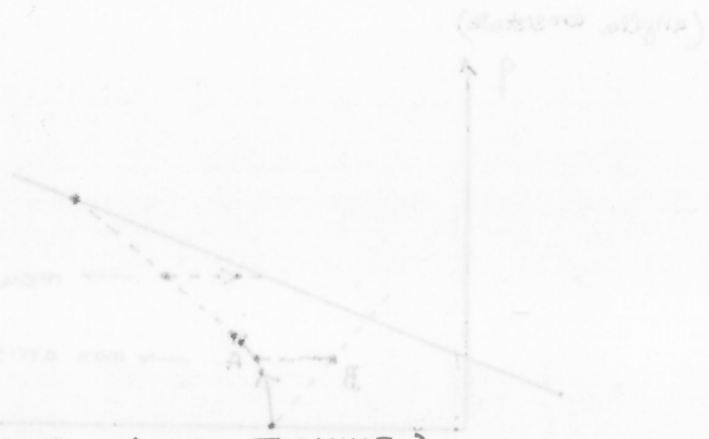
↑ coeff di spinta pertinente alla configurazione considerata

◆ Come calcolo z_0 ?

$$z = z_0 \Rightarrow \sigma'_a = 0$$

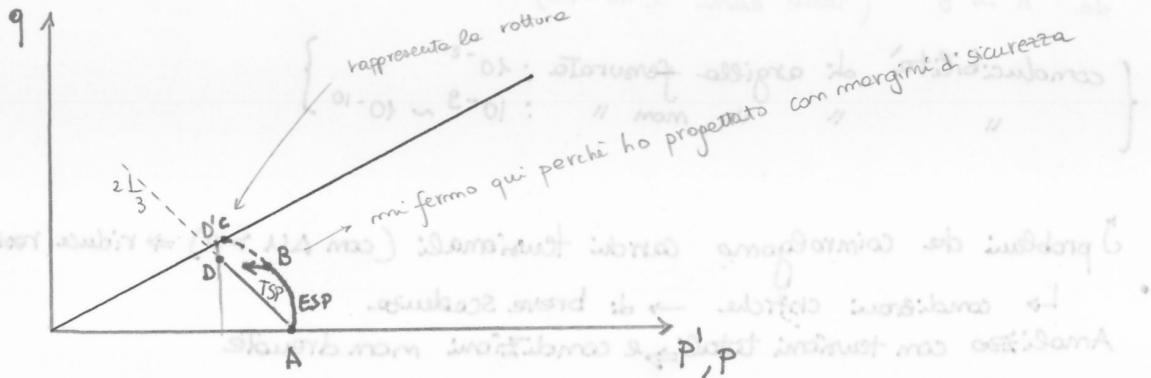
$$k_a \gamma z_0 - 2c' \sqrt{k_a} = 0$$

$$z_0 = \frac{2c' \sqrt{k_a}}{\gamma k_a} = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{k_a}}$$



© CONDIZIONI CRITICHE DI STABILITÀ: BREVE O LUNGO TERMINE?

(argilla tenera)



• per $t = 0$ e in condiz. non drenata
 $F_s = \frac{q_R}{q_m} = \frac{q_C}{q_B}$ (a rottura) punti del grafico con ($q_c = 2 \sin \alpha$)
 ↑ inoltrato o mobilitato

• per $t = \infty$
 B tende a spostarsi verso D in D la resistenza al taglio ↓
 ESP A → B → D (in tempi lunghi perché cond. idraulica buona)

$$F_s = \frac{q_R}{q_m} = \frac{P'_R \cdot M}{q_m} = \frac{q_{D'}}{q_m}$$

↑ disponibile (a rottura)

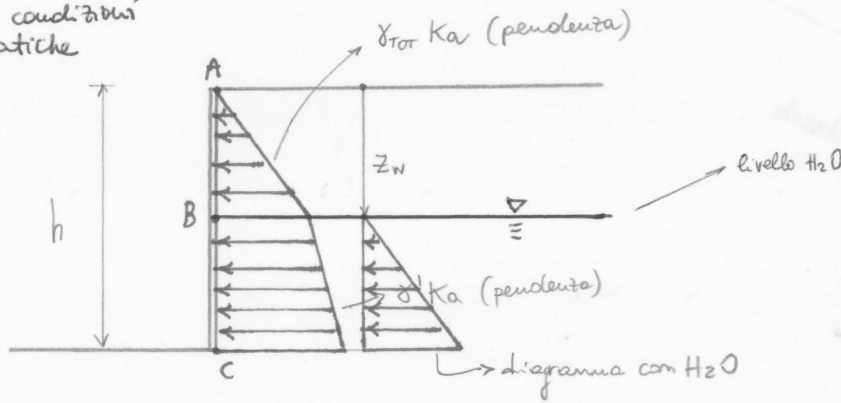
$$\Rightarrow F_s(\infty) < F_s(t=0)$$

Le condizioni di stabilità variano nel tempo (peggiorano o migliorano)

⇒ le analisi vanno fatte in termini di σ' con condizioni al contorno a lungo termine

(c) INFLUENZA DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

H₂O in condizioni idrostatiche



Il coeff di spinta si applica alle tensioni efficaci

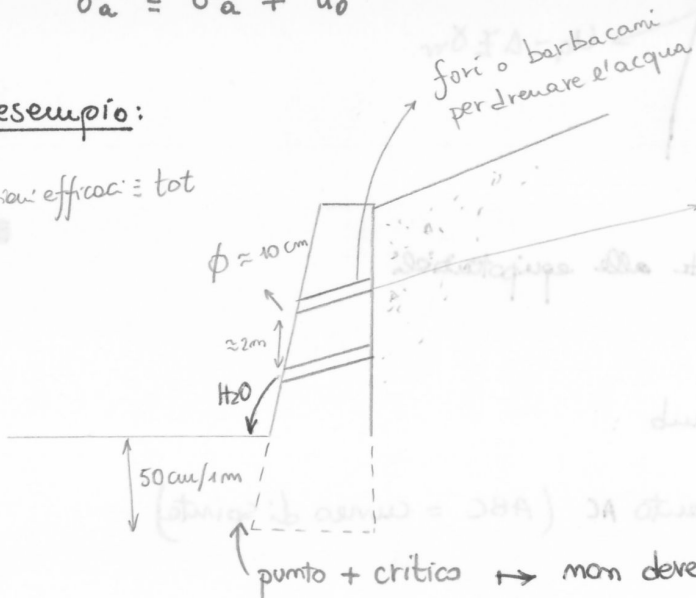
(B) $\sigma'_{vo} = \sigma'_{vo}$ $\sigma'_a = K_a \sigma'_{vo} = K_a \gamma z_w$

(c) $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_0 = \gamma h - (h - z_w) \gamma_w$ $\sigma'_a = K_a \sigma'_{vo} = K_a [\gamma h - (h - z_w) \gamma_w]$

$\sigma_a = \sigma'_a + u_0$

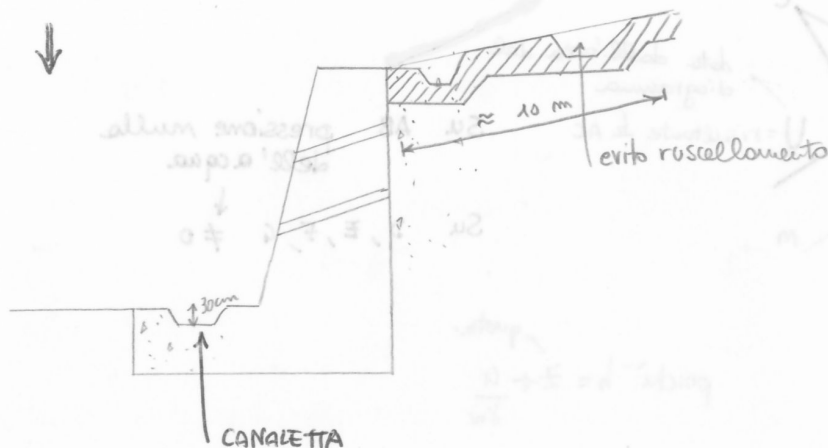
❖ esempio:

tensioni efficaci = tot

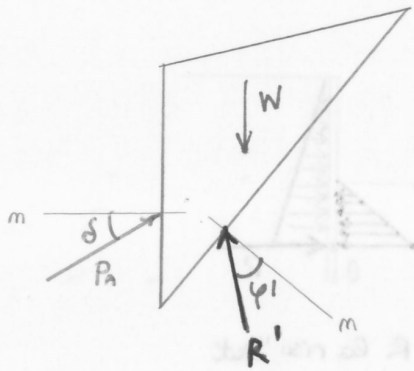


all'interno metterò del geotessuto con materiale granulare e boccaforno protetto per impedire che il moto di filtrazione porti materiale fine che intari

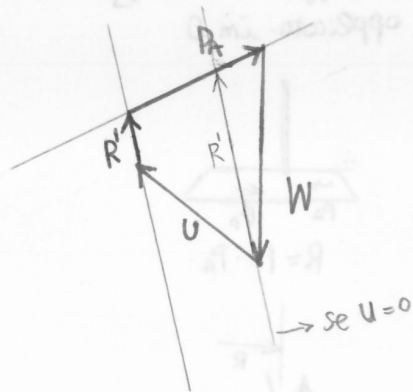
punto + critico → non deve arrivarci l'acqua



→ equilibrio del cuneo di spinta

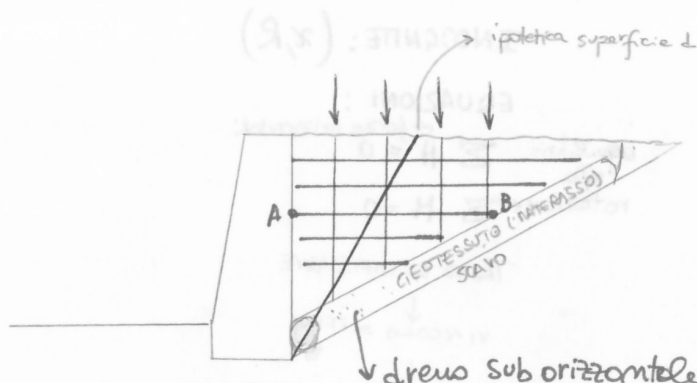


costruisco il poligono delle forze partendo dalle forze note U e W



se $U=0$ $P_A \uparrow$ del 40 ÷ 50% con presenza di U

La pressione dell'acqua dovrebbe essere accumulata su tutto il terrapieno → muro ok anche con precipitazioni



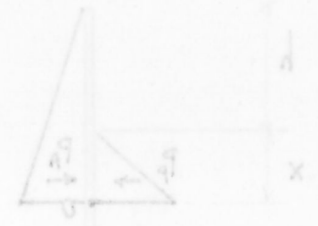
$$h_A = h_B \quad z_A = z_B$$

$$u_A = u_B = 0$$

U dell'acqua non cambia

$\sum M_0 = 0 \Rightarrow P_A \cdot l_A - P_P \cdot l_P = 0 \Rightarrow x = \text{profondità di affondamento}$

$0 = (x+d) \cdot \frac{1}{2} \cdot \dots$
 ↑ braccio
 funzioni di x



$\sum H = 0 \rightarrow$ noto x, P_A, P_P

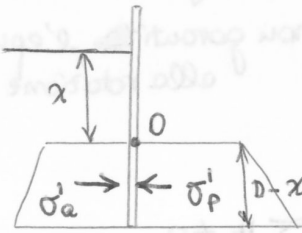
trovo $R = P_P - P_A$

\sum_0 $(\sigma'_p - \sigma'_a) \rightarrow$ tensione agente a quella profondità

$(\sigma'_p - \sigma'_a)(D - x) = R \Rightarrow$ Trovo D

$[(D - x) \cong 20\% x]$

assero che ci sia una controspinta R

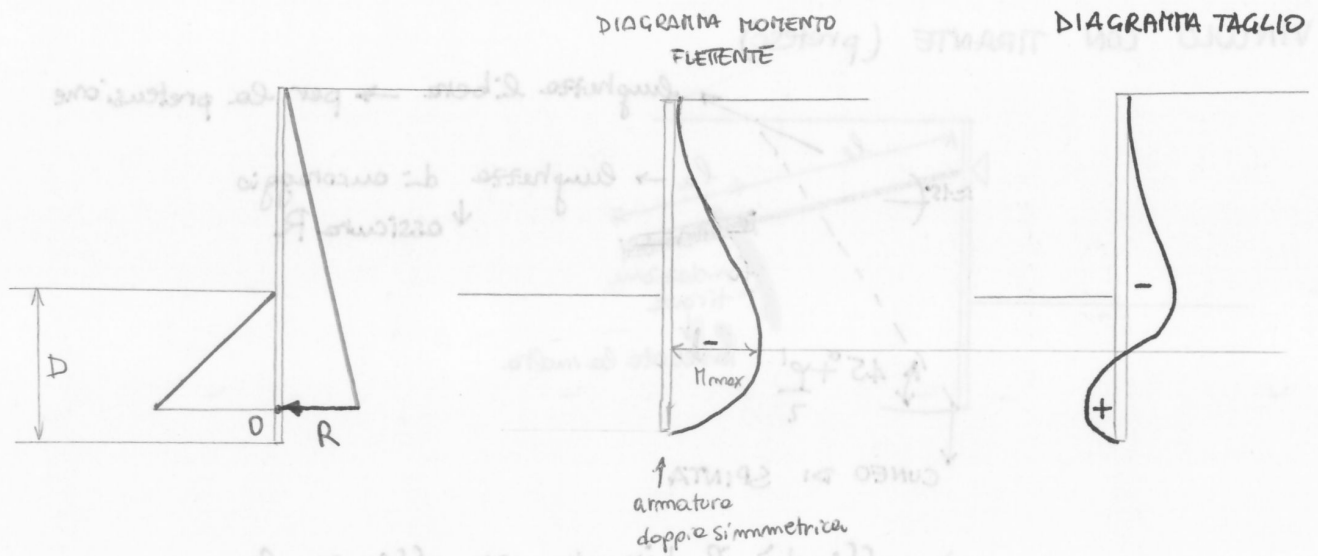


1^a OSSERVAZIONE: paratia \rightarrow equilibrio garantito dalla mobilitazione delle resistenze passive (spinta attiva è una azione)

2^a OSSERVAZIONE: \bar{F}_s \rightarrow applicati alle resistenze passive (sia a valle sia a monte)

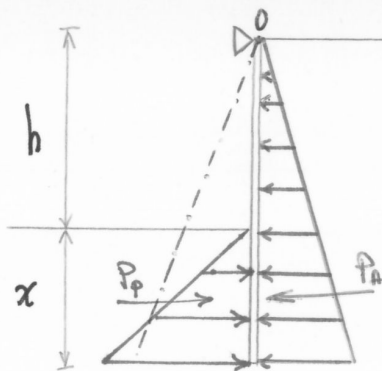
(1) calcolo $\left\{ \begin{array}{l} K_p^d = \frac{K_p}{\bar{F}_s} \\ \bar{F}_s = 2 \end{array} \right.$

$K_p (\frac{d}{\varphi^1} = \frac{1}{2} \rightarrow \frac{2}{3})$ (8.27)
 ↳ fattorizzo i.e. coeff di spinta passiva



↑
armatura
doppia simmetrica

PARATIA CON UN VINCOLO IN TESTA



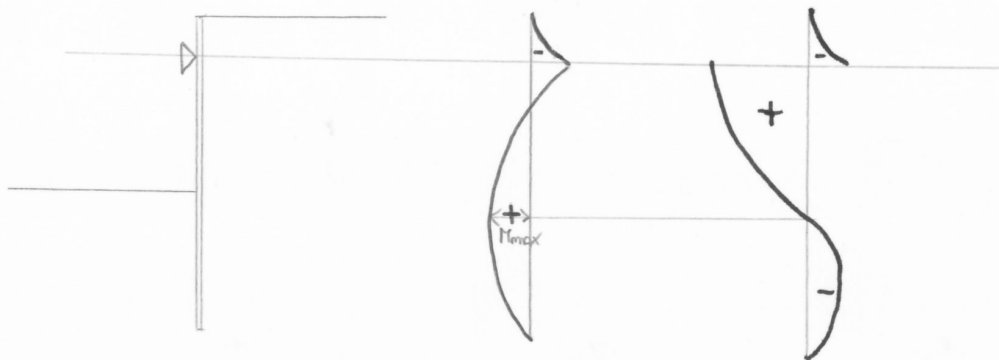
$$\begin{cases} K_p^d = \frac{K_p}{F_s} \\ F_s = 2 \end{cases}$$

TEOVO

$$\begin{aligned} \sum K_0 &= 0 \Rightarrow x \\ \sum H &= 0 \Rightarrow R \end{aligned}$$

→ DIAGRAMMA MOMENTI FLETTENTI → TAGLIO

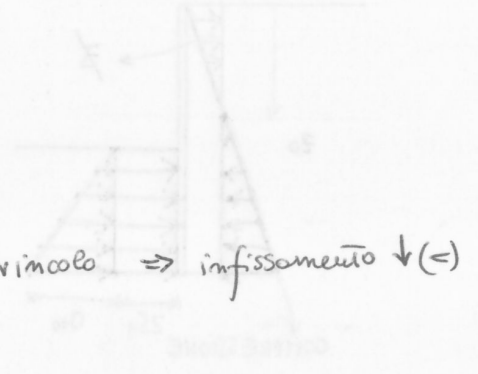
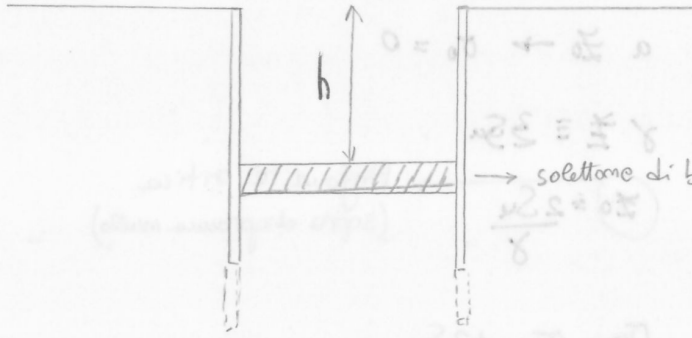
CASO GENERALE



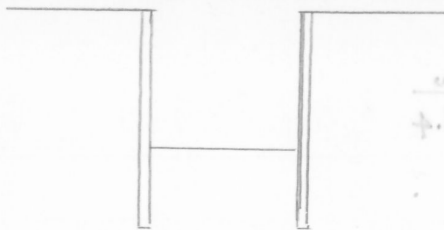
↓ struttura a lastre
⇒ il TAGLIO È SEMPRE VERIFICATO

VERIFICHE DI SICUREZZA IN CONDIZIONI NON DRENATE (par. 8.6.3)

Condizione drenata finale



Condizioni non drenate



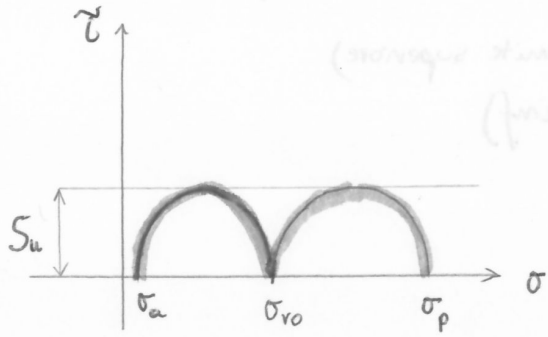
$$\frac{\sigma_2}{1.4} = \frac{\sigma_{v,2}}{1.4} = \sigma_2$$

MISURE DELLA SICUREZZA

Valore caratteristico $\sigma_{k,2}$
 Valore di progetto $\sigma_d = \gamma \cdot \sigma_{k,2}$

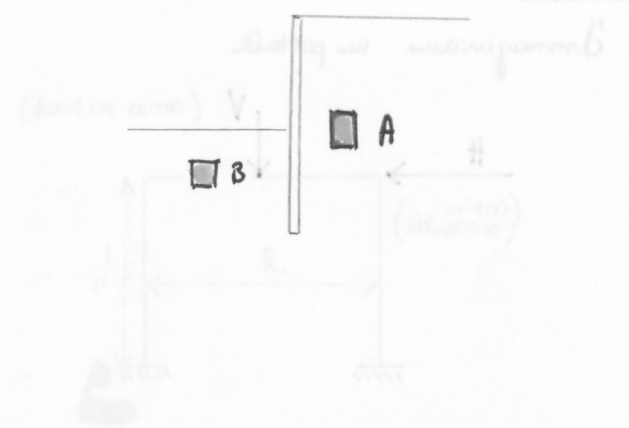
ANALISI DI CAPACITÀ PORTANTE

ANALISI IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI



$$\tilde{\sigma}_R = S_u$$

$$\begin{cases} \sigma_a = \sigma_{vo} - 2 S_u \\ \sigma_p = \sigma_{vo} + 2 S_u \end{cases}$$



Caso 1

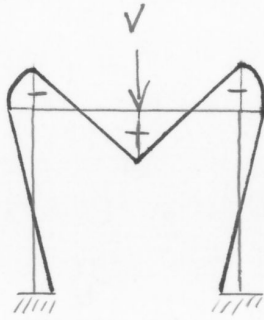
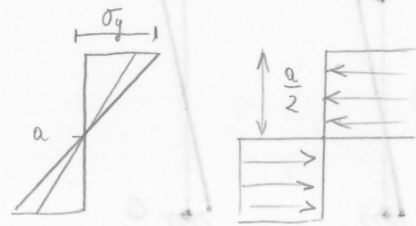


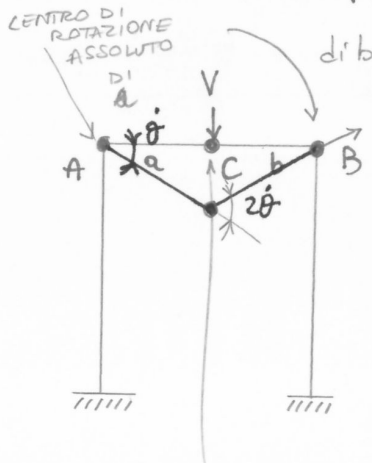
diagramma dei momenti flettenti



$$M_p = \frac{a^2}{4} \sigma_y b$$

↓ momento plastico

{ CERNIERA → $M = 0$
 CERNIERA PLASTICA → M_p rimane
 la struttura ridistribuisce le sollecitazioni nelle parti adiacenti



CERNIERE PLASTICHE → danno origine ad un meccanismo

↓
 dissipazione non diffusa
 ma solo in determinati punti

CENTRO DI ROTAZIONE RELATIVO

Se centri allineati → CATENA CINEMATICA
 → 1° di libertà

→ Teo. cinematico:

$$V \frac{l}{2} \dot{\theta} = M_p (4\dot{\theta})$$

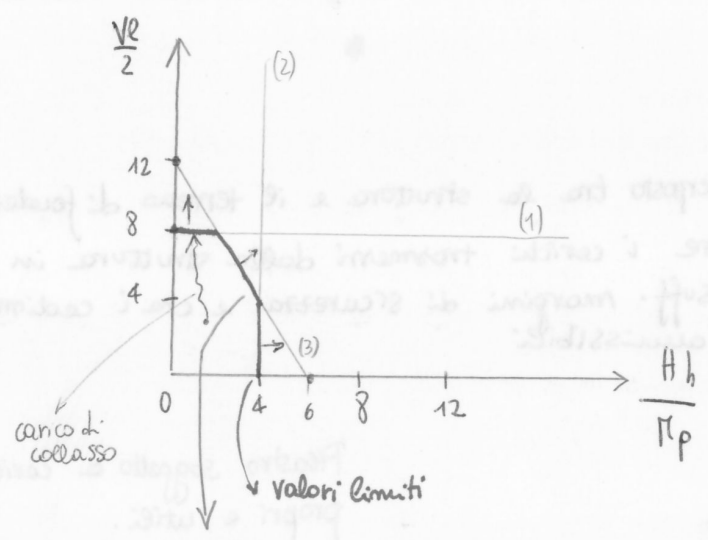
↓
 $(\dot{\theta}_A + 2\dot{\theta}_C + \dot{\theta}_B)$

$$\frac{Vl}{M_p} = 8 \quad (1)$$

Potenza dissipata nelle cerniere plastiche per effetto della rotazione plastica

↓
 Sotto momento cost
 ↓
 Comportamento duttile e non fragile (senza cadute di resistenza)

CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE IN CONDIZIONI NON PRATTE



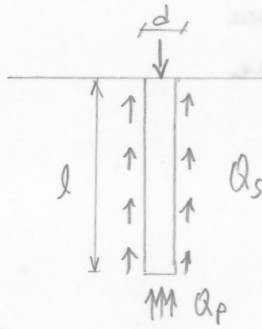
DOMINIO DI ROTTURAZIONE $\forall H$ e $\forall V \Rightarrow$ rottura

→ carico di collasso indipendente dalla storia pregressa

→ FLUSSO PLASTICO ASSOCIATO



FONDAZIONE PROFONDA

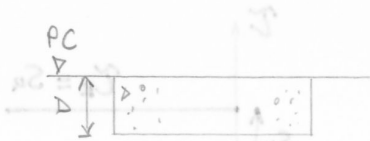


Q_s attrito laterale
 Q_p attrito normale \rightarrow lo trascuro

$\frac{l}{d} \geq 20$

SCELTA DEL PIANO DI POSA

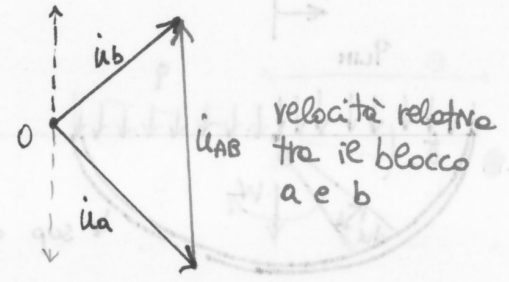
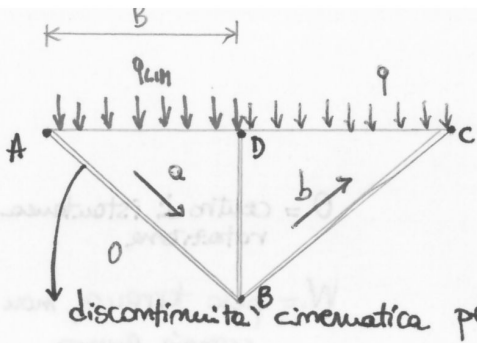
perché le fondazioni le metto alla profondità D ?



le fondazioni possono subire movimenti dovuti a variazione del contenuto naturale di acqua ($\approx 1 - 1.50$ m) \Rightarrow le fondazioni le metto sotto.

Al di sotto della fondazione si crea un deposito di acqua che può scivolare lungo la superficie di scivolamento e un altro pezzo della parte





VELOCITÀ $\begin{cases} \dot{u}_0 = 0 \\ \dot{u}_a \neq 0 \end{cases} \rightarrow$ stessa cosa $\begin{cases} \dot{u}_0 = 0 \\ \dot{u}_b \neq 0 \end{cases}$

Devo conoscere tutte le velocità per ricavare la POTENZA DISSIPATA

POTENZA FORNITA DAI CARICHI ESTERNI

(AB-BC-CD) si dissipa lungo le superfici di discontinuità:

$$q_{LIH} \cdot B \cdot \frac{\dot{u}_a}{\sqrt{2}} - q \cdot B \cdot \frac{\dot{u}_b}{\sqrt{2}} = \int_A^B (S_u dx) \dot{u}_a + \int_B^C (S_u dx) \dot{u}_b + \int_B^D (S_u dx) \dot{u}_a$$

$$q_{LIH} \frac{B}{\sqrt{2}} \dot{u}_a - q \frac{B}{\sqrt{2}} \dot{u}_b = S_u \left[\dot{u}_a B \sqrt{2} + \dot{u}_b B \sqrt{2} + \frac{\dot{u}_a}{\sqrt{2}} 2B \right] \quad \text{m.p.}$$

$$q_{LIH} = q + S_u [2 + 2 + 2]$$

$$q_{LIH} = q + 6 S_u = N_c \cdot S_u + q$$

sovraccarico (ai bordi della fondazione)
CAPACITÀ PORTANTE
CARICO LINEE UNITARIO

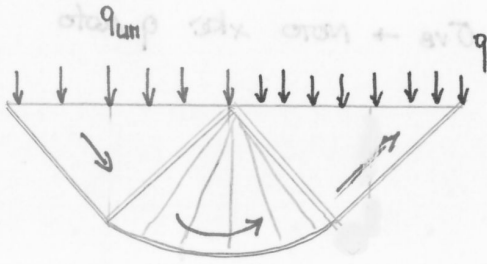
determina il collasso del terreno

coeff di capacità portante (con $N_c = 6$)

N.B. In un'analisi non drenata il peso proprio del terreno è trascurabile

partecipa solo la resistenza non drenata S_u e il sovraccarico q

3° MECCANISMO



→ NON c'è congruenza interna
 ⇒ NO CINETICAMENTE AMMISSIBILE

Per renderlo compatibile consideriamo una serie infinitesima di tratti:

→ **VENTAGLIO DI DISCONTINUITÀ RADIALI**

$$q_{lim} = N_c \cdot S_u + q = (2 + \pi) \cdot S_u + q$$

VERO q_{LIM}
 → SOLUZIONE ESATTA (perché minima)

5,14 ⇒ valore che minimizza il carico limite

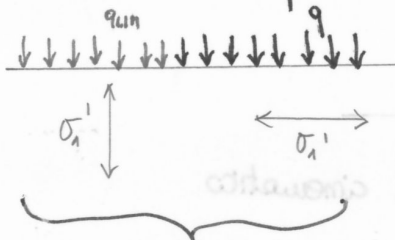
Ma come so che è il valore esatto?

→ **RICERCA DI q_{LIM} CON IL TEO. STATICO**

Tensioni normali applicate

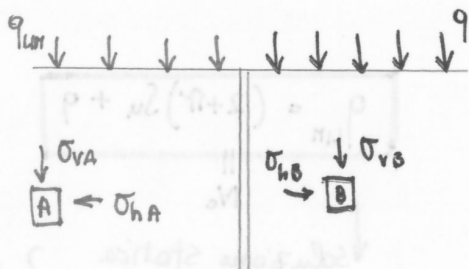
→ (P.O. e P.V = piani principali)

(1) devo costruire un campo di sforzi ammissibili:



rotazione piani principali → NO STENO CERCHIO DI MOHR
 ⇒ NON può verificarsi

Divido il dominio attraverso discontinuità statiche tali da dividere il terreno in zone omogenee

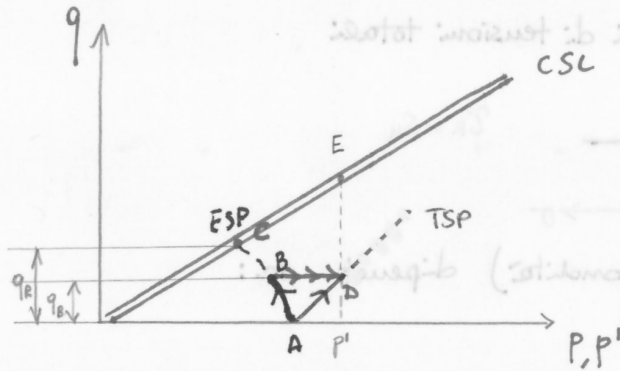


NECESSARIAMENTE

$$\sigma_{hA} = \sigma_{hB}$$

ANALISI NON DRENATA (analisi a breve termine) perché?

→ materiali a grana fine → argille tenere



per $t=0$ → CONDIZIONI NON DRENATE (c. iniziali)

$$F_s = \frac{q_R}{q_B}; \quad q_R = M p' = q_E$$

per $t=\infty$ → CONDIZIONI DRENATE (c. finali)

Al passare del tempo le condizioni della costruzione migliora (perché sono in condizioni di carico) ⇒ fase critica → iniziale per $t=0$

↓
CALCOLO IN CONDIZIONI NON DRENATA

$$\tau_R = \sigma' \tan \varphi'$$

$$q_R = M p'_R$$

$$F_s = \frac{q_E}{q_D} = \frac{q_E}{q_B}$$

$$\Rightarrow q_{AMM} = \frac{(2+\pi) S_u}{3} + q$$

$$q_{AMM} = \frac{(2+\pi) 75}{3} + 20 \cong \frac{283}{3} + 20 \cong 150 \text{ kPa}$$

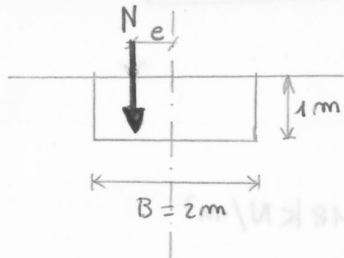
(3) COEFF. DI SICUREZZA FONDAZIONE TERRENO

Se $q_s = \frac{N}{B \cdot 1} \leq q_{AMM} \Rightarrow$

↑ profondità

$$\frac{N}{3} \leq 150 \text{ kPa}$$

* esempio 2:



$$q_{lim} = (2+\pi) S_u + q$$

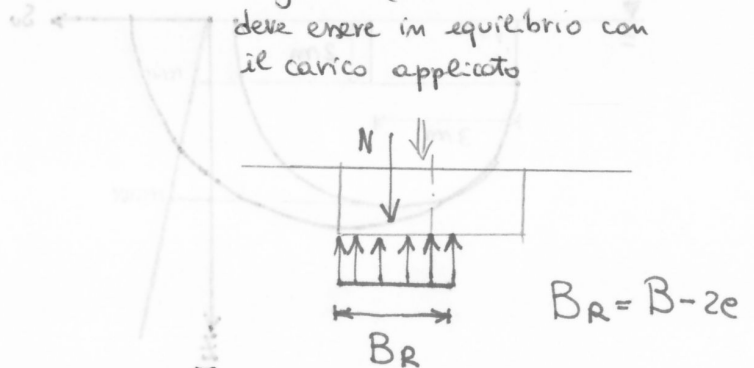
$$q_s = \frac{N}{B_R \cdot 1} \leq q_{AMM}$$

fondazione ridotta equivalente (Meyerhof)

Carico N eccentrico

$$e = 0.25 \text{ m (eccentricità)}$$

distribuzione di contatto uniforme (di terreno limite) deve essere in equilibrio con il carico applicato



$$z = 2 + z_c = 2 + \frac{3}{4}$$

$$\sigma'_{vo} = (18 - 9.81) \left(2 + \frac{3}{4}\right) \rightarrow S_u = 0.25 \sigma'_{vo} = 5.63 \text{ kPa}$$

$$q_{aff} = \frac{(2+\pi) S_u}{3} + q = \frac{(2+\pi) 5.63}{3} + q \cong 45 \text{ kPa}$$

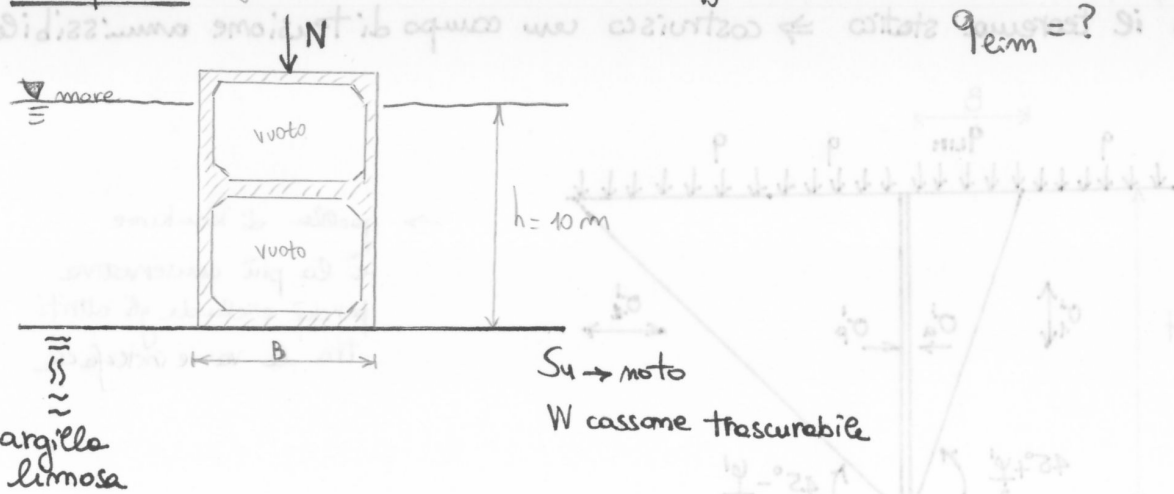
$$\downarrow \gamma \cdot D = 18.2$$

Valore piccolo γ di argilla tenera

ricorda gli ordini di grandezza

{ Se q elevato da distribuire su un'area \rightarrow in terreni scadenti non riusciamo a costruire fondazioni superficiali }

esempio 5: deformazioni piane - cassone autoaffondante



(a) $q_{lim} = (2+\pi) S_u + \gamma_w \cdot h$ CORRETTA
TENSIONI EFFICACI TENSIONI TOTALI
 $q =$ sovraccarico totale ai bordi della fondazione

(b) $q_{lim} - \gamma_w \cdot h = (2+\pi) S_u$ IBRIDA (SBAGLIATA CONCETTUALMENTE)
TENSIONE DI CONTATTO TOTALE

risultato numerico è uguale

da un punto di vista concettuale (a) e (b) \neq perché si sente una pressione ovvero il sovraccarico

$$\frac{N+W}{B \cdot 1} \leq \frac{(2+\pi) S_u}{F_s} + \gamma_w h$$

Imponiamo la condizione di equilibrio in termini di forze:

→ $P_a = P_p$ (⇒ i anelli possono scorrere liberamente rispetto all'altro ⇒ si instaura un meccanismo ma nella nostra analisi non ci interessa)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + q_{LIM} \cdot H \cdot K_a - \underbrace{2 c' \sqrt{K_a}}_{\text{coesione}} \cdot H$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + q_{LIM} \cdot H \cdot K_p + 2 c' \sqrt{K_p} \cdot H$$

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + q_{LIM} \cdot H \cdot K_a - 2 c' \sqrt{K_a} \cdot H = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + q_{LIM} \cdot H \cdot K_p + 2 c' \sqrt{K_p} \cdot H$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma H \frac{K_p - K_a}{K_a} + q \frac{K_p}{K_a} + \frac{2 c' \sqrt{K_p + K_a}}{K_a}$$

$$B = H \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \Rightarrow H = \frac{B}{\sqrt{K_a}}$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{K_p - K_a}{K_a \sqrt{K_a}} \right) + q \left(\frac{K_p}{K_a} \right) + \frac{2 c' \sqrt{K_p + K_a}}{K_a}$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma(\varphi') + q N_q(\varphi') + c' N_c(\varphi')$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma + q N_q + c' N_c$$

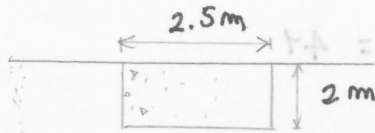
FORMULA TRINOMIA
(in cond. drenate in termini di termini efficaci)

$N_\gamma, N_q, N_c =$ coeff di capacità portante
[funzioni univocamente solo di φ']

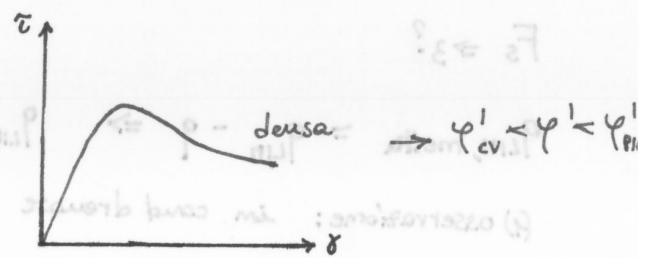
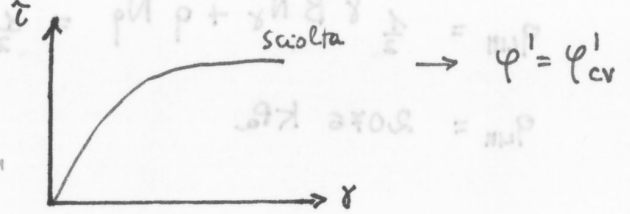
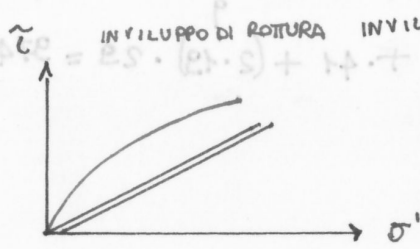
• CONTRIBUTI DI q_{LIM}

- (1) → peso proprio terreno ⇒ q_{LIM} sempre ≠ 0
- (2) → sovraccarico ⇒ incide di più che nell'analisi non drenata era solo $q \cdot 1$ qui $q \cdot N_q$ con $N_q \gg 1$
- (3) → coesione ⇒ effetto stabilizzante dovuto alla coesione lungo la superf di scivolamento

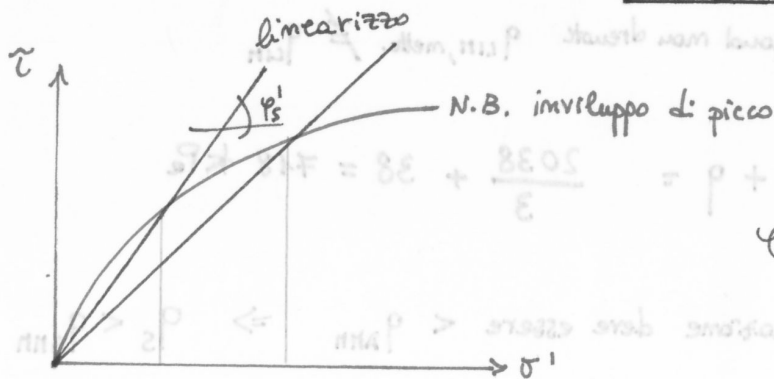
↳ esempio 1:



- assenza di folds
 - sabbia fine uniforme
- $q_{lim} = ?$
- grana grossa
 $\Rightarrow c' = 0$



CONDIZIONE CAUTELATIVA PER PROGETTARE (Se non ho altre informaz.)
 $\varphi' = \varphi'_{cv}$



$\varphi'_{cv} < \varphi'_s < \varphi'_{picco}$

↑ $\varphi'_{OPERATIVO}$
 ↓ mai = φ'_{picco}

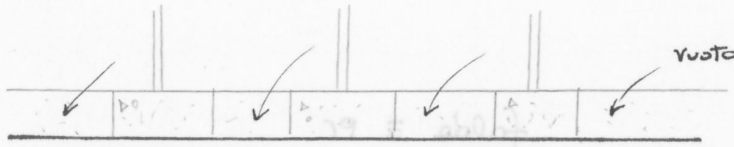
→ Supponiamo di trovarci con una sabbia mediamente addensata

$\Rightarrow \varphi' = \varphi'_{cv} = 34^\circ \quad c' = 0$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q$$

N.B. { argille sovracconsolidate c'è il terzo termine della formula trimomia $\rightarrow c' \neq 0$ altri casi sempre $c' = 0$ }

↳ esempio 2:



← stai attento al livello esecutivo

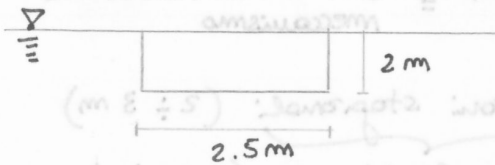
$q = 0 ! \rightarrow$ dopo che sbanco

$$\Rightarrow q_{LIM} = 974 \text{ kPa}$$

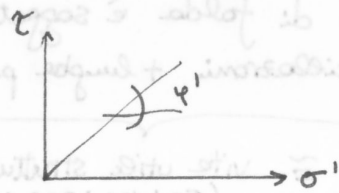
$$\Rightarrow q_{ANN} = \frac{974}{3} = 324 \text{ kPa}$$

\Rightarrow nuovo margine di sicurezza \ll

↳ esempio 3:



- presenza di falda \equiv PC
- analisi in σ'



$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w = 19 - 9.81 = 9.19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$q'_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + q' N_q$$

$$q'_{LIM} = \frac{1}{2} 9.19 \cdot 2.5 \cdot 41 + (2 \cdot 9.19) \cdot 29$$

$$q'_{LIM} = 471 + 533 = 1004 \text{ kPa}$$

$$q'_{ANN} = \frac{1004}{3} = 335 \text{ kPa}$$

$\rightarrow F_s$

In presenza di falda

q'_{LIM} e $q'_{ANN} \rightarrow$ diminuisce

N.B. in presenza di falda

$$q'_s < q'_{ANN}$$

\downarrow espresso in termini di tensioni efficaci

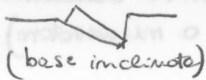
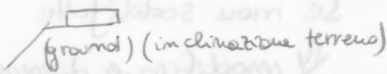
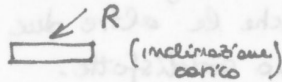
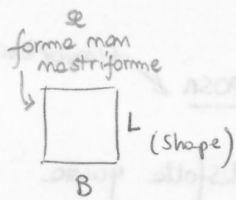
$$\Rightarrow q'_s = \frac{N}{B \cdot 1} - D_w \cdot \gamma_w \text{ fondaz.}$$

posizione falda rispetto piano di posa della fondaz.

CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE

(per. 8.16 Analisi di Routine)
 non perdere tempo a studiare formule

PREMESSA: Soluzioni teoriche sono riferite a fondazioni mastroiformi: (quelle di prima)



$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot d_\gamma) + q N_q (s_q i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot d_q) + c' N_c (s_c i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot d_c)$$

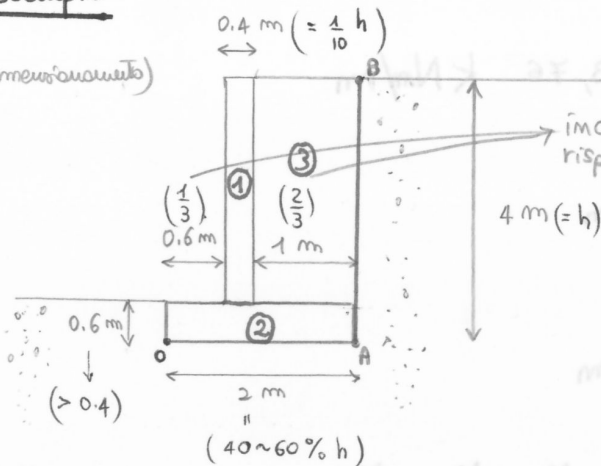
coeff correttivi di natura empirica

FORMULA DI BRINCH-HANSEN (1970)



esempio

(predimensionamento)



TERRENO OMOGENEO

SABBIA FINE

$\varphi' = 34^\circ$

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

incremento di stabilità rispetto al ribaltamento

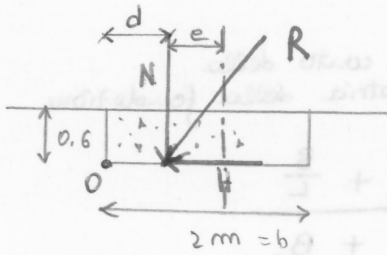
→ Calcolo la spinta considerando AB → parete virtuale → applico la Hp di Rankine:

$h = \bar{AB}$ $K_a = \frac{1 - \text{sen} \varphi'}{1 + \text{sen} \varphi'} = 0.28$

$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 4^2 \cdot 0.28 = 40.32 \text{ kN/m}$

Considero ①, ②, ③ separatamente

→ VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE



$$0 = \text{polo} \left(\frac{H}{N} - 1 \right) = \gamma_j$$

- (1) devo conoscere la configurazione dei carichi
- (2) riduzione Forze al polo 0

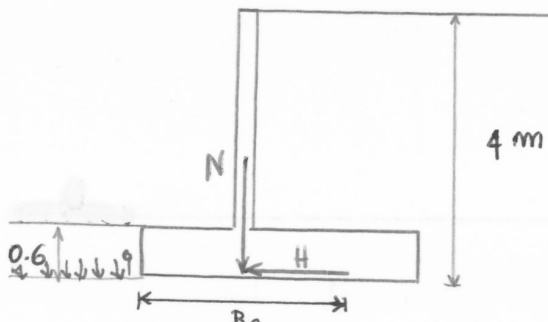
$$d = \frac{\sum s - \sum R}{N} \rightarrow \text{componente normale}$$

stabilizzante ribaltante

$$d = \frac{(27,2 + 30 + 91,8 - 53,76)}{(34 + 30 + 61,2)} = 0,76 \text{ m}$$

eccentricità

$$e = \frac{b}{2} - d = 1 - 0,76 = 0,24 \text{ m}$$



base ridotta → carico completamente plasticizzante

$$B_R = b - 2 \cdot e = 2 - 2 \cdot 0,24 = 1,52 \text{ m}$$

↑
CONSIDERO QUESTA NEI CALCOLI (perché carico eccentrico)

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE

→ carico inclinato in fondazione

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B_R N \gamma \cdot i_y + q N q i_q$$

$q = ? \rightarrow q = \gamma \cdot z = \gamma \cdot \underline{0,6}!$ (q) → ma trascuro questo sovraccarico perché non persistente



MOTI DI FILTRAZIONE IN REGIME STAZIONARIO E TRANSITORIO

(Cap. 6)
 ↓ 6.5/6.6/6.1
 ↓ fatti da 6.1

(SLE) → cedimenti ≈ 10 anni

MODELLO MATEMATICO DEL MEZZO POROSO (satturo)

↓ 2 FASI

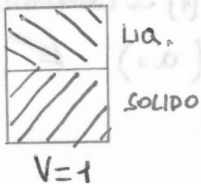
- (a) equazione di conservazione della massa per ogni fase (fluida e solida)
 - (b) equazione di equilibrio (considerando le varie fasi)
 - (c) equazioni costitutive per lo scheletro solido
 - (d) equazioni di stato della fase fluida
 - (e) condizioni al contorno
 - (f) condizioni iniziali
- } EQUAZIONI DI CAMPO

(a) $\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \cdot \underline{v}) = 0$

↑ derivata mezzo ↑ vettore velocità
 (pointing to $\frac{\partial \rho}{\partial t}$ and \underline{v} respectively)

→ mezzo composto da 2 fasi

Consideriamo 1 volume unitario del mezzo poroso

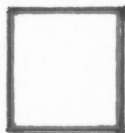


porosità $m =$ porzione Volume occupata dalla fase fluida

$1-m =$ " " " " solida

$m + 1-m = 1$ → CONDIZIONE DI SATURAZIONE

↓
 CONTINUI SOVRAPPosti



entrambe le fasi occupano entrambe lo stesso spazio

per la fluido ↓ derivata locale

(a) $\left\{ \frac{\partial}{\partial t} (m \rho_w) + \nabla \cdot (m \rho_w \cdot \underline{v}_w) = 0 \right.$ (1)

↑ derivata apparente continua se tutto il volume ↑ vettore velocità
 (pointing to $\frac{\partial}{\partial t}$ and \underline{v}_w respectively)

(a) ↑ per il solido

(a) $\left\{ \frac{\partial}{\partial t} [(1-m) \rho_s] + \nabla \cdot [(1-m) \rho_s \cdot \underline{v}_s] = 0 \right.$ (2)

→ sommando $(a_1) + (a_2)$ ottengo:

$$m \beta \frac{\partial u}{\partial t} + \nabla \cdot \underline{v}_s + \nabla \cdot [m (\underline{v}_w - \underline{v}_s)] = 0$$

EQ. CONSERVAZIONE MASSA
DEL MEZZO POROSO NEL
SUO INSIEME

$m (\underline{v}_w - \underline{v}_s) = \underline{v}$
 ↑ ↑
 velocità media dell'acqua / solido velocità apparente, o macroscopica, o di Darcy

velocità scheletro solido
 $\nabla \cdot \underline{v}_s = \frac{\partial v_x^s}{\partial x} + \frac{\partial v_y^s}{\partial y} + \frac{\partial v_z^s}{\partial z}$

$\frac{\partial v_z^s}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_z}{\partial t} \right)$ posso scambiare → $\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_z}{\partial z} \right) = \frac{\partial}{\partial t} \epsilon_{zz}$
 ↑ dilatazioni lineari
 ↓ compressioni

$\Rightarrow \nabla \cdot \underline{v}_s = - \frac{\partial}{\partial t} \epsilon_v$
 ↑ variazione di volume

$m \beta \frac{\partial u}{\partial t} + \nabla \cdot \underline{v} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t}$
 ↑ velocità Darcy

$\Delta V \Rightarrow$ è dovuta in parte all' H_2O che fluisce attraverso la frontiera $(\nabla \cdot \underline{v})$ e in parte è dovuta alla compressibilità dell'acqua

(*) CONDIZIONE NON DRENATA

↓
 sistema chiuso (non scambia H_2O con l'ambiente circostante)
 \Rightarrow Non c'è moto relativo $\Rightarrow \nabla \cdot \underline{v} = 0$

$\Rightarrow \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = m \beta \frac{\partial u}{\partial t} \iff \nabla \cdot \underline{v} = 0$

Se poi ipotizzo che $\beta = 0 \Rightarrow$ trascurabile (compressibilità H_2O trascurabile)

$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = 0$

\rightarrow NO VARIAZIONI DI VOLUME
 ↳ x^{te} ordine di grandezza ↓ rispetto ai materiali dei terreni

$\Rightarrow \nabla \cdot \underline{v} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} \quad (a_3)$

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i})$$

↓
compressione \oplus

$$\Rightarrow \sigma'_{ij} = -\lambda u_{k,k} \delta_{ij} - \mu (u_{i,j} + u_{j,i})$$

derivato in \oplus

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + u \delta_{ij}$$

$$-\lambda u_{k,kj} \delta_{ij} - \mu (u_{i,jj} + u_{j,ij}) + u_{,j} \delta_{ij} = 0$$

$$-\lambda u_{k,ki} - \mu (u_{i,jj} + u_{j,ij}) + u_{,i} = 0$$

$\frac{u_{j,ij}}{u_{j,ji}} \leftrightarrow$ Teorema di Swartz

$$(\lambda + \mu) u_{k,ki} + \mu u_{i,jj} - u_{,i} = 0$$

eq. omogenea (\rightarrow tutti vettori)

$$(\lambda + \mu) \nabla \nabla \cdot \underline{u} + \mu \nabla^2 \underline{u} - \text{grad } u = 0$$

EQUAZIONE DI
di equilibrio in termini di spostamento

$$\begin{cases} (\lambda + \mu) u_{k,ki} + \mu u_{i,jk} - u_{,j} = 0 \\ \frac{\partial E_v}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u = 0 \end{cases}$$

3 eq. d'equilibrio
1 equazione

3 incognite
(Componenti u
+ u)

4 equazioni

4 incognite

MODELLO DI BIOT

descrive l'evoluzione di u e del campo di spostamenti della frontiera (cedimenti)

(ci dice u legata alle evoluzioni dei cedimenti)
come

$$\Rightarrow \boxed{\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}} \quad [\bullet]$$

EQUAZIONE DELLA
CONSOLIDAZIONE
UNODIMENSIONALE

EQUAZIONE DI
TERZAGHI

Osservazioni:

- (1) figura solo la variabile u (sovrappressione interstiziale) e non gli spostamenti
(\Rightarrow problema disaccoppiato)

Risolta \Rightarrow conosco $u(z, t)$, quindi applicando il principio degli sforzi efficaci conosco $\sigma'_z(z, t) \Rightarrow$ posso calcolare $E_{zz}(z, t)$ e quindi riesco a conoscere l'evoluzione dei cedimenti nel tempo $w(t)$

- (2) Equazione differenziale:

$$F(\underbrace{x, y, z, t}_{\text{indipendenti}}, \underbrace{u, u_x, u_y, u_z, u_t, \dots, u_{xx}, u_{xy}, \dots}_{\substack{\text{variabile} \\ \text{dipendente}}}) = 0$$

- se F è un polinomio lineare nella u e nelle sue derivate
 \hookrightarrow eq. diff. lineare

- se F è un polinomio lineare solo nelle derivate di ordine superiore
 \hookrightarrow eq. diff quasi lineare

\Rightarrow \blacksquare è una eq. diff del 2° ordine del tipo lineare

$$\Rightarrow \underbrace{au_{xx} + 2bu_{xy} + cu_{yy} + \dots}_{\text{parte dominante}} = 0$$

parte dominante



a cui è associata una matrice caratteristica dell'eq. diff

$$\begin{pmatrix} a & b \\ b & c \end{pmatrix} \begin{matrix} \rightarrow \\ \rightarrow \end{matrix} \begin{matrix} \text{se } ac - b^2 = 0 \rightarrow \text{parabolico} \\ \text{se } ac - b^2 \lessgtr \rightarrow \text{ellittico o iperbolico} \end{matrix}$$

$u(z,t) \rightarrow$ valore locale

Parametro di comportamento globale: grado di consolidazione medio U_s

$$U_s = \frac{W(t)}{W_c} \rightarrow \begin{array}{l} \text{cedimento nei vari istanti di tempo} \\ \text{cedimento di consolidazione (lo calcolo col metodo edometrico)} \\ \text{(finale)} \end{array}$$

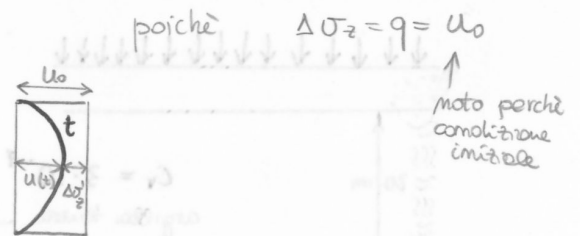
$$U_s = \frac{W(t)}{W_c} = \frac{m_v \cdot \int_0^{2H} \overbrace{(u_0 - u(t))}^{\text{sovrapp. dissipata}} dz}{m_v \cdot \int_0^{2H} u_0 dz}$$

\uparrow si ricava da

$$W_c = \int_0^{2H} m_v \cdot \Delta \sigma'_z dz = \int_0^{2H} m_v \cdot u_0 dz$$

$$\Delta \sigma'_z = u_0 - u(t)$$

$$\Rightarrow W(t) = \int_0^{2H} m_v \cdot \Delta \sigma'_z dz = \int_0^{2H} m_v (u_0 - u(t)) dz$$



SOLUZIONE:

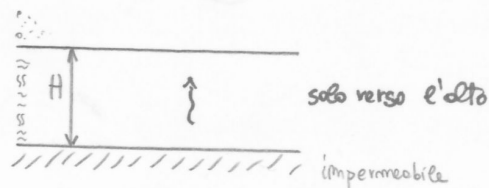
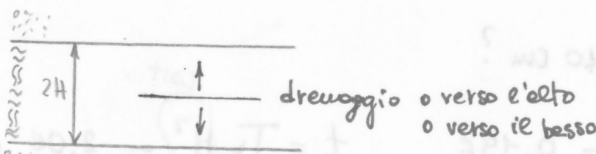
$$U_s = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-M^2 T_v)}$$

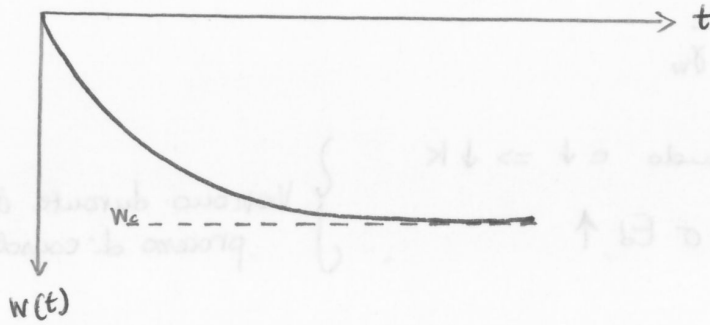
$$\text{con } M = \frac{2m+1}{2} \cdot \pi$$

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

\uparrow tempo adimensionale

$H =$ lunghezza caratteristica





Decorso dei cedimenti nel tempo (par. 6.11 e 6.12)

(1) Parliamo dei terreni a grana fine (e non in quelli a grana grossa)
 ↳ k e k_i (k coeff. cond. idraulico) molto piccolo

(2) calcolo del cedimento di consolidazione

↳ w_c ; metodo edometrico

(C_c, C_r, OCR, σ'_p)

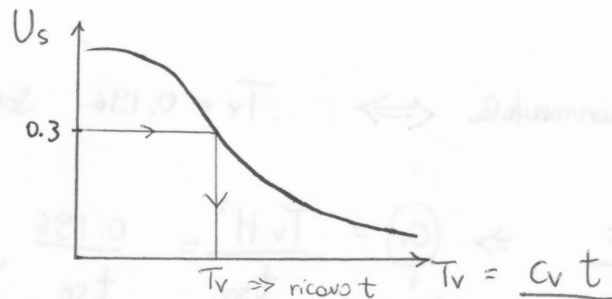
(3) $w(t) \rightarrow$ problema transitorio

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{caso monodimensionale})$$

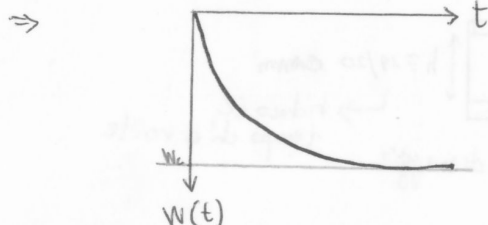
Soluzione $u(z, t)$

$$\int u = \int \sigma'_{zz} \Rightarrow U_s = \frac{w(t)}{w_c} \rightarrow \text{grado di consolidazione medio}$$

(4) Soluzione [adimensionale]



es: $w(t) = 0.3 w_c$



$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$
 ↳ H^2 lunghezza caratteristica del problema = max percorso di drenaggio dato geometrico
 $t = \frac{T_v H^2}{c_v}$
 ↳ c_v coeff di consolidazione

PROVA EDEOMETRICA

→ Simula i processi di compressione e consolidazione in condizione monodimensionale (1D)

↓
andamento del cedimento (compressibilità)

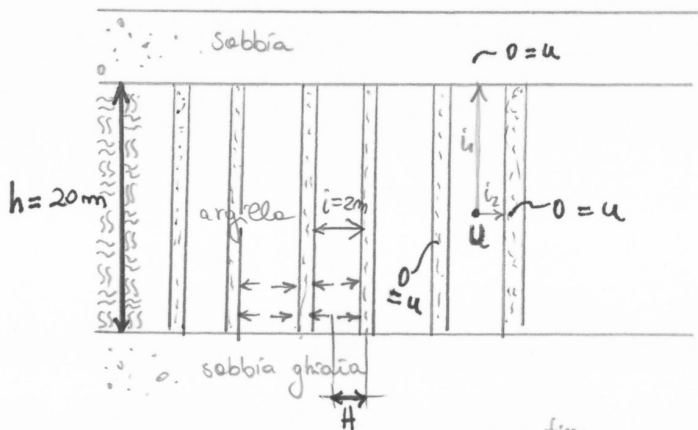
↓
distribuzione delle compressioni nel tempo

parametri ottenuti:

- | | |
|---------------------------|--|
| (1) σ'_p | } storia tensionale |
| (2) OCR | |
| (3) C_c | } compressibilità |
| (4) C_r o m_v o E_d | |
| (5) C_v | consolidazione |
| (6) C_{α} | coeff di consolidazione secondaria (creep) |

✦ esempio:

✦ CONSOLIDAZIONE IN PRESENZA DI DRENI VERTICALI



$$C_v = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$$

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

→ $t = \frac{T_v H^2}{C_v}$

↳ T_v (fisso) → lunghezza di drenaggio → $H = 10 \text{ m} \rightarrow \frac{1}{2}$

↳ traduce la natura del materiale

!! {se riduco $H \rightarrow$ riduco il tempo t } !!

⇒ soluzione: devo ridurre il percorso di drenaggio H

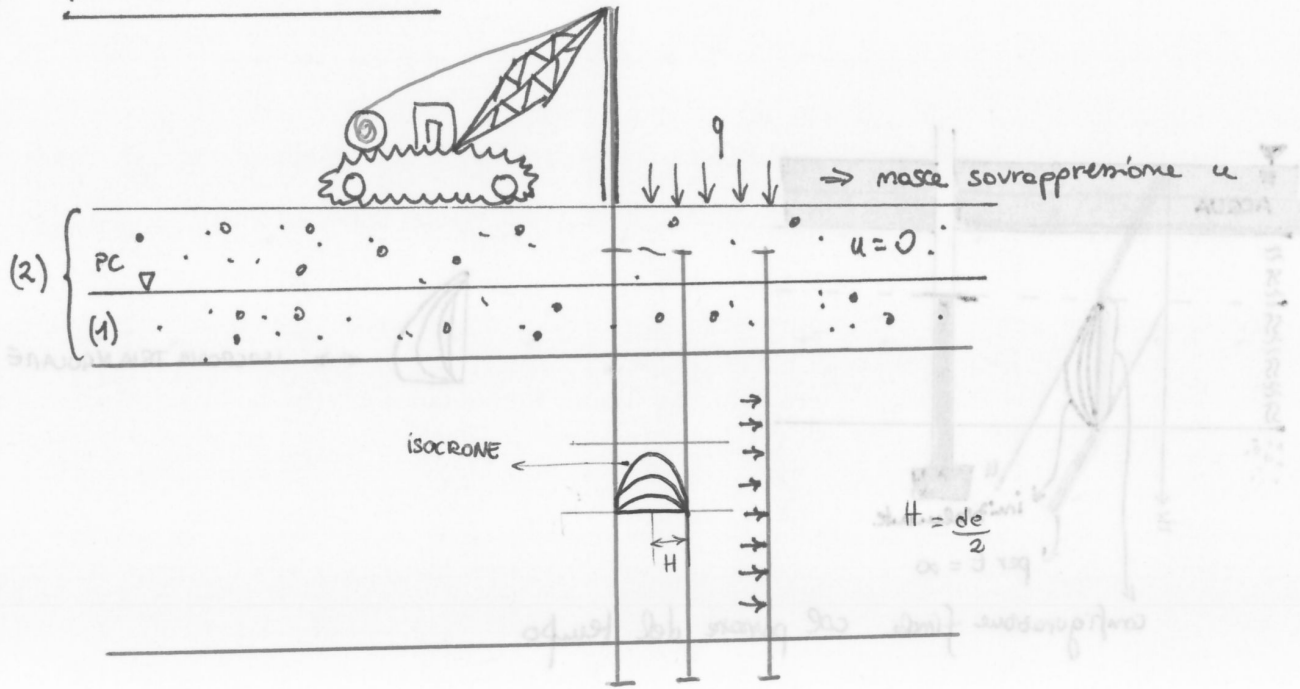
⇨ inserisco dei dreni verticali:

$i_1 \ll i_2 \Rightarrow$ max ho + il flusso \uparrow ma $\leftarrow \rightarrow$ verso i dreni

⇒ la mia H diventa H

⇒ consolidazione in pochi mesi (→ e non in 30 anni)

► INSTALLAZIONE DRENI

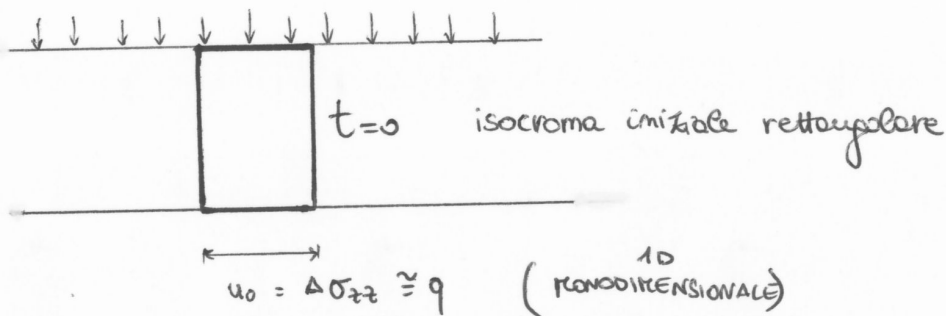


(1) ⇒ SCOTICO SUPERFICIALE (50-60 cm)

(2) ⇒ MATERASSO ORIZZONTALE GHIAIA - SABBIA
 ↳ materasso drenante per i mezzi

CONDIZIONI AL CONTORNO

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



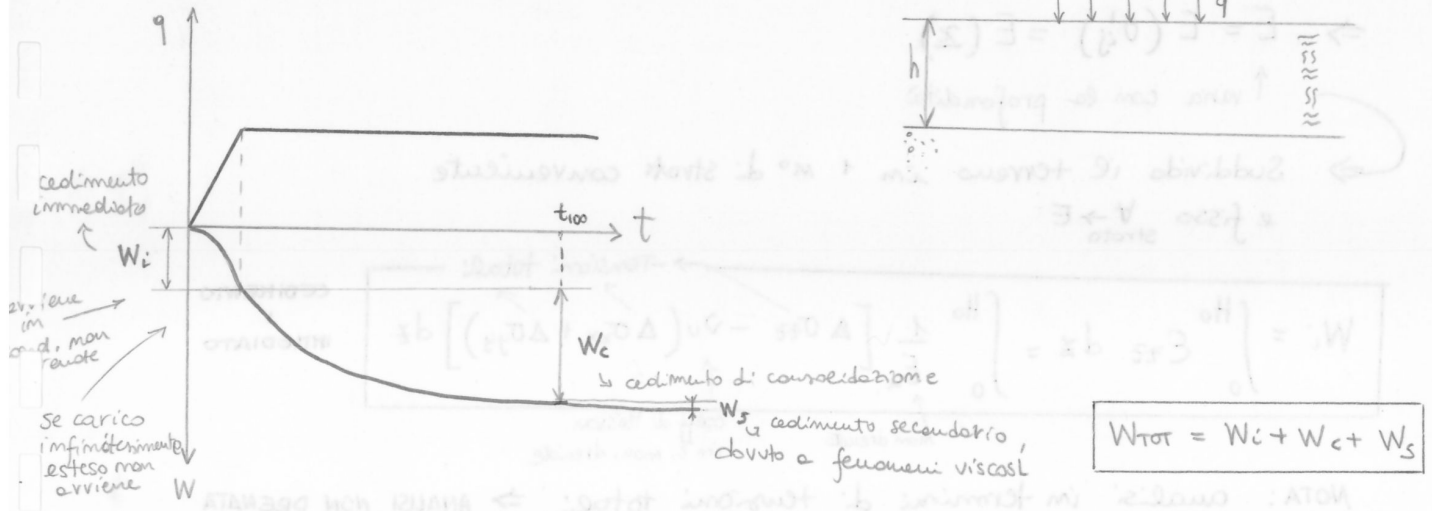
1. CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

2. DANNI STRUTTURALI

(par. 9.1, 9.2, 9.3, 9.4 e 9.9)

3. VALORI DI SOGLIA (CEDIMENTI AMMISSIBILI)

Premessa: cedimenti di un'area di carico di dimensioni limitate su terreni a grana fine



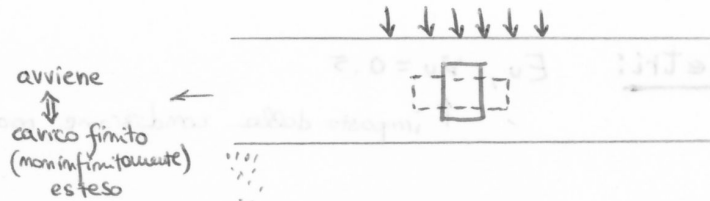
$$W_{TOT} = W_i + W_c + W_s$$

(a) $W_i =$ CEDIMENTO IMMEDIATO

Avviene in condizioni non drenate \Rightarrow a volume costante

Non si verifica se l'area di carico è infinitamente estesa \rightarrow se $b > h$

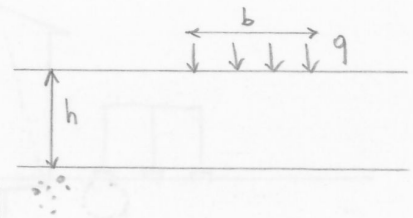
Non si verifica nell'edometro



CALCOLO DEL CEDIMENTO FINALE CON LA TEORIA DELL'ELASTICITÀ

→ ≠ da $W_{TOT} = W_i + W_c + W_s$

$$W_f = W_c + W_e$$



$$W_f = \int_0^h \frac{1}{E'} \left[\Delta \sigma'_{zz} - \nu' (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy}) \right] dz$$

↑
in condizioni drenate

$$E' = 2(1 + \nu') G$$

$$\nu' = 0.15 \div 0.25$$

Nota: ipotesi di terreno omogeneo ⇒ posso integrare analiticamente l'espressione del cedimento

FORMULA DI VALIDITÀ GENERALE ⇒

$$W = \frac{q \cdot b (1 - \nu'^2)}{E} \cdot I$$

↑
COEFFICIENTE DI INFLUENZA

→ sia in condizioni drenate che non drenate

$$I = f\left(\frac{L}{B}, \frac{h}{B}, \text{rigidezza fondazione}\right)$$

ESEMPIO: fondazione rigida su semispazio:

- CIRCOLARE $I_R = 0.85$ ^{rigida}
- QUADRATA $I_R = 0.95$
- NASTRIFORME $I_R = 2.25$
($\frac{L}{B} = 10$)



CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SU TERRENI A GRANA GROSSA

Condizione drenata

$$W_T = W_i + W_s$$

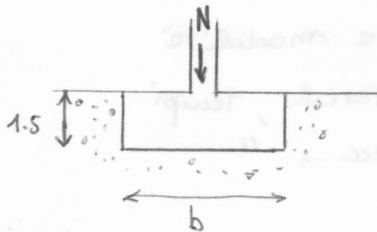
W_i = cedimento istantaneo
contemporaneo all'applicazione del carico

(a)
$$W_i = \frac{qB(1-\nu^2)}{E} I$$

E → da prove in sito
perché non possiamo
prelevare campioni indisturbati:

(b) Metodi basati sulle
prove in sito (v. corso di fondazioni)

> esempio: fondazioni su sabbia (es. 7.)



densità
 $D_R = 65\% \Rightarrow \gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $\varphi' = 36^\circ \Rightarrow N_\gamma = 56,31$
 $N_k = 1100 \text{ kN}$

(a) predimensionamento:

$$q_{AMH} \approx 200 \text{ kPa}$$

$$b = \sqrt{\frac{1100}{20}} \rightarrow 2,40 \text{ m} \quad (\text{approssimato per eccesso})$$

(b) verifica di capacità portante

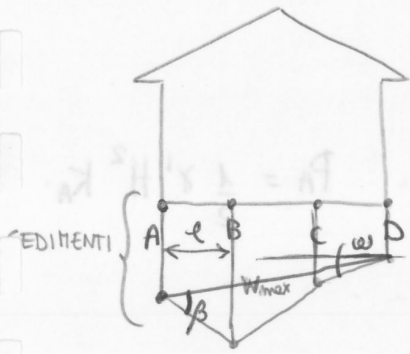
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \cdot s_\gamma + \dots$$

a favore di sicurezza \Rightarrow trascurato

$$s_\gamma = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L} \stackrel{=1}{=} \text{perché } B=L = 1,385$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 2,40 \cdot 56,31 \cdot 1,385 = 1778 \text{ kPa} \approx 1800 \text{ kPa} \Rightarrow F_s = 9 !$$

VALORI DI SOGLIA:



W_{min}
 W_0, ω → movimento rigido → rotazione rigida

rotazione rigida $\frac{1}{250}$ → visibile ad occhio nudo

→ depurati i movimenti dalle componenti di rotazione rigide

⇒ β = rotazione relativa
 assunto come riferimento ai danni che si possono produrre

β



limite per l'operatività dei macchinari sensibili ai cedimenti differenziali ΔW

limite per evitare comparsa di fessure

si ha comparse di fessure

danni alle strutture

CORRELAZIONI TRA β e CEDIMENTI

per $\beta = \frac{1}{500}$

$W_{max} \rightarrow 25 \text{ mm}$

$W_{max} \rightarrow 40 \text{ mm}$

per $\beta = \frac{1}{300}$

$W_{max} \rightarrow 40 \text{ mm}$

$W_{max} \rightarrow 60 \div 100 \text{ mm}$

$\Delta W_{max} \approx W_{max}$

$\Delta W_{max} \ll W_{max}$

cedimenti disuniformi
 FONDAZIONI SU SABBIE

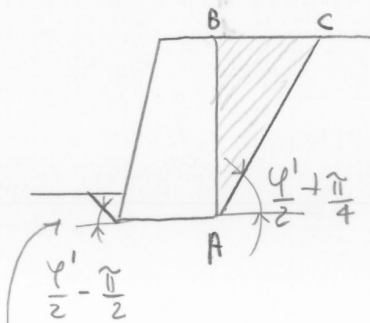
ARGILLE
 ↓
 fondazioni cedono di + ma in maniera molto uniforme

per il calcolo di K_p

• LANCIELLOTTA (2002)

$$K_p = f(\varphi', \delta)$$

→ Rankien → meccanismo di rottura piena



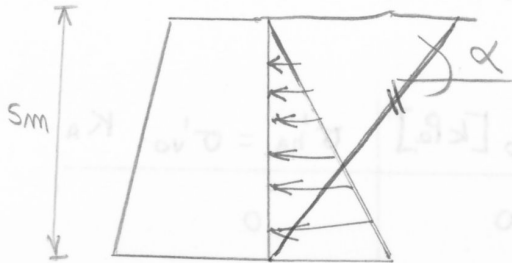
ABC = cuneo di spinta attiva

sovrastima il K_p

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

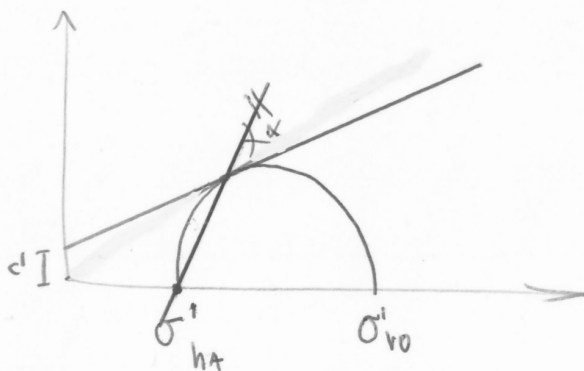
$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

⇒ esempio:



$$\begin{aligned} \varphi' &= 30^\circ \\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ c' &= \end{aligned}$$

$$\sigma'_{HA} = \underbrace{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right)}_{K_A} \cdot \underbrace{20 \cdot 5}_{\sigma'_{V0}} = 33,3 \text{ kPa}$$



stessa cosa vale per σ'_{HP}



$P_{A1} = 27 \text{ kN/m}$

$P_{A2} = 12 \text{ kN/m}$

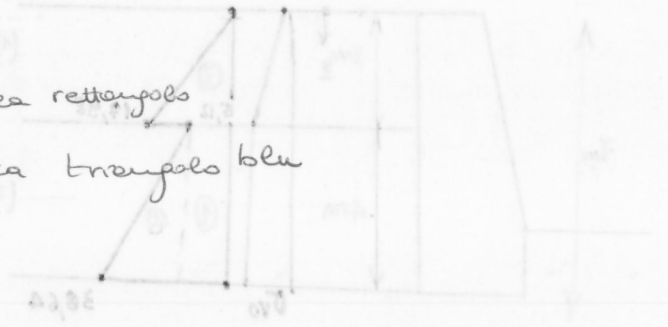
$P_{A3} = 54 \text{ kN/m}$

$P_W = 45 \text{ kN/m}$

→ area triangoli rossi

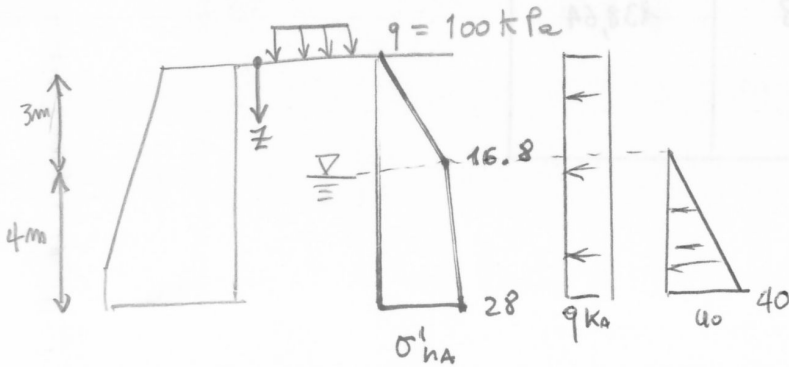
→ area rettangolo

→ area triangolo blu



$P_{A, \text{TOT}} = \sum P_i \rightarrow 138$

$M_0 = P_{A1} \cdot b_1 + P_{A2} \cdot b_2 + P_{A3} \cdot b_3 + P_W \cdot b_w$
 \parallel
 $\frac{M_0}{P_{A, \text{TOT}}}$



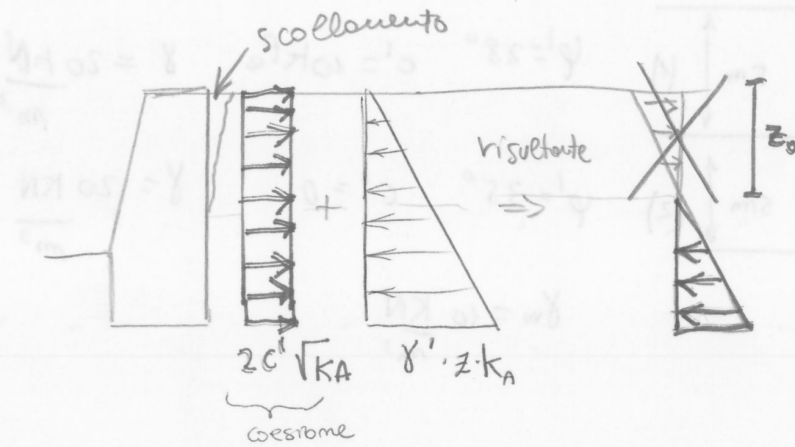
$\varphi' = 34^\circ$

$\gamma = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

$\gamma_w = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

z	σ_{vo}	u_0	σ'_{vo}	σ'_{ha}	q_{ka}
0	0	0	0	0	28
3	60	0	60	16,8	28
7	140	40	100	28	28

• se Coesione $\neq 0 \rightarrow$ riduce la spinta sul muro



$$\sigma'_{ha} = \gamma' z K_A - 2c' \sqrt{K_A}$$

$z_0 =$ altezza di scollamento

• Peso Terreno

$$\sigma'_{ha} = \gamma \cdot H \cdot K_A$$

• Peso terreno + sovraccarichi (q)

$$\sigma'_{ha} = \gamma \cdot H \cdot K_A + q \cdot K_A$$

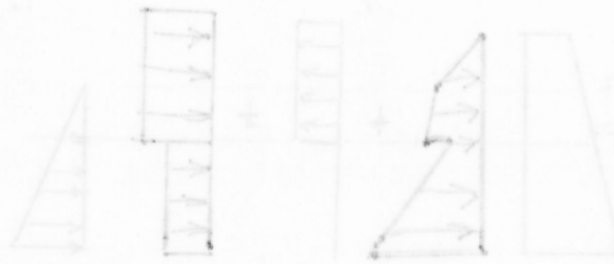
• Peso terreno + sovraccarichi + coesione

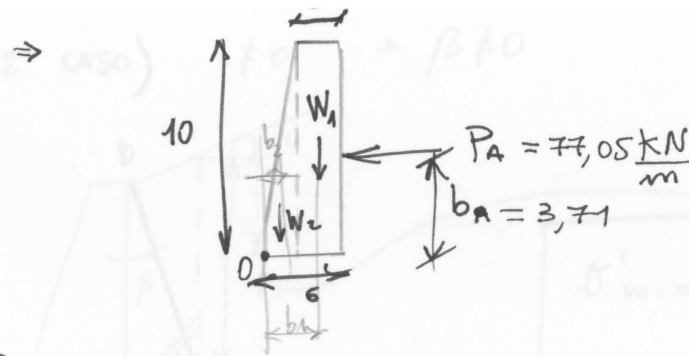
$$\sigma'_{ha} = \gamma H K_A + q K_A - 2c' \sqrt{K_A}$$

$u = 0$

↓
 se $u \neq 0 \Rightarrow$ $\gamma \rightarrow \gamma' = \gamma \cdot \gamma_w$

sostituisci





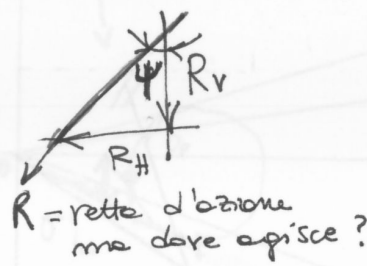
$$W_1 = 2 \cdot 10 \cdot 25 = 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} (4 \cdot 10 \cdot 25) = 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Downarrow$$

$$W = 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

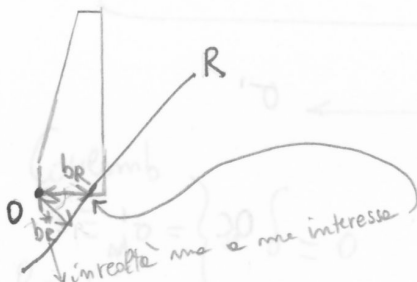
$$\left. \begin{aligned} P_A = R_H &= 77,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ W = R_V &= 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned} \right\} R = \sqrt{R_H^2 + R_V^2} = 1266,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



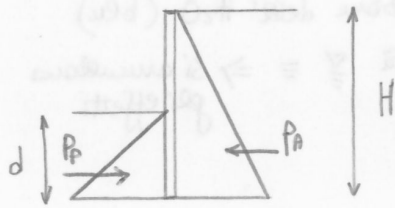
$$\tan \psi = \frac{R_H}{R_V} = 37,85^\circ$$

$$\sum \overset{\curvearrowright}{M}_O \Rightarrow M = P_A \cdot b_A - W_1 \cdot b_1 - W_2 \cdot b_2$$

$$b_R = \frac{M_0}{R_V = W}$$



PARATIE



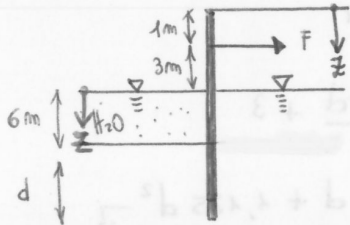
$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma d^2 K_P$$

$K_A \rightarrow$ Rankine ($\delta=0$)
Coulomb ($\delta \neq 0$)

$K_P \rightarrow$ Lancellotta

† esercizio 1



$$\begin{cases} \varphi' = 37^\circ & \gamma_M = 10 \text{ kN/m}^3 \\ \frac{\delta}{\varphi'} = 0,5 & \gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \\ d = ? & F = ? \end{cases}$$

UTILIZZANDO RANKINE

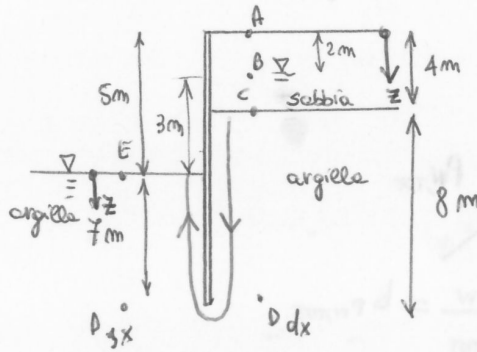
$$K_A = \frac{1 - \sin 37}{1 + \sin 37} = 0,25$$

$$K_P \Rightarrow \text{LANCELLOTTA} \Rightarrow K_P = 6,736$$

$$\Rightarrow K_P^d = \frac{6,736}{2} = 3,368$$

	z [m]	σ_{vo} [kPa]	u_o [kPa]	σ'_{vo} [kPa]	$\sigma'_{vo} \cdot K_A$ [kPa]
A MONTE	0	0	0	0	0
	4	$4 \cdot 19 = 76$	0	76	19
	$10+d$	$76 + 19(6+d) = 190 + 19d$	$10(6+d) = 60 + 10d$	$130 + 9d$	32,5
A VALLE	0	0	0	0	0
	6	$6 \cdot 10 = 60$	60	0	0
	$6+d$	$60 + 19 \cdot d$	$60 + 10d$	$9d$	$9d \cdot 3,368 = 30,312 d$

◇ esercizio - TERRENO STRATIFICATO



$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi'_s = 38^\circ$$

$$\gamma_a = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi'_a = 34^\circ$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{3}{8+7} = 0,2$$

MONTE → UTILIZZANDO COULOMB

$$\varphi'_s = 38^\circ \rightarrow \delta = \frac{2}{3} \varphi'_s \approx 25^\circ$$

per $\beta = i = 0 \rightarrow$ trovo $K_{A,s} = 0,217$
↑ per la sabbia

$$K_{A,s,H} = 0,217 \cos 25^\circ = 0,197$$

↑ orizzontale

$$\varphi'_a = 34^\circ \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi'_a \approx 23^\circ$$

$$K_{A,a} = 0,254$$

$$K_{A,a,H} = 0,254 \cos 23^\circ = 0,234$$

VALLE → LANCELOTTA

$$\varphi'_a = 34^\circ \quad \frac{\varphi'_a}{\delta} = 0,5 \Rightarrow \delta = 17^\circ$$

$$K_p = 5,503 \rightarrow \frac{K_p}{F_s} = 2,75 = K_p^d$$

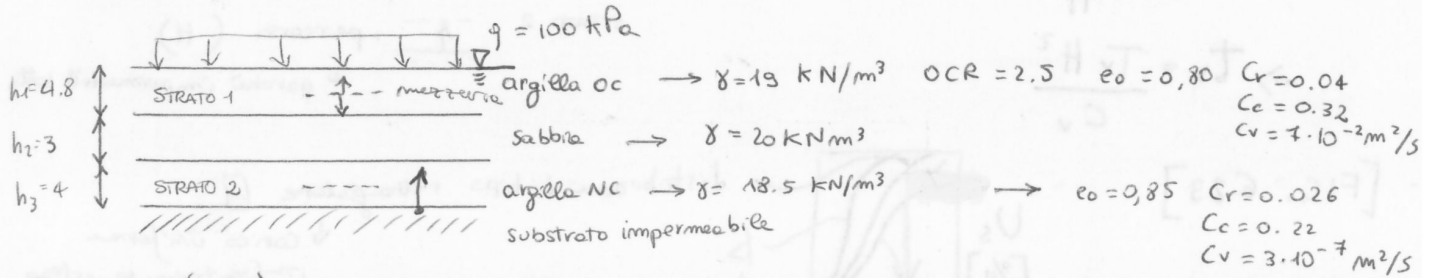
già componente orizzontale

	z [m]	σ_{vo} [kPa]	u_o [kPa]	σ'_{vo} [kPa]	$\sigma'_{vo} \cdot K_{A/P}$ [kPa]
A	0	$2 \cdot 19 = 38$	0	0	0
B	2	$4 \cdot 19 = 76$	0	38	$38 \cdot K_{A,s,H} = 7,486$
C	4	$76 + 8 \cdot 20 = 236$	$9,81 \cdot 2 = 19,62$	$56,38$	$56,38 \cdot K_{A,s,H} = 11,11$ $56,38 \cdot K_{A,a,H} = 13,19$
D _{dx}	12		$19,62 + (9,81 \cdot 0,2 \cdot 8) = 82,404$	$153,596$	$153,596 \cdot K_{A,a,H} = 35,94$
D _{sx}	7	$7 \cdot 20 = 140$	$(9,81 + 0,2 \cdot 9,81) \cdot 7 = 82,404$	$57,596$	$57,596 \cdot K_p^d = 158,39$
E	0	0	0	0	0

CEDIMENTO EDORETICO

N.B $\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + q$
 \forall strato

↑ **esercizio** - CARICO INFINITAMENTE ESTESO



CEDIMENTO (4.10)

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left(C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right)$$

STRATO 1

$H_0 = 4.8 \text{ m}$

$\sigma'_{vo} \rightarrow$ nella mezziera dello strato $\Rightarrow \sigma'_{vo} = \gamma' z = (19 - 9.81) \cdot 2.4 = 22.06 \text{ kPa}$

$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \Rightarrow \sigma'_p = 55.15 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + q = 22.06 + 100 = 122.06 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vo} < \sigma'_p < \sigma'_{vf}$

$\Rightarrow \Delta H_1 = \frac{4.8}{1+0.8} \left(0.04 \log \frac{55.15}{22.06} + 0.32 \log \frac{122.06}{55.15} \right) = 0.54$

STRATO 2

$H_0 = 4 \text{ m}$

$\sigma'_{vo} \rightarrow$ mezziera $\Rightarrow \sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_0 = 92.06 \text{ kPa}$

$\sigma_{vo} = 4.8 \cdot 19 + 3 \cdot 20 + 2 \cdot 18.5 = 188.2 \text{ kPa}$

$u_0 = (4.8 + 3 + 2) \cdot 9.81 = 96.14 \text{ kPa}$

NC $\rightarrow \sigma'_{vo} = \sigma'_p$

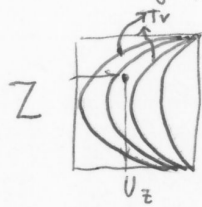
$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + q = 92.06 + 100 = 192.06 \text{ kPa}$

$\sigma'_{vo} = \sigma'_p < \sigma'_{vf}$

$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left(C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.15 \text{ m}$

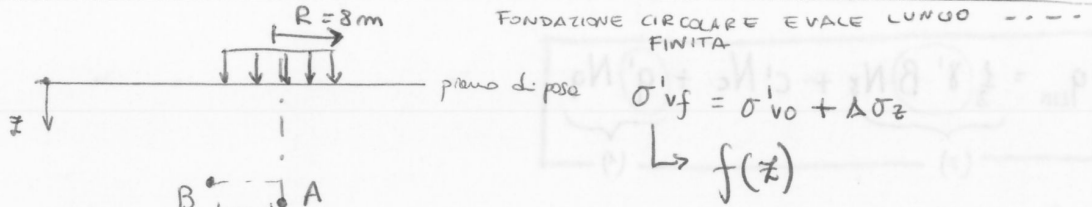
$\Delta H_{TOT} = 0.49 \text{ m}$

entro nel grafico 6.22



$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.15 \left(\frac{4.8}{2} \right)^2}{7 \cdot 10^{-7}} \approx 1488 \text{ in secondi}$$

es.

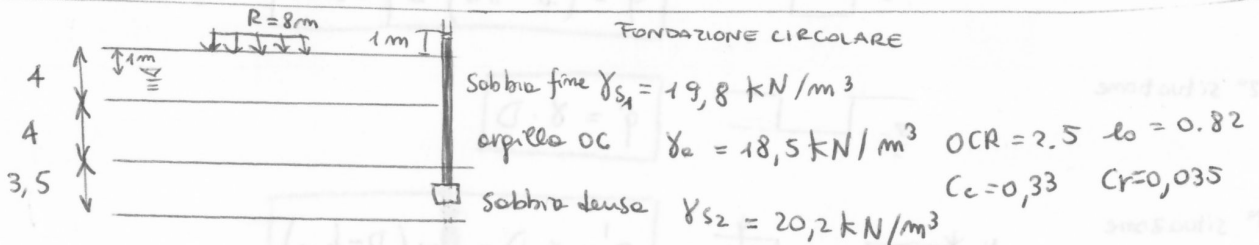


$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$$

$$\rightarrow f(z)$$

in A
 $\Delta\sigma_z (r=0) = q \left\{ 1 - \left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\}$
 ↓ dist dall'asse baricentrico
 non vale in B dal punto considerato perché $r \neq 0$

es.



↳ CORRE ESERCITAZIONE DI PISA

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z \rightarrow \Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\}$$

(r=0)

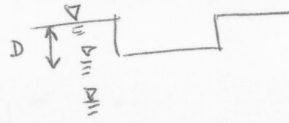
se fondazione

$$\Delta\sigma_z = q_{NETTO} \left\{ 1 - \left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\} \quad q_{NETTO} = q - \gamma D$$

CONDIZIONI NON DRENATE

{ argille breve termine } → TENSIONI TOTALI

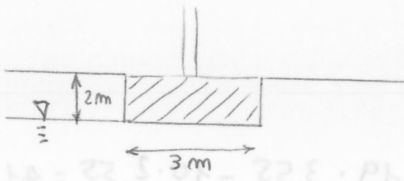
$$q_{lim} = Su N_c + q$$



$$q = \gamma D$$

✦ esercizio

SABBIA $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\psi' = 40^\circ$ → condiz. drenate



TAB. LANCELLOTTA $f(\psi')$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + c' N_c + q' N_q$$

$$N_\gamma = 109,41$$

$$N_q = 64,20$$

$$q' = \gamma \cdot D = 20 \cdot 2 = 40 \text{ kPa}$$

$$\gamma' B = (\gamma - \gamma_w) B = (20 - 10) 3 = 30 \text{ kPa}$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 109,41 + 40 \cdot 64,20 = 4209,15 \text{ kPa}$$

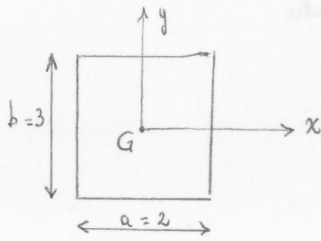
$$q_{AMM} = \frac{q_{lim}}{F_s} = \frac{4209,15}{3} = 1403,05 \text{ kPa}$$

2 3
muri di sostegno edifici

↓ max valore di $q_{esercizio}$ affinché la verifica sia soddisfatta

↳ esercizio - pinto di fondazione (non mastroforme)

in pianta



SABBIA

$$\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 34^\circ$$

$$q = 10 \text{ kPa}$$

1) $N = 1100 \text{ kN}$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_s S_\gamma + c N_c + q' N_q S_q$$

coefficienti di forma

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = 1,24$$

$(B < L) \Rightarrow \begin{cases} B = 2 \\ L = 3 \end{cases}$ sempre

→ ricavo dalla tabella N_γ e N_q

$$\Rightarrow q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 2 \cdot 41,06 \cdot 1,24 + 10 \cdot 23,44 \cdot 1,24 = 1281 \text{ kPa}$$

$$q_s = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{1100}{2 \cdot 3} = 183,3 \text{ kPa}$$

↓ carico in esercizio

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_s} \approx 7 \rightarrow \text{verifica soddisfatta } (> 3)$$

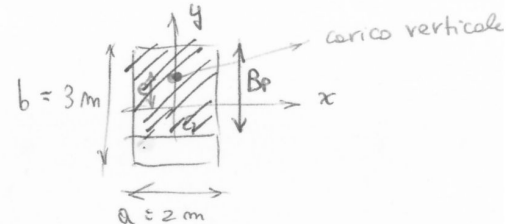
2)

$$N = 1100 \text{ kN}$$

$$M_y = 660 \text{ kN m}$$

→ CARICO NON BARICENTRICO

$$e = \frac{M_y}{N} = 0,6 \text{ m}$$



Considero nel calcolo una base ridotta B_R in cui N risulta baricentrico

$$B_R = b - 2e = 3 - 2 \cdot 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S_\gamma = S_q = 1 + \frac{1}{10} \frac{B}{L} \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = 1,32$$

$$\Rightarrow q_{lim} = 1267 \text{ kPa}$$

$$q_s = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{1100}{1,8 \cdot 2} = 305,55 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow F_s = \frac{q_{lim}}{q_s} = 4,15 (> 3 \text{ OK!})$$

Se avessi avuto un $q' = 0 \Rightarrow q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_s S_\gamma = 878 \text{ kPa} \Rightarrow F_s = \frac{q_{lim}}{q_s} = 2,87 (< 3 \text{ NO!})$