



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1268

ANNO: 2014

A P P U N T I

STUDENTE: Costantino M.

MATERIA: Fondazioni, Prof. Costanzo

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.**

FONDAZIONI

15.10.12

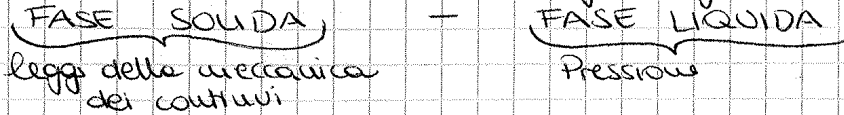
ANALISI TENSIONALE

● Terreno: Materiale particellare, granulare, multifase.

Situazione più comune: TRIFASE → terreno parzialmente saturo
acqua + aria + parte solida

1924 TERZAGHI → Nasce la meccanica delle rocce
"PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI"

Il terreno viene considerato come fosse formato da due continui:



Lo stato di tensione in un punto è descritto da una matrice 3x3

● Il TENSORE di SFORZO, così come quello delle DEFORMAZIONI, non è una grandezza fisica, non si può misurare, sono dei concetti, delle grandezze matematiche.

La Matrice de lega Tensore degli sforzi e Deformazioni è la MATRICE di RIGIDETTA (o CEDevolezza-inversa)

Lo stato tensionale del terreno in un punto si definisce secondo il PRINCIPIO delle TENSIONI EFFICACI:

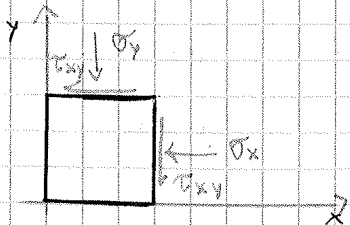
$$[\sigma'] = [\sigma] - [u]$$

$$[u] = \begin{bmatrix} u & 0 & 0 \\ 0 & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{bmatrix}$$

Le componenti: $\begin{cases} \sigma' = \sigma - u \\ \tau' = \tau \end{cases}$

Le τ sono attribuite soltanto allo scheletro solido.

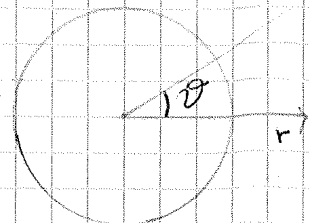
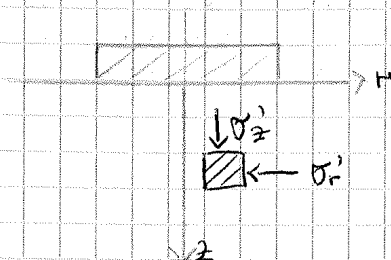
● Si cerca di ricondurre i problemi sempre ad uno stato di tensione piano. (da TRIDIMENSIONALE a BIDIMENSIONALE)



$$\begin{bmatrix} \sigma'_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma'_y \end{bmatrix}$$

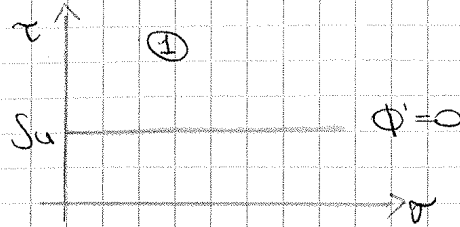
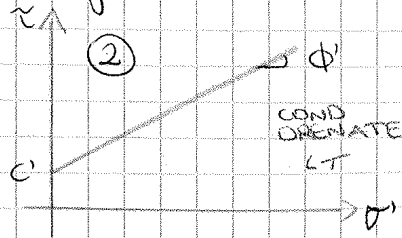
In realtà si parla di Deformazioni Piane

Ma trattiamo solo le σ_x e σ_y , perché ci interessiamo delle deformazioni piane. Ma $\sigma_z \neq 0$.



$\sigma'_z \neq 0$
anche se non lo considero.

Per l'argilla adotto il criterio di rottura di Mohr-Coulomb e ho un ϕ'



① Angolo di attrito nullo, la resistenza è data solo da c_u/S_u (se a BT)

② L'analisi in termini di tensioni efficaci σ' è come per le sabbie

③ In termini di tensioni totali σ_{tot} , ho $\phi=0$ e non ho più N_q, N_c, N_γ dalle tabelle ma:

$$\begin{cases} N_\gamma = 0 \\ N_q = 1 \\ N_c = 2 + \pi \approx 5,14 \end{cases} \text{ per le fondazioni superficiali}$$

Per i pali e le fondazioni profonde N_c può arrivare a 12.

$$\Rightarrow q_{lim} = c_u N_c \cdot \text{Se i c' b' g' d' e} + q \cdot 1$$

(q non ha coefficient)

La presenza o meno del fattore di sovraccarico NON dà un contributo tanto significativo. È amplificato solo da 1.

Per i coefficienti di sicurezza ci sono le formule -

Per $g = \text{pendio / inclinazione terreno}$: $g_c = 1 - \frac{2w}{\pi+2} + \frac{1}{2} \gamma B \left(1 - 0,4 \frac{B}{L}\right) (1-2w)$

ESERCIZIO 3 → Vedi quaderno esercizi

1° PASSO: base ridotta

• Valutare sempre la sensibilità ai parametri dati.

Non si possono fare prescrizioni sui materiali. Ho delle incertezze nel valutare i parametri del terreno.

Es: Se varo di 2° l'angolo d'attrito ϕ' ?

La capacità portante del terreno varia significativamente.

⇒ Il calcolo va fatto, ma in modo critico!

ESERCIZIO 4

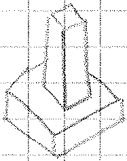
Verifica di stato limite di esercizio di tipo geotecnico, verificheremo

- PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- ① Stato limite ultimo geotecnico → Collasso
 - ② Cedimenti al di sotto di un valore di soglia / limite

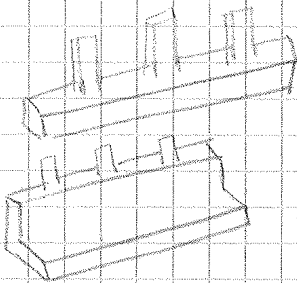
Per una fondazione semplice devo avere un elemento di base, piatto. Verificheremo spessore e quota armatura.

Per le fondazioni continue, vedrò quali sollecitazioni ci sono (Momento) Il calcolo delle sollecitazioni permette di dimensionare la trave continua.

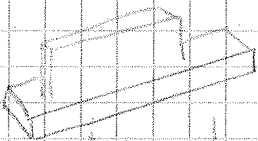
Tipologia



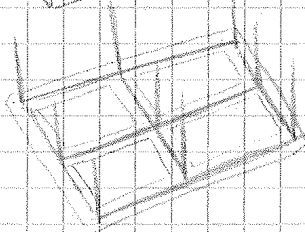
PUNTO ISOLATO: è la più semplice



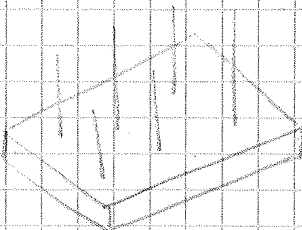
TRAVE CONTINUA: per aumentare l'impronta e carichi variava da sezione a sezione. Non posso ricadurlo ad un problema piano.



TRAVE PARETE



FONDAZIONE NASTRIFORME Per i muri di sostegno. È continua, ogni sezione è uguale e se stessa. → Carichi continui

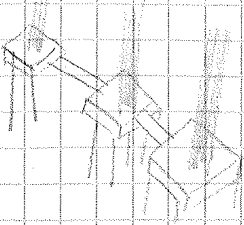


GRATICCIO o RETICOLO di TRAVI Struttura molto rigida Ordine le travi nelle due direzioni e collegarle tra loro

FONDAZIONE A PLATEA Se devo ulteriormente aumentare l'area d'appoggio o se ho problemi di fonda => Massimo l'area PLATEA: può avere l'area più ampia della superficie della struttura (Non è frequente)

PALI

Possono essere verticali o inclinati. In casi estremi sono orizzontali, ma per le fondazioni non ha senso.



Una fondazione è costituita da tanti pali.

→ PUNTI SU PALI: Punto di collegamento

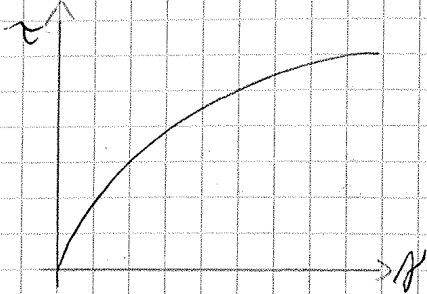
Posso utilizzare la Platea come struttura di collegamento => Ottimizzo l'efficienza dei pali

Per la nostra analisi ci serviamo di alcuni modelli

Calcolo della CAPACITÀ PORTANTE

Il terreno è non lineare, anisotropo, plastico, viscoso

Per analizzare un problema a stato limite ultimo si fa uno studio di questo tipo:

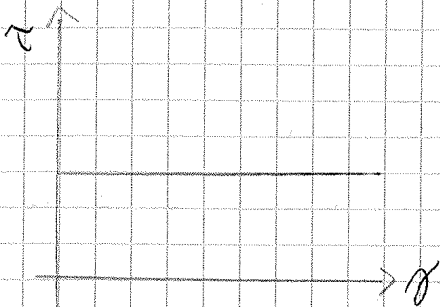


Dobbiamo fare delle semplificazioni per modellare un problema al collasso

Semplifico leggi e parametri per verificare il momento del collasso.

Semplifico le leggi costitutive.

MEZZO PLASTICO IDEALE: Mezzo rigido, perfettamente plastico.

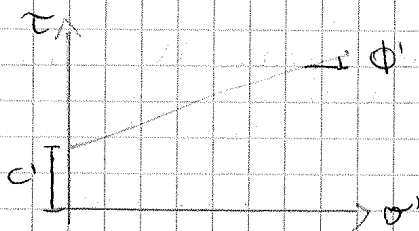


Il punto di rottura dipende dal criterio di rottura adottato.

Il criterio di rottura più comune è quello di MOHR-COULOMB

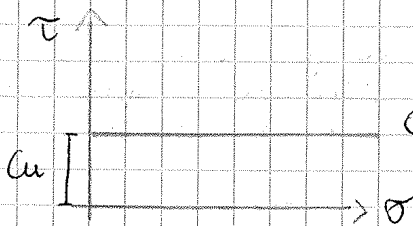
=> Analisi in condizioni drenate.

IN CONDIZIONI DRENATE



IN CONDIZIONI NON DRENATE non calcolo le tensioni efficaci, non sono in grado, non conosco la pressione dell'acqua.

Definisco c_u = Resistenza al Taglio NON drenata = S_u



Trascuro la pressione dell'acqua e considero solo le tensioni totali

=> Ho 2 inviluppi di rottura

TEOREMI della PLASTICITÀ

TEOREMA CINEMATICO (o del LIMITE SUPERIORE): leggo il carico (limite superiore del carico di rottura)

TEOREMA STATICO (o del LIMITE INFERIORE): Non individuo un cinemotismo (limite inferiore del carico di rottura)

Se i due valori di carico coincidono => Ho la SOLUZIONE ESATTA!

lim inferiore = lim superiore = SOLUZIONE -> con le ipotesi fatte

SPINTA ATTIVA

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A + q_{lim} H K_A - 2c' H \sqrt{K_A}$$

SPINTA PASSIVA

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_P + q' H K_P + 2c' H \sqrt{K_P}$$

$$P_A = P_P$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + c' N_c + q N_q \rightarrow \text{FORMULA DI TERZAGHI}$$

termine $\frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$ legato al peso del terreno

termine $c' N_c$ legato alla coesione lungo la superficie di rottura

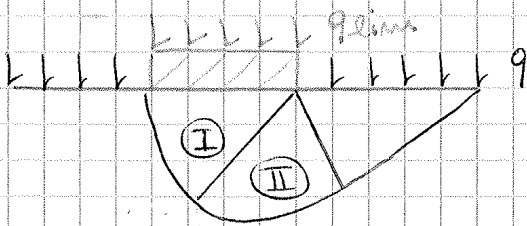
termine $q N_q$ Effetto stabilizzante dovuto al sovraccarico

N_{γ}, N_c, N_q → funzioni di $\phi' =$ Angolo di resistenza al taglio

↳ FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE

Noi vogliamo il limite inferiore di q_{lim}

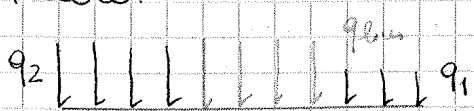
in condizioni drenate



Ⓘ ZONA DI SPINTA ATTIVA

Ⓙ ZONA DI TRANSIZIONE

Il sovraccarico per essere preso in considerazione deve essere su tutti i lati. Contribuisce così ad aumentare la resistenza.
 Se ho due tipi di sovraccarico prendo in considerazione il sovraccarico più piccolo.

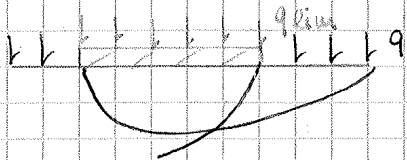


$q_2 > q_1 \Rightarrow$ Considero q_1

Il sovraccarico q deve esistere ed essere su tutti i lati della fondazione!

N_q, N_γ, N_c FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE sono funzioni univocamente di ϕ'

Condizioni drenate



Ho una zona di TAGLIO RADIALE (di transizione)

(N_q) Scelgo un terreno caratterizzato solo da attrito.
 $c' = 0$ coesione nulla

Tra sovraccarico e il peso di volume del terreno $\gamma = 0$

$\Rightarrow q_{lim} = q N_q$

Soluzione esatta $N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$ PRANDTL (1921)

(N_c) Hyp.: $\gamma = 0$

Ho una fondazione di tipo superficiale $q = 0$

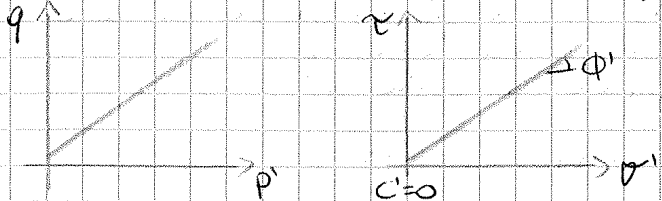
$\Rightarrow q_{lim} = c' N_c$

Soluzione esatta $N_c = 2 + \pi$

(N_γ) Hyp.: $c' = 0$
 $q = 0$

$\Rightarrow q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$

Teorema del limite inferiore $N_\gamma = 0!$ \Rightarrow Soluzione Approssimata



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

Coyot e Kerisel (1953) $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$

N_γ è una soluzione matematicamente esatta. È una scelta

L'uso della formula triadica prevede l'uso delle 3 soluzioni, NON vale la sovrapposizione degli effetti, perché vale solo in un mezzo ELASTICO-LINEARE. Noi siamo in campo PLASTICO.

\Rightarrow Anche se N_γ fosse soluzione esatta, q_{lim} NON risulta esatto sommando i 3 termini.

Utilizzo dei COEFFICIENTI DI SICUREZZA GLOBALE

Le Normative, gli EUROCODICI, hanno ormai cambiato i metodi.
Le Normative dovrebbero tutelare il progettista.

Il vecchio FATTORE DI SICUREZZA è il rapporto tra la resistenza che sto calcolando e l'Azione

COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEL CARICO

Si tratta di un approccio deterministico

$$F_s = \frac{\text{Resistenza}}{\text{Azione}} \geq F_{s, \text{min}} \quad (\text{PRESCRITTO})$$

A seconda del valore ottenuto posso anche ottimizzare.

→ Se troppo grande, ottimizzo.

$$F_s = \frac{N_{\text{lim}}}{N_{\text{ES}}} = \frac{7335}{1800} = 4,1$$

Prima del 2008 ho il DM 188 - italiana

Se la fondazione è di un edificio $\Rightarrow F_{s, \text{min}} = 3$

$4,1 > 3$ (OK) \rightarrow Potrei ottimizzare

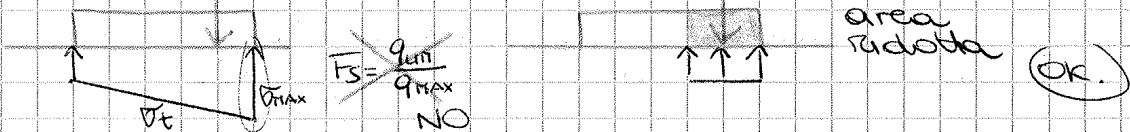
$F_s = 1 \Rightarrow$ COLLASSO

Se avessi $q' = 0 \Rightarrow F_s = 2,8 < 3$ ma posso accettarlo comunque perché molto vicino a 3 e lontano da 1

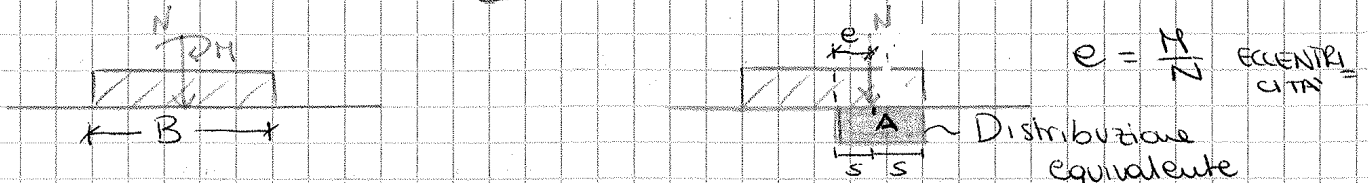
Spesso si trova anche questa formula:

$$F_s = \frac{q_{\text{lim}} \cdot B}{q_s \cdot B} = \frac{N_{\text{lim}}}{N_{\text{ES}}} = \frac{q_{\text{lim}}}{q_{\text{ES}}}$$

Dentro F_s non ho però la "pressione" q_{lim} e q_{ES}
 q_s = pressione di servizio fittizia



Carico NON centrato \rightarrow Base ridotta



La q_{lim} per essere equivalente al carico della fondazione non copre più l'intera fondazione ma solo una parte. La distribuzione rettangolare sarà centrata rispetto al punto di applicazione.

BASE RIDOTTA: porzione di fondazione che considero reggente a stato limite ultimo.

È la minima superficie della fondazione rispetto alla quale la risultante risulta essere centrata.

FONDAZIONI

08.10.12

Base Ridotta

La base ridotta rappresenta la quota parte di base che consideriamo reagente.

Se muoviamo l'ipotesi di base non uniforme \Rightarrow introduco dei coefficienti correttivi non esatti matematicamente.

Coefficienti correttivi

Passando da non uniforme ad una forma qualsiasi cambierà la superficie di sviluppo, la superficie di rottura.

La forma potrebbe cambiare da sezione a sezione tridimensionalmente.

La superficie tridimensionale porta ad aumentare la resistenza, dunque tutti i coefficienti di forma sono maggiori di 1. $S \geq 1$

i : inclinazione. Ritorno l'ipotesi di carico normale al piano di posa. Inclinando il carico, la resistenza diminuisce tantissimo $\Rightarrow i \leq 1$

Il terreno con c' (coesione) sono pochi.

$c' \neq 0$ implica legami interparticellari (Resistenza che va oltre l'attrito). Questo valore raramente c'è.

Sperimentalmente è più affidabile trovare ϕ' che non c' .

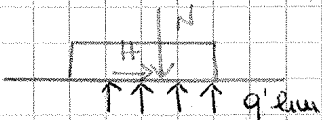
c' ce l'ho nei materiali che hanno subito cementazione, è un valore incerto da determinare.

Sull'attrito si può sempre contare. Una volta superata c' , quella è una resistenza non recuperabile.

$$i_N = \left[1 - \frac{H}{N} \right]^{(m+1)}$$

Inclinazioni modeste del carico possono portare significative diminuzioni di resistenza.

La q_{lim} fa reazione solo alla componente normale.



Se la fondazione è sollecitata da R



$$\psi = \text{doliatura}$$

La fondazione può vincere l'attrito anche per sviluppo.

Normalmente i carichi sono verticali. H potrebbe essere una piccola percentuale di N . Di solito verifica solo la diminuzione di resistenza.

Ma ci sono dei casi particolari:

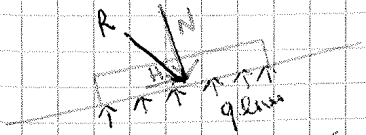
MURI DI SOSTEGNO

Faccio il muro più piccolo possibile.

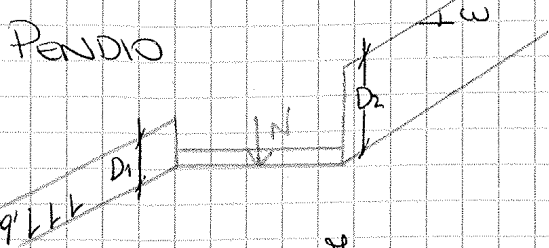
In questo caso faccio anche la verifica allo SUTTAMENTO oltre che per la diminuzione di resistenza.

α va espresso in radianti!

Se ho piano di posa inclinato \Rightarrow devo scomporre la Risultante.



La base ridotta viene definita sul piano di fondazione.
 q'_{lim} è sempre normale al piano di posa.



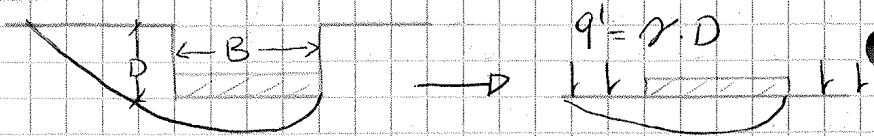
Il sovraccarico viene sostituito dalle tensioni

$$q' = \sigma'_{ho} = \gamma' \cdot D_1 \cdot \cos w$$

Ma su un pendio la tensione verticale NON è $\gamma \cdot D$!

Approfondimento d (Depth)

Ho solo d_c e $d_g \geq 1$



Ma realtà per avere collasso la superficie di rottura deve spingersi al piano di campagna.

Si consiglia di usarli perché:

- ① Si tratta di uno schema teorico
- ② Tensioni di resistenze incerti
- ③ I valori di ϕ' da considerare sono ridotti

ESERCIZIO 2 \rightarrow Vedi quaderno esercizi

Per progettare, due aspetti sono fondamentali:

- $\rightarrow d' = 0$
- \rightarrow Ho diverse condizioni di carico e non una. Selgo le condizioni più critiche. Verifico una o più condizioni di carico.

ESERCIZIO 3 \rightarrow Vedi quaderno esercizi

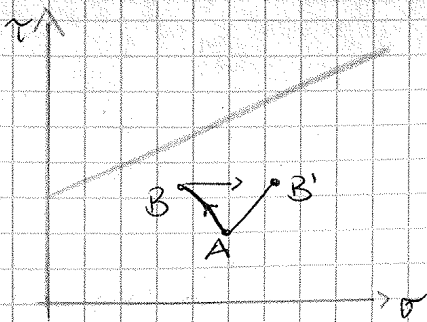
\rightarrow Valutare le varie azioni e individuare quelle pericolose

q_{adm} = max valore unitario che rispetta il coefficiente dato dalle norme

$$q_{adm} = \frac{q_{lim}}{F_{s, min}}$$

Per le opere di sostegno: $F_{s, min} = 2$

\rightarrow Il valore varia e seconda dell'opera.



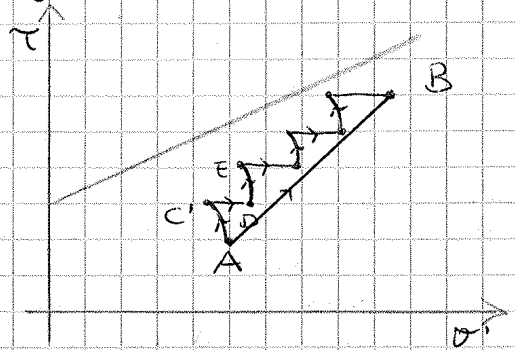
Col tempo le Δu tenderanno a dissiparsi.
 \Rightarrow Torno al TSP

Il fattore di sicurezza più basso c'è in condizioni NON drenate e subito dopo l'applicazione del carico (BREVE TERMINE)
 Col tempo torno sul TSP e non ho problemi.

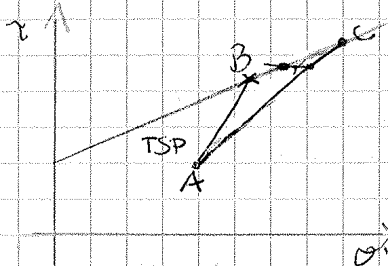
Se applico il carico tutto insieme, arriverei a rottura subito, prima di completare l'opera \Rightarrow Posso caricare per fasi.

Carico, aspetto che inizi la consolidazione per un po' di tempo e da C' passo a D.

$\rightarrow AC'DE \rightarrow B$



Se il materiale ha una storia diversa e si trova nella zona DRY SIDE molto OC, applicando un carico ho una variazione di Δv impedita e si generano $\Delta u < 0$.



Se sono in condizioni drenate ho rottura in B

Se sono in condizioni NON drenate ho rottura in C

\Rightarrow Può succedere che applico un carico anche superiore a B ma in termini di rottura in breve termine NON ce l'ho

Col passare del tempo mi avvicino al TSP e potrei avere il collasso della struttura.

Ho diminuzione del margine di sicurezza. Col tempo mi avvicino al collasso.

In questo caso le condizioni più pericolose sono quelle a lungo termine dove le Δu si sono dissipate.

lungo termine (LT) \rightarrow condizioni DRENATE

breve termine (BT) \rightarrow condizioni NON DRENATE

Nella pratica spesso si hanno dubbi.

Per il fattore di sicurezza delle argille, considero entrambe le situazioni.

1) Breve termine (Δu) \rightarrow Analisi in termini di TENSIONI TOTALI (Analisi NON drenata)

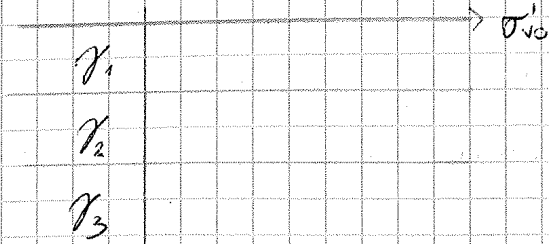
2) lungo termine ($\Delta u=0$) \rightarrow Analisi in termini di TENSIONI EFFICACI (Analisi in condizioni DRENATE)

Sovraconsolidamento \rightarrow fase di carico + scarico $\rightarrow K_{0,oc}$

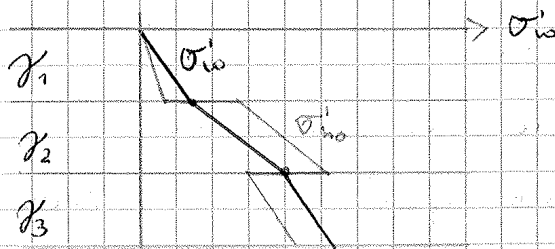
$$K_{0,oc} = K_{0,nc} \cdot OCR^\alpha$$

$\alpha \approx 0,5 \div 0,8$ dipende dalla natura del terreno

Per le nostre valutazioni, ipotizzo un terreno stratificato



Altrimenti i numeri dobbiamo essere in grado di prevedere l'aumento di σ'_{vo} .



Per studiare l'altra grandezza dobbiamo conoscere la storia tensionale, Φ' .

Se conosco Φ'_1 e $OCR_1 \Rightarrow$ trovo $(K_0)_1 \approx 0,5$
 " " Φ'_2 " $OCR_2 \Rightarrow$ " $(K_0)_2 \approx 1,5$
 " " Φ'_3 " $OCR_3 \Rightarrow$ " $(K_0)_3 \approx 0,8$

$$\sigma'_{ho} \approx 0,5 \sigma'_{vo}$$

Per un terreno OC, non ho più una curva continua; ho la discontinuità della curva di sforzo.

$K_0 \rightarrow$ Conoscenza storia tensionale del materiale

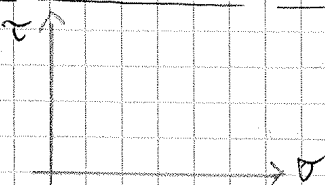
Rappresentando il nostro stato tensionale:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{ho} & 0 \\ 0 & \sigma'_{vo} \end{bmatrix}$$

$\rightarrow \sigma'_{vo}$ è molto più preciso di σ'_{ho}

Inoltre il profilo di σ'_{ho} NON è CONTINUO, quello di σ'_{vo} è CONTINUO.

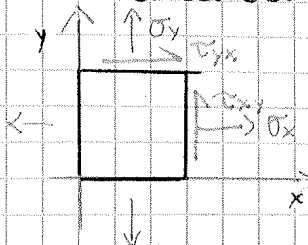
I CERCHI DI MOHR



$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{bmatrix}$$

τ_{xy} \rightarrow direzione piano di normale x

Nella meccanica del continuo la convenzione per il segno è:

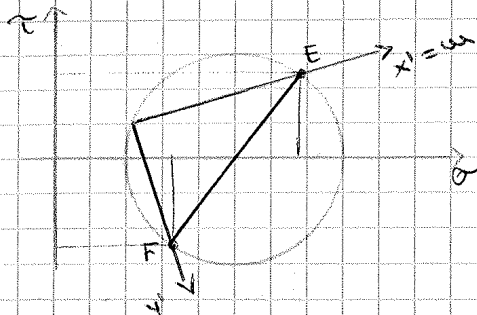


τ positive in senso positivo (vedi disegno sempre)

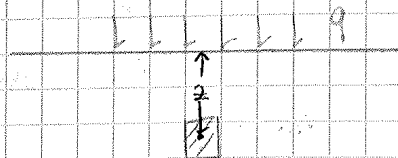
$$\begin{pmatrix} \sigma_F = 70 \\ \tau_F = -40 \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \sigma_E = 90 \\ \tau_E = 40 \end{pmatrix}$$

$$\sigma_{x'y'} = \begin{pmatrix} 70 & 40 \\ 40 & 90 \end{pmatrix}$$

Stato tensionale riferito al nuovo sistema di riferimento.



ES.:

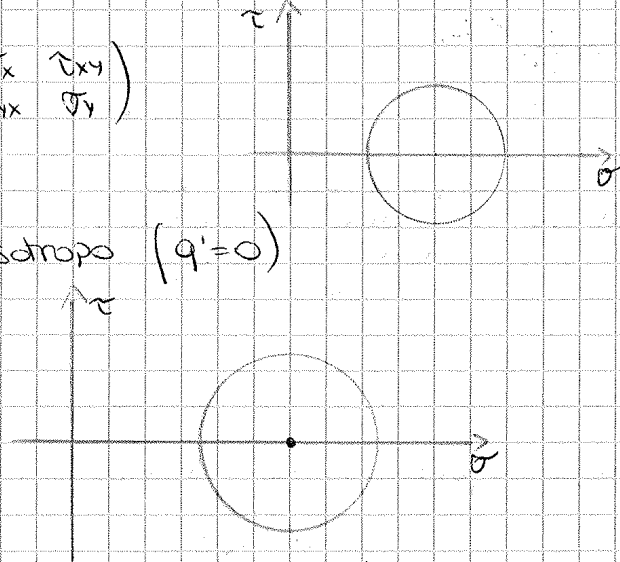


$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{pmatrix}$$

Questo stato tensionale NON è isotropo ($q' = 0$)

STATO DI TENSIONE ISOTROPO

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_y \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned}$$

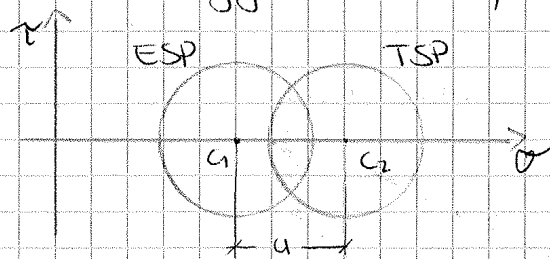


Le sforzi deviatorici sono sopportati soltanto dallo scheletro solido.

Cerchio con diametro grande indica deviatorico sempre più accentuato.

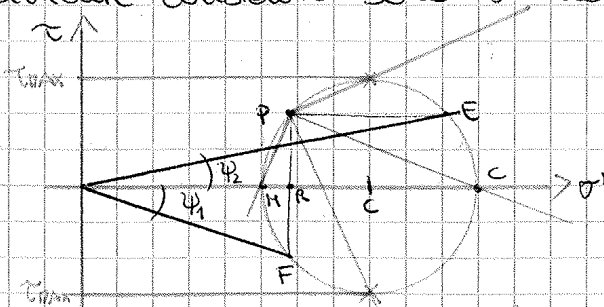
Quando traso: $[\sigma'] = [\sigma] - [u]$ i cerchi avranno stesso diametro ma saranno traslati tra loro.

La sottrazione o aggiunta di u , non varia il raggio.



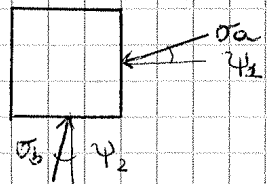
$\Delta u \rightarrow$ distribuita solo in orizzontale dei punti

Normalmente considero solo σ_1 nel diagramma



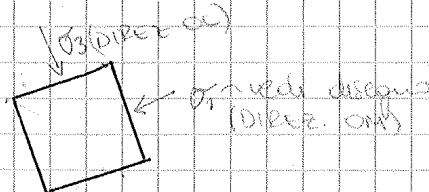
x Max sforzo di taglio

Pianni dove ho τ_{max}



$\psi_1, \psi_2 =$ obliquità

$$\begin{aligned} \overline{OF} &= |\sigma_a| \\ \overline{OE} &= |\sigma_b| \end{aligned}$$



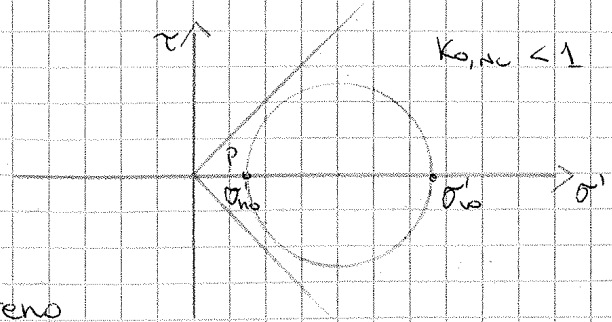
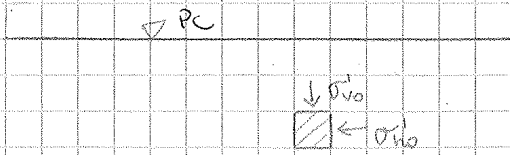
$$\psi = \text{tg} \frac{\sigma}{\tau}$$

TENSIONI PRINCIPALI: ψ valore li vedo del disegno, le direzioni sono // alle giaciture (— disegno)

FONDAZIONI

17.10.12

Continuo Analisi tensionale



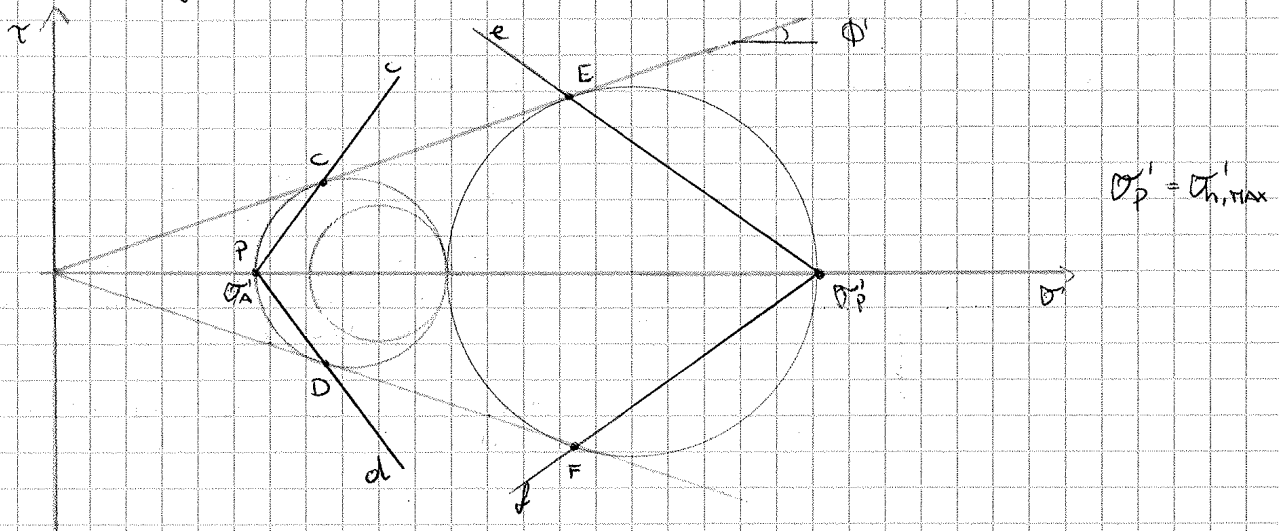
$\sigma'_{ho} \rightarrow$ dipende dalla storia tensionale del terreno

Il CRITERIO di ROTTURA più usato è quello proposto da ROHR - COULOMB

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

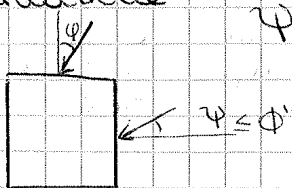
MASSIMA TENSIONE TANGENZIALE

Se facciamo riferimento solo alla componente attiva ($c'=0$)



Il piano di rottura è quello che sta sui punti di tangenza delle rette che rappresentano l'involuppo di rottura.

In un materiale attivo (terreni naturali), qualsiasi piano, orizzontale o verticale, la risultante tensionale su quella faccia deve risultare di inclinazione



$$\psi \leq \phi'$$

Se ho solo attivo e non ho coesione

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau}{\sigma} = \operatorname{tg} \phi'$$



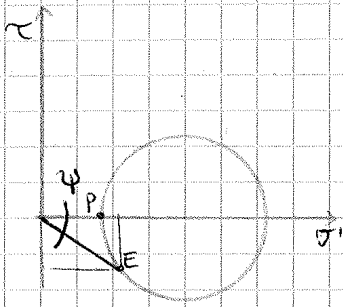
Rottura per spinta attiva

\rightarrow ho due gocce di rottura (d e c) partendo dal polo P

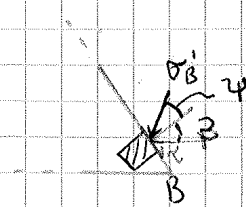
Questi due piani sono inclinati di $45 + \frac{\phi'}{2}$

$$\Rightarrow \text{Valore minimo } \sigma'_A = K_A \sigma'_{ho}$$

$K_A =$ COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

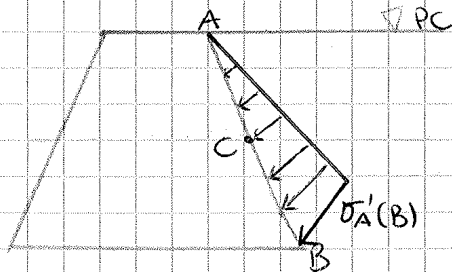


$$|\sigma'_A(B)| = \overline{OE}$$



Voglio trovare la tensione che il terreno esercita su questo elemento

→ leggo la OE e la PE che risulta essere negativa
 ⇒ Ruoto in senso orario



Conosco il valore in A, il valore in B, il cerchio si riduce ($\sigma'_{\text{vo}} <$) ma i rapporti si mantengono. (K_A)

La σ'_A mantiene la stessa inclinazione
 ⇒ ho un cedimento triangolare o idrostatico.

(Sfruttare disegni e grafici per leggere i valori (usa scale))

⇒ Posso trovare la spinta in C, $\perp \sigma'_A(B)$

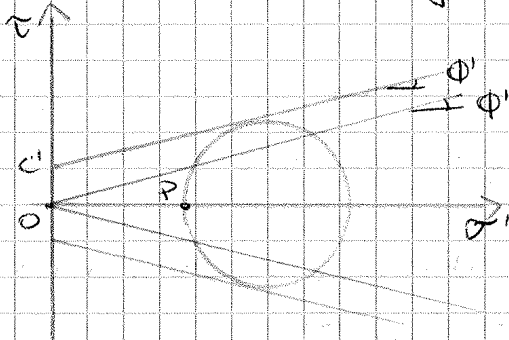
Modulo e direzione verranno rappresentate.

Per l'equilibrio dovrò calcolare la risultante.

PA avrà la stessa inclinazione

$$P_A = \int \sigma'_A \cdot dA = \int_A^B \sigma'_A dz \cdot 1 = \frac{1}{2} AB \sigma'_{A_{\text{max}}}(B) \quad (\sigma'_A = \text{tensione interfaccia})$$

Non è l'area del triangolo.

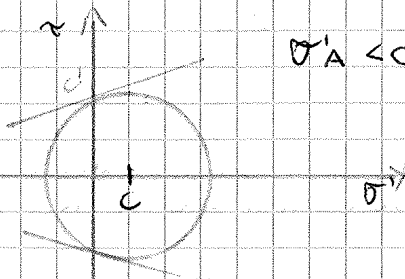


La coesione consente alla spinta attiva di ridursi ulteriormente.

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_{\text{vo}} - 2c' \sqrt{K_A}$$

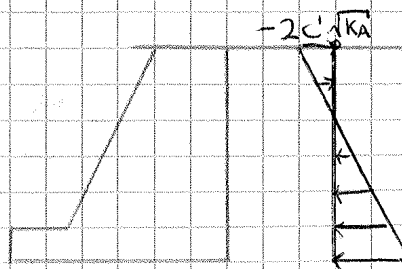
Se ho piano verticale, c' contribuisce in modo negativo.

Ipotizziamo di essere in strati superficiali di terreno



$$\sigma'_A < 0$$

Il terreno se è dotato di coesione è in grado di sopportare anche sforzi di TRAZIONE!

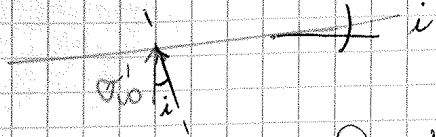


$$c' \neq 0$$

Spinta Attiva con le ipotesi di Rankine.

In presenza di pendio, la σ'_{10} è verticale ma agisce su un piano di inclinazione i uguale all'inclinazione del pendio.

Non è una tensione principale ma forma un coppia i

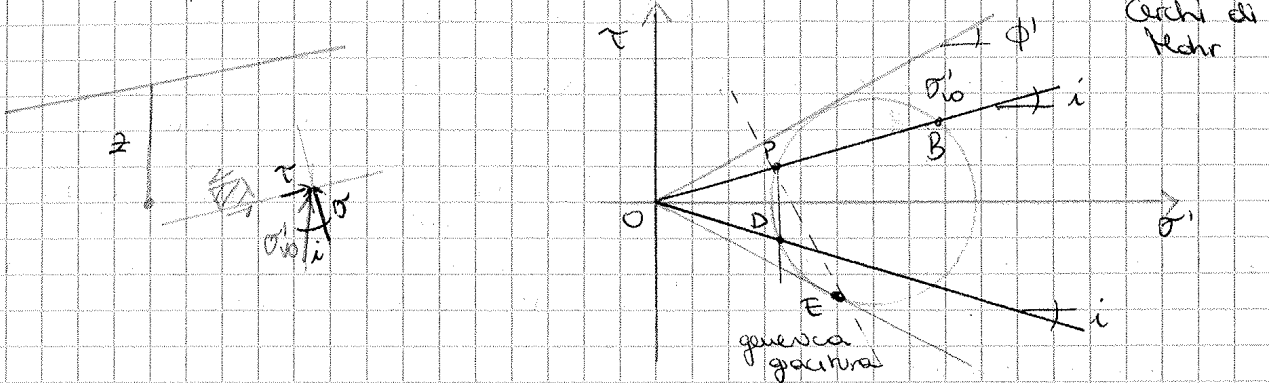


$$\sigma'_{10} = \frac{W}{BD} = \frac{1 \cdot z \cdot \gamma}{\frac{1}{\cos i}} = \gamma \cdot z \cdot \cos i$$

Questa è la formula di validità generale per il calcolo di σ'_{10} .

Per $i=0 \Rightarrow \sigma'_{10} = \gamma \cdot z$

Qual'è lo stato tensionale limite attivo o passivo che si può avere in un volume di terreno sotto un pendio?



Disegno l'involuppo di rottura ipotizzando $C=0$ e $\phi \neq 0$. Quel punto ($B = \sigma'_{10}$) per forza deve stare su un piano inclinato.

In modulo $|\sigma'_{10}| = \overline{OB}$

\Rightarrow Il cerchio a rottura deve passare per B ed essere tangente all'involuppo di rottura.

Stato tensionale limite per la Spinta Passiva.

Al contrario, da B faccio partire una generata inclinata i , trovo così sul cerchio il polo P.

Devo valutare la tensione limite attiva. Faccio la verticale per P \rightarrow Trovo il punto D.

Oss: La tensione limite attiva sul piano verticale NON è più verticale ma è inclinata di i (direzione coniugata)

In modulo $|\sigma'_A| = \overline{OD}$

La Spinta Attiva è inclinata di $i \Rightarrow$ è parallela al pendio

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_{10} \rightarrow K_A = \frac{\sigma'_A}{\sigma'_{10}}$$

$\Rightarrow K_A = \frac{\overline{OD}}{\overline{OB}} \rightarrow$ Non ha più la forma di prima

$$K_A = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} < 1$$

Per calcolare la Spinta Attiva sulle pareti verticali.

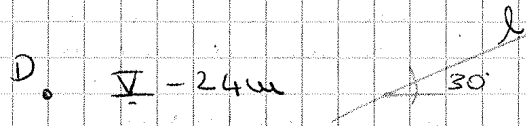
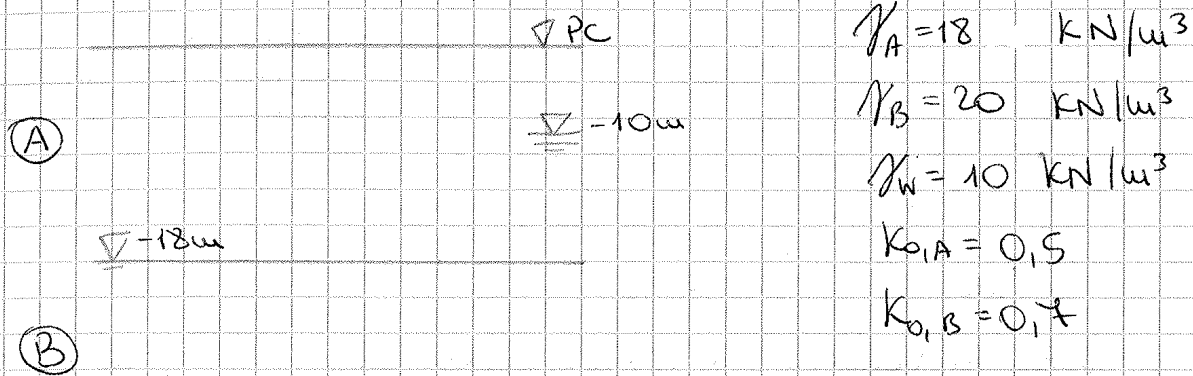
$$\sigma'_A = K_A \sigma'_{vo} - f(c')$$

Occupiamoci del CONTRIBUTO ATTRITIVO

A causa della coesione nel 3° strato il seguente trasfero di una quantità costante pari a $f(c')$

Al passaggio per ogni strato (B-C) vanno da calcolare 2 punti.

ESERCIZIO 5



Determinare i ① Profili in scala 2 di:

$$\begin{cases} \sigma'_{vo} \\ u_o \\ \sigma'_{ho} \\ \sigma'_{ho} \end{cases}$$

- ② Rappresentare lo stato tensionale su una ghentura alla quota di D inclinata di 30° (σ' su l)
- ③ Stabilire qual'è lo stato tensionale massimo (τ_{max}) e su quale ghentura agisce.
- ④ Inclinazione piano massima dell'orbita (ψ_{max})
- ⑤ Stabilire se l'orbita massima è compatibile o no con un criterio di resistenza dove $\phi' = 16^\circ$.

la curva viene rappresentata dai suoi parametri significativi: Media e Varianza

Analisi statistica \Rightarrow Determino per Resistenza e Azione il Valor Medio e la Varianza.

Faccio un calcolo probabilistico e vedo la probabilità di collasso.

Metodi 2 e 3 mi danno la misura della probabilità di collasso.

IL METODO SEMI-PROBABILISTICO

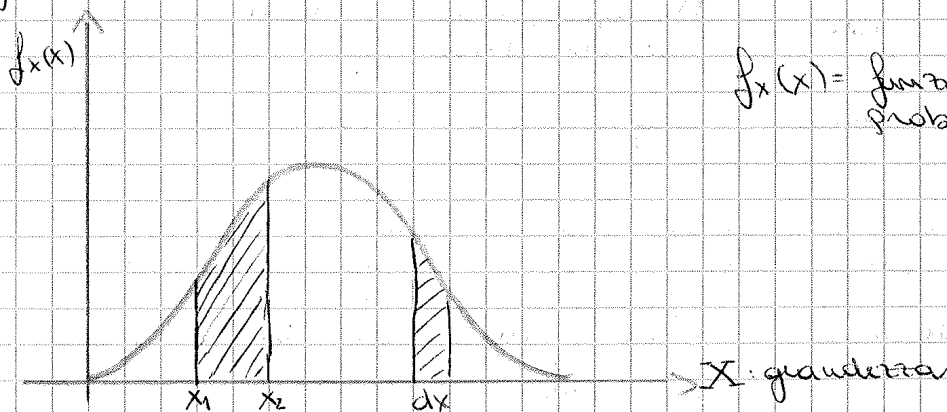
Il metodo semi-probabilistico degli EUROCODICI è il metodo dei valori estremi o LIVELLO 1.

Non faccio più nessuna misura di probabilità.

Immagino che tutte le grandezze trattate (azioni, pesi propri, vento, carico...) sono grandezze variabili (NON hanno un valore fisso) così come per la Resistenza del cls (evolve nel tempo e varia da punto a punto).

Tutte le grandezze sono aleatorie.

Le grandezze aleatorie sono indicate così:



$f_x(x)$ = funzione di densità di probabilità.

Esempio: Probabilità che X cada nell'intervallo dx :

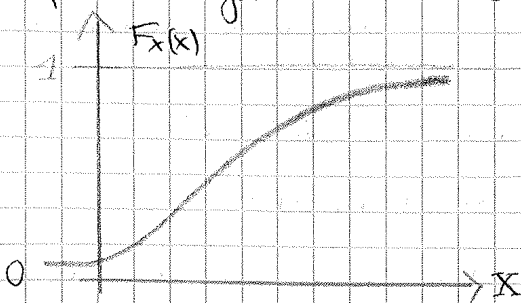
\Rightarrow Valuto la funzione in quel tratto e moltiplico per dx (AREA SOTTESA)

Stesso così la probabilità che la grandezza X cada in un intervallo prefissato.

La Probabilità va da 1 a 0

$$P(x_1 \leq X \leq x_2) = \int_{x_1}^{x_2} f_x(x) dx$$

Lo stesso per la funzione di distribuzione cumulata.

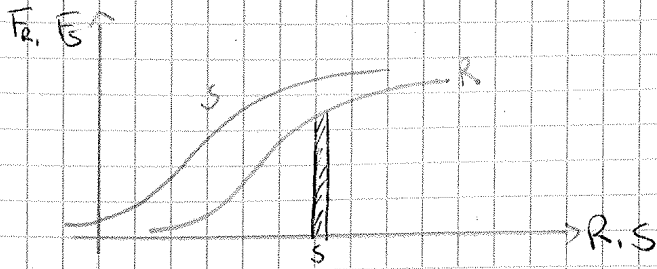


$$F_x(x) = \int_{-\infty}^x f_x(u) du = P(X \leq x)$$

$$P(x_1 \leq X \leq x_2) = F_x(x_2) - F_x(x_1)$$

di differenza tra le ordinate

Sulla curva cumulativa:



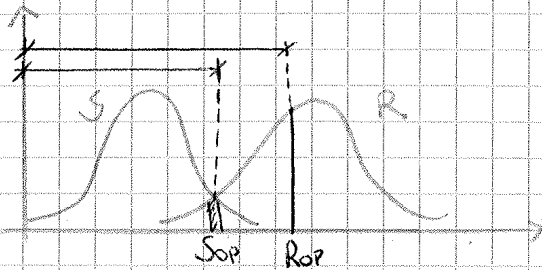
$$F_R(s) \cdot f_s(s) \cdot ds$$

INTEGRALE di CONVOLUZIONE \rightarrow faccio variare s su tutti i valori:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(s) \cdot f_s(s) ds$$

Applicando il coefficiente di sicurezza, sto prendendo dei valori deterministici.

Scegliere un valore grande di sollecitazione (S_{op}) e un valore di resistenza prudente (R_{op})



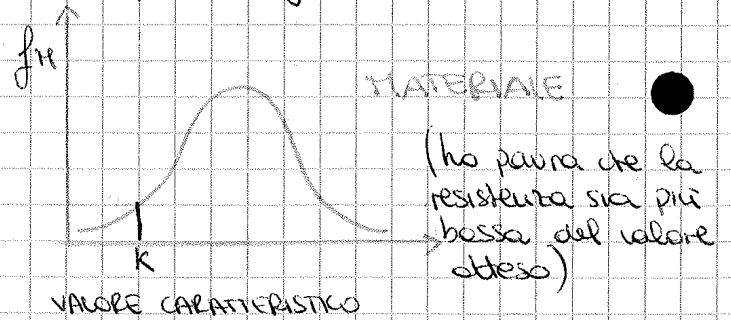
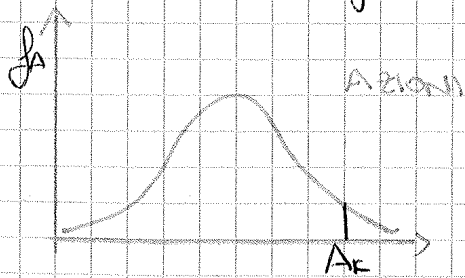
Valutare il rapporto

Il metodo semi-probabilistico ha voluto caratterizzare un po' meglio le nostre grandezze.

Non considero tutte le curve, ma solo i valori caratteristici \rightarrow UN FRATILE

Il frattile per le sollecitazioni è quello superiore (95%) \rightarrow per le azioni.

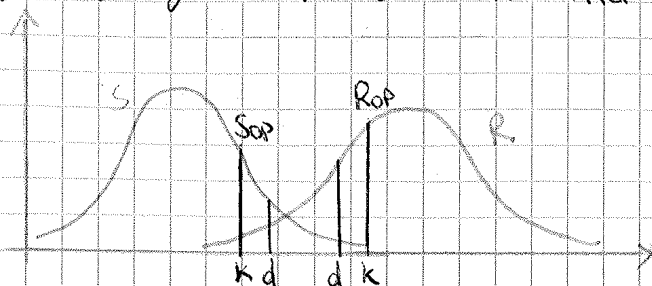
Per il materiale il frattile che considero è quello inferiore al 5%



Per gli Stati Limiti Ultimi (SLU) posso dai valori caratteristici al valore di calcolo, di progetto, caratterizzato dal pedice D .

VALORE DI DESIGN (Riduco ancora per la Resistenza)

Lo faccio usando γ = COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA



\Rightarrow Anno R_{ed} ed S_{ed} con l'uso di γ

Esempio: Ribaltamento struttura rigida \Rightarrow Verifica EQU

Prima avevo 4/5 coefficienti, ora devo guardare il Manuale

A seconda dei diversi approcci progettuali (DESIGN APPROACH):

Approccio 1 \rightarrow 2 verifiche per ciascuna

$A_1 + M_1 + R_1$ COMBINAZIONE 1

$A_2 + M_2 + R_2$ COMBINAZIONE 2

Approccio 2

$A_1 + M_1 + R_3$

A = AZIONI

M = MATERIALI

R = γ_R da applicare alle resistenze globali (diverse da opere ad opere \rightarrow muro di sostegno, fondazioni ...)

γ_S per le Azioni

Un azione può essere a favore o a sfavore di sicurezza.

AZIONI	EFFETTO	COEFFICIENTI PARZIALI	EQU	(A1) Str	(A2) Geo
Permanenti (travi, pilastri...)	FAVOREVOLE SFAVOREVOLE	γ_{G1}	- -	- -	- -
Perm. Non strutturali (es. Pavimento)	- -	γ_{G2}	0 -	0 -	0 -
Varabili	- -	γ_{G3}	0 -	0 -	0 -

γ_H per i parametri del terreno

\rightarrow Vedi Tabella

$\bullet \tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_{\phi}}$

$c_{u,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{cu}}$

$\bullet M_1 = 1; 0$

Non altero i valori caratteristici

γ_R per la resistenza

\rightarrow vedi tabella



Stati limite di Esercizio

La Norma non introduce nulla di nuovo - $E_d \leq C_d$

E_d = Valore progetto all'effetto azioni

C_d = Prescritto dal proprietario, dal progettista... in base all'opera

$$\gamma'_0 = 1,25$$

$$\gamma_R = 1,8$$

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma'_0} \Rightarrow \phi'_d = \arctg\left(\frac{\tan \phi'_k}{\gamma'_0}\right) = \arctg\left(\frac{\tan 36^\circ}{1,25}\right) \approx \boxed{30^\circ} \Rightarrow \begin{cases} N_p = 22,4 \\ N_q = 18,4 \end{cases}$$

da 36° passa a 30°

↳ lo applico alla tg!

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_B N_p + q N_q = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1,5 \cdot 22,4 + 27 \cdot 18,4 = 302 + 497 = 799 \text{ kPa}$$

$$q_{lim,d} = \frac{q_{lim} \cdot \beta}{\gamma_R} = \frac{799 \cdot 1,5}{1,8} = 666 \text{ kN/m}$$

↳ da 2,3 scende a 1,8

$$N_d = 705 > 666 = q_{lim,d} \quad E_d > R_d \quad \text{NON VERIFICATA!} \quad \text{XNO}$$

Se uso diversi approcci sto facendo in modo diverso una misura di sicurezza e posso ottenere un risultato diverso!

Preferisco DA2! (Approccio 2)

È il vecchio coefficiente di sicurezza fatto a fette, uno applicato alle azioni e l'altro alla resistenza. Sto usando parametri del terreno cautelativi e realistici.

DA1 - C2: Verifica NON soddisfatta
Ma quanto sono distante?

Col DA2 posso ricondurmi alla vecchia normativa.

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_{R1} = 1 \\ \gamma_R = 2,3 \\ \gamma_{G1} = 1 = 1,3 \\ \gamma_{G2} = 0 = 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma'_F \approx 1,37 \quad \left. \begin{array}{l} F_S = \gamma'_F \cdot \gamma_R = 2,3 \cdot 1,37 = 3,15 \approx 3 \\ \text{circa } 3 \end{array} \right\}$$

Le Fondazioni dirette sono le più semplici

Questo nuovo norme è poco adatto alla geotecnica. Si è fatta una complicazione inutile.

È molto più semplice e facile il vecchio approccio!
Ed è altrettanto sicuro.

Molti F_S sono basati sull'esperienza e sulla casistica.

Nell'esercizio per esempio, possiamo ipotizzare di aver avuto dallo strutturista i valori caratteristici:

$$N_k^1 (G_1) = 100 \quad N_k^2 (G_2, Q_1) = 200$$

Il processo è lineare:

$A_1 \rightarrow \begin{matrix} 1,3 \\ 1,5 \end{matrix}$	$N_k^1 \rightarrow 130$ $N_k^2 \rightarrow 300$	$A_2 \rightarrow \begin{matrix} 1 \\ 1,3 \end{matrix}$	$N_k^1 \rightarrow 100$ $N_k^2 \rightarrow 260$	PERMANENTI VARIABILI
$N_d(A_1) = 430$		$N_d(A_2) = 360$		

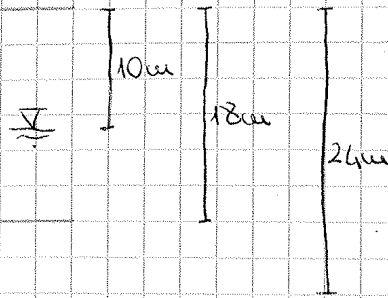
Devo conoscere l'aliquota a cui sto applicando un certo coeff di sicurezza e l'aliquota a cui sto applicando l'altro coefficiente di sicurezza.

FONDAZIONI MANCANO

24.10.12

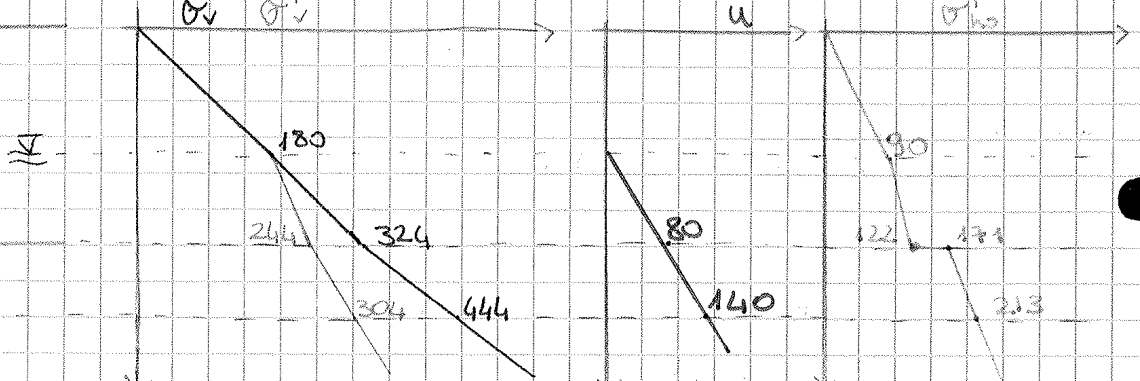
CORREZIONE ESERCIZIO 5

∇PC



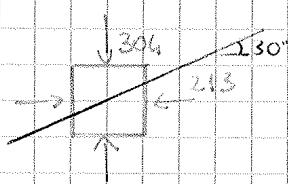
DIAGRAMMI
 ∇PC

$\sigma_v, \sigma'_v, u, \sigma'_{ho}$

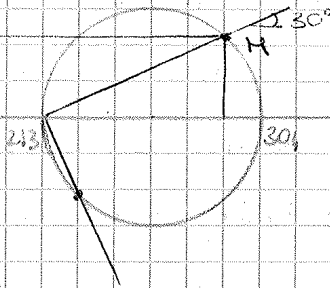


Ipotesiamo che il peso di volume di uno strato non cambi a seconda che ci troviamo sopra o sotto la falda.

Consideriamo l'elementino in D

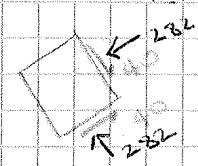


τ



$M = (282, 40)$

Troviamo la componente Normale a 282



Possiamo trovare la risultante ha 282 e 40
 \rightarrow Vale 284,8 con obliquità pari a $8,1^\circ$

La τ_{MAX} agisce a 45° e vale 45,5 (RAGGIO)

Il piano di obliquità massima ($\frac{\tau}{\sigma}$)

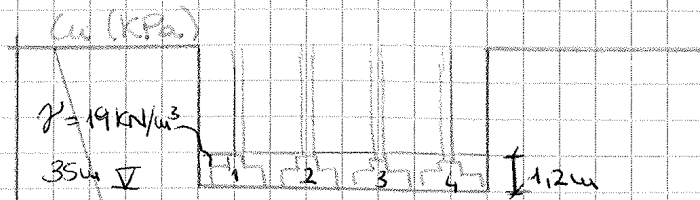
$$\frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Per trovare tale piano faccio partire da O la retta tangente al cerchio di Mohr

$$\phi_{MAX} = 10,1^\circ \quad \rightarrow \quad \tau = 44,8 \text{ kPa}$$

Il piano su cui agisce sono inclinati di circa 50°

ESERCIZIO C



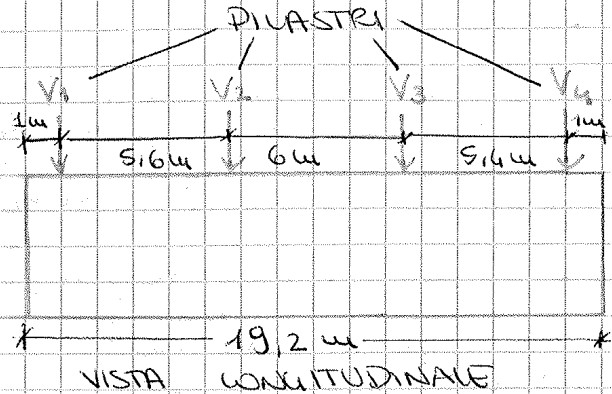
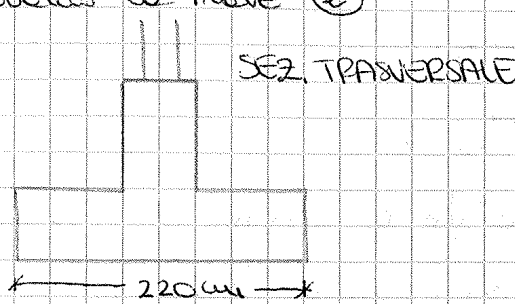
Terreno a grana fine

Abbiamo noto l'andamento della coesione NON drenata C_u .

$$C_u(z=0) = 15 \text{ kPa}$$

$$C_u(z=6\text{m}) = 25 \text{ kPa}$$

Consideriamo la trave ②



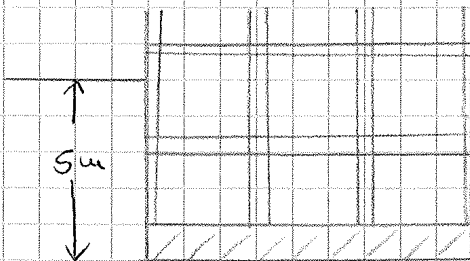
Carichi di esercizio (valori caratteristici) sono:

- $V_1 = 457 \text{ kN}$
- $V_2 = 586 \text{ kN}$
- $V_3 = 564 \text{ kN}$
- $V_4 = 429 \text{ kN}$

Vogliamo e Determinare F_s nei capifila della Coperta Portante.

ESERCIZIO D

ARGILLA (breve termine)



Argilla tenera

$$C_u = 45 \text{ kPa}$$

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

Platea $12 \times 18 \text{ m}^2$

Hyp: CARICO BARICENTRICO VERTICALE

Vogliamo trovare il carico massimo ammissibile ($F_s = F_{s\text{lim}} = 3$)

Affinchè una fondazione si consideri compensata è necessario che sia caricata su tutti i lati → PLATEA

Si dice totalmente compensata quando il carico che agisce sulla fondazione (peso dell'edificio) coincide con il carico che agisce in precedenza (peso del terreno)

In genere ciò NON accade. Di il peso dell'edificio supera quello del terreno rimesso e la fondazione si dice parzialmente compensata.

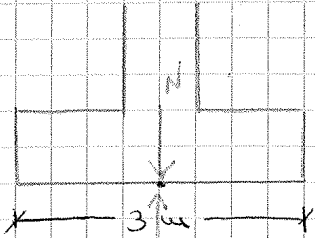
ESERCIZIO B - Solgimento (Mirella & Co.)

$$q_{lum} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_r + q N_q = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) B' N_r + q' N_q$$

$$N_w = u \cdot A = u \cdot B \cdot L = 3,5 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 8 = 840 \text{ kN}$$

$$N' = N - N_w = 2870 - 840 = 2030 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N'} = \frac{2436}{2030} = 1,2 \text{ m} \Rightarrow B' = L - 2e = 8 - 2,4 = 5,6 \text{ m}$$



$$q'_{lum} = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) B' N_r i_r + (\gamma - \gamma_w) \cdot 1,5 \cdot N_q \cdot i_q$$

$$i_r = \left[1 - \frac{H}{N'} \right]^{m+1}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N'} \right]^m$$

$$m = \left(2 + \frac{B'}{L} \right) / \left(1 + \frac{B'}{L} \right) = \frac{2 \cdot 5,6}{1,56} = 1,65$$

$$i_r = \left[1 - \frac{H}{N'} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{487}{2030} \right]^{2,65} = 0,48$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N'} \right]^m = \left[1 - \frac{487}{2030} \right]^{1,65} = 0,64$$

$$\Rightarrow q'_{lum} = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) B' N_r i_r + (\gamma - \gamma_w) \cdot 1,5 \cdot N_q \cdot i_q = \frac{1}{2} (18 - 10) \cdot 3 \cdot 302 \cdot 0,48 + (18 - 10) \cdot 1,5 \cdot 23,2 \cdot 0,64 = 174 + 178 = 352 \text{ kPa}$$

$$N_{lum} = q'_{lum} \cdot B' \cdot L = 352 \cdot 5,6 \cdot 3 = 5913,6 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{N_{lum}}{N} = \frac{5913,6}{2870} = 2,06$$

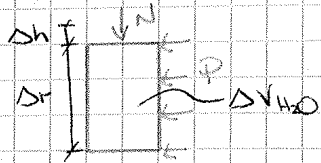
[1] PROVE DI LABORATORIO

Sono facilmente interpretabili da un punto di vista teorico.

Le nostre analisi fanno riferimento ad un continuo e operano usando la relazione: $[D] \leftrightarrow [E]$ LEGAME COSTITUTIVO

Queste due grandezze sono astratte, non sono grandezze misurabili.

Prova: CILINDRO CELA TRIASSIALE



Misura Δh , Δr , ΔV_{H_2O}

Il passaggio dalle grandezze misurate a D e E si fa facendo delle ipotesi:

- Il provino ha condizioni al contorno definite e note (in alcune prove si controlla anche il drenaggio, il percorso tensionale è imposto da noi, il materiale del provino è noto con tutte le sue caratteristiche, es. omogeneità...)
- Questo ci serve!

Occorre avere un campione INDISTURBATO per non alterare le sue caratteristiche in sito (caratteristiche meccaniche...)

Comunque subisce un ciclo di carico e scarico quando viene prelevato, ma NON si può evitare.

L'altezza del provino è di solito 8-10 cm e deve essere integrale. Da punto a punto il terreno cambia. Bisogna fare prove su più provini e poi tracciare l'inviluppo. Non il valore puntuale a quella profondità \Rightarrow Prove di laboratorio lunghe e costose. Si ricorre dunque alle:

[2] PROVE IN SITO

Sono più economiche, rapide e speditive.

Sono speculari rispetto alle prove in laboratorio.

Vengono condotte lungo assi verticali: si parla di VERTICALI D'INDAGINE.

Lungo l'asse ho l'informazione discretizzata su diversi punti o addirittura continua.

Normalmente il volume di terreno interessato dalla prova è un volume superiore rispetto a quello di laboratorio.

Viene eseguito in sito \Rightarrow Nessun disturbo del provino.

È l'unico strumento che ho per caratterizzare terreni di cui NON posso ottenere provini indisturbati.

Per i depositi granulari NON posso prelevare provini indisturbati \Rightarrow Posso portare il provino in laboratorio ma non ho lo stato tensionale che ho in sito.

\Rightarrow Per esempio è possibile determinare l'angolo di resistenza al taglio (NON dipende dalle caratteristiche in sito), non posso determinare le altre grandezze!

Dipende molto in che fase progettuale sono (Nel progetto esecutivo voglio dati precisi e puntuali)

Caratterizzazione Geotecnica → Numero delle verticali

Situazione ordinaria: edificio

Se il sito non presenta particolarità ⇒ minimo 3-4 sondaggi agli spigoli dell'area per poi interpolare i risultati.

Se l'area è molto grande, non bastano 4 prove per ogni spigolo ma ne faccio una ogni 500-600 m².

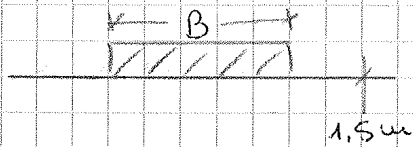
Tutto questo dipende dal sito. Si fa così se il sito non ha particolarità. Altrimenti incremento il n°. Così avrò un primo orientamento di misura

Per una strada per esempio devo inoltre vedere la regolarità lungo l'asse e delle piazze trasversalmente all'asse.

Per la profondità devo capire qual'è il volume significativo dell'opera. In genere devo vedere se i materiali sono idonei e fino a quale profondità. Queste indagini in genere si fanno in fase preliminare. Chiarisco così il concetto geologico.

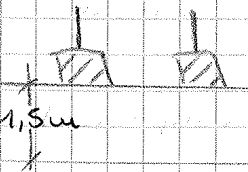
Es: Montagna su terreni sciolti e sotto c'è un substrato roccioso. ⇒ Bisogna carotarlo per 3 metri per evitare di non trovare il substrato roccioso. Potrebbe essere solo un ammasso roccioso.

VOLUME SIGNIFICATIVO



$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &\approx 10\% \cdot \sigma'_{v0} \\ \Delta\sigma_v &\approx 20\% q \end{aligned}$$

Individuo lo spessore del terreno che sicuramente dovrà occupare



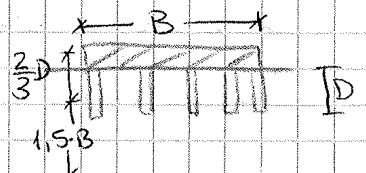
Se i bulbi tensionali intersecano tra loro il terreno vede un'unica fondazione di larghezza B.

La profondità da indagare passa da 6-7 m a 20 m circa.

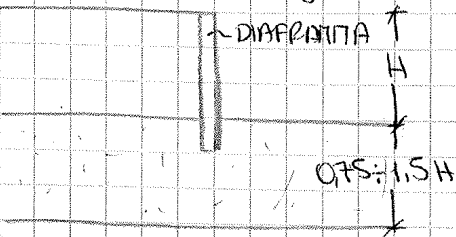
Per progettare la campagna di indagini sarebbe bene avere anche altre informazioni (per esempio...)

FONDAZIONI PROFONDE

fondazione equivalente: $z \approx \frac{2}{3}D + 1.5B$



Per le opere di sostegno e in particolare per i DIAPHRAGMI:



Quest'opera potrebbe avere solo funzione di sostegno ⇒ la profondità che mi interessa è H.

Se ho problemi di sfilamento ⇒ indago uno strato più profondo.

Perforazioni di Sondaggio

Normalmente non arrivano a 100 m di profondità.

È un buco realizzato nel terreno che serve per ricostruire la stratigrafia o eseguire altre prove.

I metodi per fare il sondaggio sono tutti:

- Tunnelazione o Perforazione a distanza del nucleo per terreni teneri
- Percussione

I metodi a Rotazione sono oggi i più diffusi.

C'è una sonda che ha un albero su cui si muove un rotore in grado di applicare una coppia o una spinta verso il basso e delle aste.

Dopo l'ultima asta (lunghe solitamente 3 m) c'è un tubo aperto con alle estremità dei denti (CORONA DENTATA) taglienti che taglia il materiale.

Il carotiere solitamente ha lunghezza 1,5 - 2 m

Il carotiere è utile per vedere la stratigrafia

→ Sondaggio a carotaggio continuo.

Nel foro fanno avanzare il carotiere il più possibile fino a riempirlo. Bisogna controllare queste operazioni per fare avvenire le estrusioni dei campioni in modo corretto.

Il materiale estruso viene posto nelle CASSETTE CAROTATRICI.

Scotico della carota. Infatti si usano fanghi bentonitici per estrudere meglio dalla carota il campione. → Meglio fare lo scotico della carota.

Determinate rappresentazioni di materiali sono codificate con simboli.

In realtà molte ditte non le rispettano ⇒ Spesso possono esserci errori grossolani → Usare le simbologie codificate dell'AGI

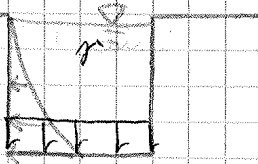
Bisogna garantire che le pareti del foro non franino. Ho 2 sistemi:

① Overo o un efficace. Prevede l'iniezione di un tubo in acciaio ossigenato ed acqua. Il tubo garantisce la stabilità delle pareti, l'acqua la stabilità del fondo foro, per le pressioni idrostatiche e raffredda il tubo di iniezione.

② Fanghi bentonitici o polimeri un semplificano le operazioni.

Sul terreno non poter usare acqua, avere l'effetto opposto.

Il Fango bentonitico è una sospensione di particelle. L'effetto è come quello dell'acqua. Esercita una spinta di stabilizzazione delle pareti.



Ha 2 proprietà:

- è un materiale isotropico

Se è a riposo si comporta come un gel, se viene messo in movimento come un fluido.

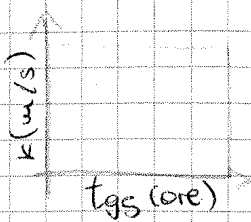
Le particelle di argilla tendono a depositarsi e dopo un po' il flusso si arresta e sulla parete si forma una gelatina (CAKE). È una pellicola impermeabilizzante che dà un minimo di resistenza.

FONDAZIONI

31.10.12

⇒ Sia dopo l'installazione che quando ho oscillazioni interviene il tempo di risposta

Grafico in scala bi-logaritmica



Il tempo di risposta è funzione del piezometro e del tipo di materiale.

Grana grossa → fino a $E \cdot 10^{-4}$, i tempi sono accettabili (1-2 giorni)

Se ho una % di fine, il tempo di risposta passa a settimane o mesi.

Il piezometro richiede volumi di ingresso di acqua eccessivi per i materiali a grana fine.

Spesso si vede lo stesso installato, ma probabilmente non ci azzecca.

È il piezometro standard, il più diffuso, ma va bene solo per terreni a grana grossa

Con una % di grana fine diventa inaffidabile

Obiettivo: TEMPI DI RISPOSTA sempre più RAPIDI!

Siamo nella classe dei PIEZOMETRI IDRAULICI APERTI.

Aperti → in comunicazione con la Pressione atmosferica.

PIEZOMETRO CASAGRANDE

Scelgo dei diametri del tubo più piccoli possibili.

Ha due tubicini di dimensioni di pochi mm (12 mm), lo stretto necessario per far entrare la sonda galvanometrica.

La camera di misura col relativo filtro è nella testata (braccio).

Sono 2 i tubi per evitare che con l'ingresso di materiale fine o bolle d'aria si falsi la misura.

(C'è una camera pronta a raccogliere il fine.)

I piezometri dovrebbero essere installati per anni nel terreno per misurare correttamente il livello di falda. (Per vedere i cicli delle stagioni)

Si tratta di Piezometri facilmente ripristinabili (si possono pulire)

I TEMPI DI RISPOSTA, diminuiscono; ho risposte rapide semplicemente avendo ristretto la dimensione del tubo.

Tempi accettabili e più che ragionevoli per avere una risposta attendibile.

Obiettivo → Rilevo falda nel terreno. Le fluttuazioni sono molto lente

Posso installare il Piezometro anche per altri motivi: es. Risposta terreno all'applicazione di un carico.

Essendo piccolo, nello stesso foro potrei anche inserire più piezometri. L'importante è che siano sigillati in corrispondenza delle misure (hermeticamente)

Devo sempre avere pressioni positive.
 Se ho pressioni negative → FENOMENO DI CAVITAZIONE!
 (Bolle di vapor d'acqua)

Oltre un limite (80 ÷ 85 kPa) non posso andare, il Piezometro non misura più niente.

Non posso andare al di sotto degli 8 ÷ 9 m

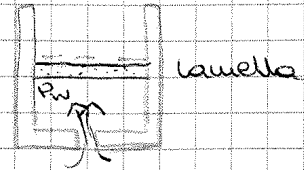
Ho una 3^a categoria di Piezometri:

Le CELLE PIEZOMETRICHE

Sono migliori, più precise, più costose, più delicate.

Sono strumenti elettrici

Ho una cella con un foro che permette l'entrata e l'uscita dell'acqua da un foro.



La misura si fa basandosi sulla curvatura di una lamella dovuta al flusso dell'acqua.

Solitamente la misura si fa con sistemi STRAIN GAUGES

Applicando correnti, misuro variazioni di pressione.

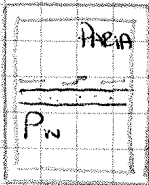
Uscire come si modifica la tensione di questo strain Gauges

Alla fine si fa la misura di una grandezza elettrica, poi arrivo alla variazione di pressione

Già il costruttore fornisce una taratura.

Possano essere a CERDA VIBRANTE o ELETTROPNEUMATICI.

Elettropneumatici Si fanno 2 camere, una con acqua e una con aria. Il mio obiettivo è non far modificare la lamina ⇒ Ho una pressione uguale a P_w .



$$\leftarrow \Delta V \leftrightarrow \Delta P$$

Cerde Vibrante. È ancora più complessa.

Le camere sono già piene d'acqua e hanno volume di pochi cm^3 .
 → Danno la risposta assolutamente più rapida, anche per argille.

Vanno bene per ogni terreno. Ho una misura estremamente locale.
 Non ho problemi per la falda artesiiana. Testoforo non accessibile, li metto ovunque.

Problemi → La misura della pressione si basa sulla taratura fatta all'inizio sullo strumento.

Purtroppo nel tempo a causa le derive.
 Le curve si modificano.

Le Pae di laboratorio durano una settimana e finita la prova il trasduttore lo smonta, lo calibra e verifica.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

SPT → Standard Penetration test

SCPT → Standard Cone Penetration test

Si esegue all'interno di un foro di sondaggio.

Alto il carotiere, si monta il campionatore, molto più piccolo del foro di sondaggio (38 mm di diametro) e a pareti spesse.

Baso il campionatore aperto fino a fondo foro, collegato in sommità con aste, per il peso proprio si infogge un po'.

Si monta sulle aste la testa di battute. C'è un meglio.

Questo viene sollevato per 76 cm e lasciato cadere.

Si misura il n° di colpi necessario per infoggere il campionatore di 15 cm.

Il campionatore si può aprire, prelevare il materiale, mandarlo in laboratorio e vedere la granulometria.

Se attraverso un terreno con nodoli, sostituisco il campionatore con una punta dura, un cono. Non posso prelevare il terreno in questo caso → SCPT si fa nelle ghiaie.

Si cala lo strumento fin quando si essesta. Si inizia il sollevamento e lo sgancio. Si contano i colpi.

N_1 fino ad avanzata di 15 cm. Si ripete per 15 cm e registro N_2 . Si ripete per gli ultimi 15 cm e registro N_3 .

Ho 3 misure. Ho il n° di colpi al piede o il n° di colpi per l'avanzamento di 30 cm.

$$N = N_2 + N_3 \quad (30 \text{ cm} = 1 \text{ Piede})$$

Si misura N_1 perché il terreno iniziale si considera rimaneccato.

Viene riportato dentro il report del foro di sondaggio.

C'è una colonna SPT.

È possibile che si attraversi uno strato troppo addensato o con un ciclo.

Se in un intervallo il n° di colpi è maggiore di 50 ⇒ Si interrompe la prova. Si dice che la prova è andata A RIFIUTO.

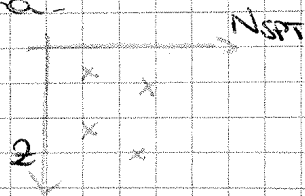
Si indicano dunque, cm di avanzamento per 50 colpi.

es: R(12) → ho avuto 12 cm di avanzamento in 50 colpi.

La prova NON viene comunque considerata.

Si tratta di una prova discontinua per fornire di 2 anni dei punti discreti.

Ogni prova ha un costo. (Un po' meno di 100€ a punto)



Ci serve conoscere dunque Φ'_{cv} : dipende dal terreno in sito.

Prendo un campione (anche disturbato), dato la granulometria in laboratorio determino Φ'_{cv} (dipende dalle particelle e dalla mineralogia (di solito QUARZO))

Valore poco. $30^\circ < \Phi'_{cv} < 36^\circ$ (È un range ridotto)

Altro elemento importante è capire l'ordine di grandezza dello stato tensionale che si arriva a rottura.

La dilatazione è influenzata dall'addensamento e dallo stato tensionale.

A parità dell'addensamento, stimo p'_f al collasso ($f = \text{fail}$)

Se sottopongo il materiale a Φ' bassi \Rightarrow picco accentuato?

Come stimo Φ' a rottura per casi particolari?

BOLTON
(1984)

Espressione per valutare Φ'_{MAX} che posso assumere

$$\Phi' = \Phi'_{cv} + m [D_r (10 - \ln p'_f) - 1]$$

• $m=3$ se il problema è ASSIALE SIMMETRICO

• $m=5$ se ho DEFORMAZIONE PIANA (muro di sostegno, fond. non uniforme)

Suggerisce che Φ' non vari più di 12° .

Φ' è il valore critico più un incremento ($m [D_r (10 - \ln p'_f) - 1]$)

$p'_f \rightarrow$ lo stimo in kPa sulla base delle condizioni.

ESEMPIO: FONDAZIONE \rightarrow Carico e rottura.

Lungo la superficie di rottura lo stato tensionale dipende dal carico limite che la fondazione è in grado di applicare.

$$p_f \approx \frac{1}{10} q_{lim}$$

Ma q_{lim} lo conosco dopo aver ipotizzato Φ'

\Rightarrow Faccio una prima scelta operativa di Φ' , conosco q_{lim} , trovo p'_f con la formula di Bolton

Se $\Phi'_1 \neq \Phi'$ tanto \Rightarrow ipotizzo Φ'_2 e conosco q_{lim} , calcolo Φ'_2 con la formula di Bolton ... e così via ...

Si tratta di una operazione iterativa che converge e porta alla soluzione

Per il MURO di SOSTEGNO e la SPINTA ATTIVA, trovo $p'_f = \frac{2}{3} \bar{\sigma}'_0$

Lo stato tensionale è molto più basso (di ordini di grandezza) rispetto agli altri casi.

\rightarrow Dilatazione massima.

FONDAZIONI

PROVE PENETROMETRICHE

05.11.12

Stimiamo la densità relativa D_R per avere un'idea del terreno che stiamo studiando.

$\Phi' \neq \Phi'_p$ portati all'istante del collasso la resistenza di taglio indotta è diversa da quella di picco ed è anche diversa da quella critica $\Phi' \neq \Phi'_{cr}$
 → vedi collasso PROGRESSIVO

$$\text{BOLTON} \quad \Phi' = \Phi'_{cr} + m [D_R (10 - \ln p'_f) - 1]$$

La dilatazione è inversamente proporzionale allo stato di addensamento ed è minima quanto più alto è il livello tensionale (p')

Il valore iniziale di q_{em} va stimato, calcolo p'_f e di conseguenza Φ' con la formula di Bolton

Dal Φ' trovato, calcolo q_{em} e vedo quanto si discosta. Si tratta di un processo iterativo che porterà a convergenza.

Prima SPT → Prova Penetrometrica dinamica

Il passo significativo si è avuto alla fine degli anni '50.

GIBBS e HOLTZ

Attraverso campioni di cui si conoscevano le caratteristiche
 → CAMERA DI CALIBRAZIONE

Si è visto che l'aspetto più importante era dato dallo stato tensionale verticale efficace.

Considerando ogni punto delle prove SPT, per ciascun punto entro cui N_{60} , valuto p'_{10} conoscendo lo stato tensionale e valuto la D_R

È stata spesso usata ma dopo circa 10 anni, BAZARAA mise in luce alcuni aspetti.

Per alcuni siti si trovava D_R troppo elevata, addirittura maggiore del 100% → IMPOSSIBILE

Avevamo dimenticato di stare operando su depositi artificiali e molto giovani nella camera di calibrazione.

Col tempo si manifestavano dei legami fra le particelle che conferivano una certa resistenza al materiale.

⇒ Per quanto fosse innovativa la correlazione di Gibbs e Holtz sovrastimava lo stato tensionale del deposito

→ BAZARAA corresse le curve che danno la D_R sulla base delle sue esperienze.

A metà degli anni '80 SKEMPTON inserì un'altra informazione. Mise in il campionatore cavo e l'attacco delle aste uno strumento per misurare l'energia che arrivava alle aste. Non tutta l'energia applicata infatti viene effettivamente usata nelle aste.

Le celle di carico misurano la forza.

I risultati che si ottengono sono dei profili dettagliati con la profondità. Dall'esame qualitativo (a occhio) posso farmi un'idea sulla natura del materiale.

Se ho un materiale fine \Rightarrow il range della resistenza alla punta è basso: $0 \div 3 \text{ MPa}$

Se ho sabbie grosse $\Rightarrow 2 < q_c < 30 \text{ MPa}$

La diversità di resistenza all'avanzamento della punta è legata alla differenza di Φ' ($\Phi'_{\text{SABBIA}} > \Phi'_{\text{FINE}}$)

Nei terreni a grana fine l'infissione molto veloce avviene a breve termine \Rightarrow le condizioni NON DRENATE \rightarrow È facilitata da Δu .

La prova è utile per l'indagine stratigrafica. La prova è estremamente economica.

I sondaggi sono molto costosi rispetto ad una prova CPT. Le prove CPT possono bypassare il foro di sondaggio (costoso).

Posso fare pochi sondaggi e poi proseguire con prove CPT in modo da tarare le prove.

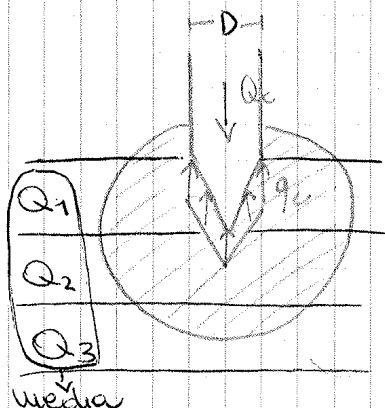
La prova ha però dei limiti. Dipende dalla qualità della strumentazione. Ci sono inoltre dei limiti fisici.

① Qualsiasi strumento di lettura è caratterizzato dalla classe di precisione \rightarrow Questo ne determina il costo.

Se ho strumenti di classe di precisione elevata (10^{-4}) \Rightarrow lo strumento riesce a leggere (1/10000) Non riesce a leggere (0,5/10000)

Se ho una sola cella di carico, il fondo scala è circa 50 MPa. Ma un fondo scala elevato non legge i valori bassi, valori che caratterizzano le argille (vicino lo 0).

Se devo caratterizzare strati argillosi NON troppo teneri \Rightarrow Devo richiedere una DOPPIA CELLA DI CARICO con un fondo scala molto più basso.



EFFETTO SEARA dello q_c

Applico Q_c , leggo q_c

Le dimensioni dell'ammasso di terra interessato dipendono strettamente dal diametro D .

Se ho strati di sabbia in argilla tenera, occorre che abbiano spessore di almeno 10 volte D perché un accorga di presa. $\Rightarrow h_{\text{MIN}} \sim 40 \text{ cm}$

Pressione unitaria esistante che ipotizzo q_{lim}

$N_c \neq 5,14 \rightarrow$ Sarà più elevato

Stavo allora $q_c = S_u N_c + \sigma_{vo}$

Dato l'argilla, posso prelevare un campione per misurare C_u

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_c} \quad \text{Calcolo } \sigma_{vo} \text{ e } q_c$$

Qual'è il valore corretto di N_c ?

Devo calibrare in funzione del tipo di terreno.

Baligh \rightarrow Analizzo le argille poco consolidate OC, che uso la prova sussometrica per determinare S_u di argille tenere. Ha trovato $N_c = 14$ con incertezze elevate (33%)

Kjekstad \rightarrow Per argille sovracosolidate (OC) faccio prove massiali portate a rottura per compressione. TX-C carico per compressione $\rightarrow N_c = 17$

Marsland \rightarrow Argille molto sovracosolidate $\rightarrow N_c = 10 - 30$
(Ho dei risultati molto variabili) \rightarrow la prova è poco significativa.

Il vantaggio della prova è che permette l'alloggiamento di molti sensori.

Posso inserire anche due accelerometri in grado di misurare l'arrivo di un'onda di taglio, si genera un impulso che si propaga in due diversi percorsi S_1 e S_2 e uscirà da lì alla velocità di propagazione.

Questa è legata al Modulo di Young e quindi alla rigidità.

PROVA SCISSOMETRICA FV = Field Vane test

Si tratta di una croce. La prova consiste ...

Raggiunta la profondità di infissione, si ottiene un po' per l'equilibrio e poi si applica in sommità un momento, una rotazione delle aste estremamente lenta $6^\circ - 8^\circ / \text{min}$ e si misura la rotazione e il momento, fin quando non arriva a rottura e l'asta comincia a ruotare.

Misuro il M_{MAX} . Trovo $S_u = \frac{6 M_{MAX}}{7 \pi D^3}$

Sensibilità

La struttura di un'argilla, delle particelle è estremamente complessa: flocculata, dispersa ... Dipende dall'ambiente e soprattutto dalla composizione chimica dell'acqua in cui si è depositata.

Il comportamento del materiale nel caso delle argille è determinato dalle superfici specifiche (alte). Lo scambio tensionale si basa sull'elasticità del liquido tra le particelle. Struttura e resistenza di un'argilla sono il risultato di una deposizione chimica diversa.

Quick clay \rightarrow Argille che se per qualsiasi motivo rompono la struttura, diventano fango.

PROVE PRESSIOMETRICHE

Nate in Francia, si usano poco.

PROVA MENARD (È la più diffusa)

Si esegue il foro, si cala un cilindro con la parte centrale espandibile. Questa si espande con un gas o con un liquido.

Misura la pressione. È una prova che NON produce rottura come le PROVE SISTRICHE.

⇒ Non ha i parametri di rottura.

Il disturbo provocato dalla perforazione e dallo strumento falsano la misura → PRESSIOMETRO AUTOPERFORANTE

Difficile da usare.

Ni da un'indicazione sullo stato tensionale di partenza - k_0 .

Espandendo la membrana, misuro un modulo.

PROVE DILATOMETRICHE

C'è una lamina tagliante d'acciaio spessa che viene infissa nel terreno. Ogni 20 cm si arresta.

Ho l'informazione della resistenza che ho all'infissione.

C'è su una faccia della lamina, una membrana circolare. Quando mi fero con una bombola di gas creo una pressione sulla membrana e rilevo i movimenti.

p_0 = Pressione → la membrana inizia a spostarsi.

p_1 = Pressione di quando il centro della membrana compie uno spostamento ben preciso di 0,1 mm

È lo strumento più preciso che mi dà la misura di k_0

k_0 → Stato tensionale iniziale

Otengo il MODULO DILATOMETRICO DMT

$$E_0 = 37.4(p_1 - p_0)$$

→ G_0

→ CORREZIONE ESERCIZI

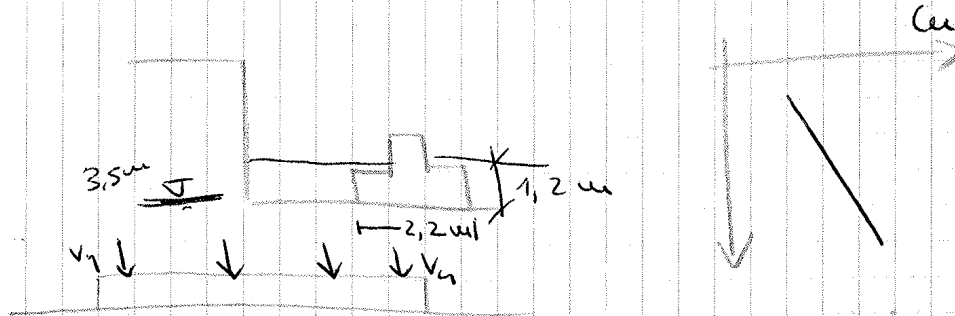
A - B - C - D - E

24.10.12

Esercizi

08.11.12

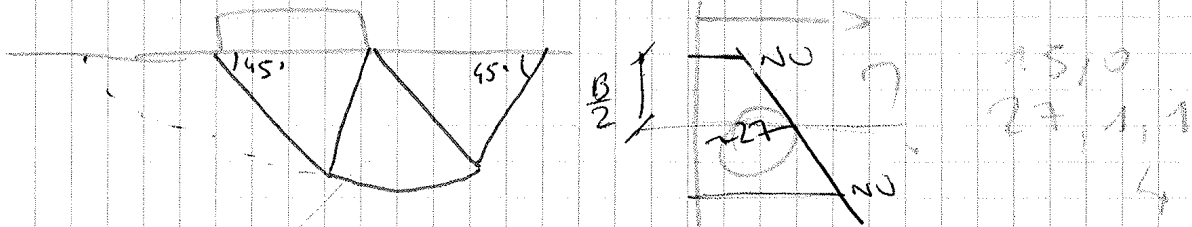
1



Posso considerare la base come fosse una fondazione a forma vista le grandi differenze di dimensioni \Rightarrow valido il carico come fosse distribuito.

$$P = 106 \text{ KN/m}$$

Per quanto riguarda C_u , abbiamo il profilo variabile con la profondità. Siamo in caso di rotture non drenate:



Da 1 punto di vista tecnico dovrai scegliere un valore di C_u intermedio. Non troppo profondo

X Esempio, stimo C_u ad una distanza $\frac{B}{2} = 1,10 \text{ m}$ del piano di base. Dunque $C_u \approx 27$

Formula di capacità portante: $q_{lim} = C_u N_c + q$ ^{Sanazione}

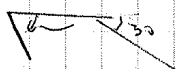
Ma quando i carichi centrali, dunque non ho base sdalata e non ho componenti orizzontali

q = sovracc. e il semp. vento da progetto struttura eretta in 1,2 m

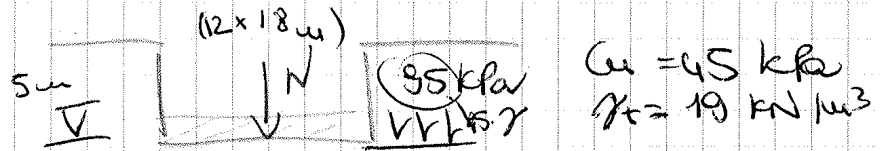
$$q_{lim} = C_u N_c + q = 27 \cdot 5,14 + 23 = 162 \text{ kPa}$$

$$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B = 356 \text{ KN/m}$$

$$F_s \approx 3,14$$



3) ULTIMO



Trovare il carico verticale esatto amm. le
 Nore presuppone ~~10000~~ un $F_s = 3$ minimo.

La formula che utilizziamo:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot S_c + q = 261 + 95 = 356 \text{ kPa}$$

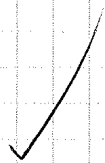
Se operassi in modo mediorionale $\Rightarrow (q_{ATTM} = \frac{q_{lim}}{F_s} = 119 \text{ kPa}) \checkmark$

($N_{ATTM} \approx 25700 \text{ kN}$) ✓

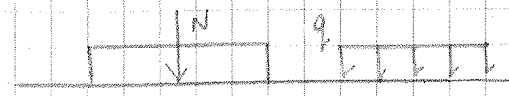
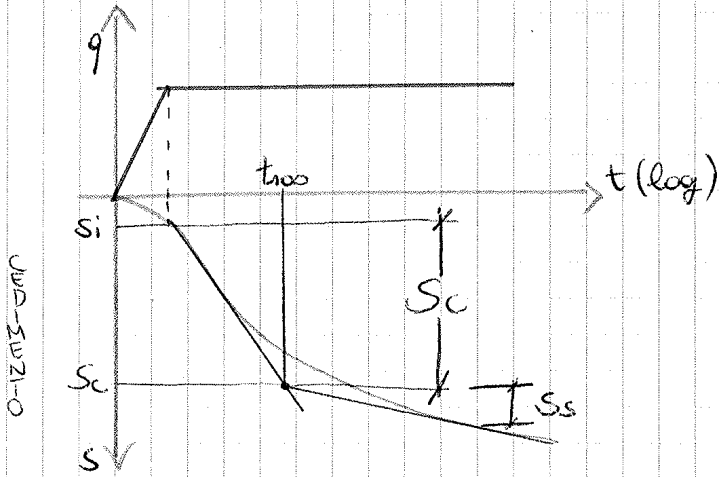
Considerando F_s solo x il 1° addendo invece

$$q_{ATTM} = q + \frac{q_{lim} - q}{F_s} = 182 \text{ kPa}$$

$$N_{ATTM} = 39310 \text{ kN} \quad \checkmark$$



4) Immagino di prendere un'area di carico:



Terreno a grana fine, coesivo

4) Istituto di applicare il carico in maniera rapida e che il carico arrivi subito a valori massimi.

L'applicazione del carico su un terreno a grana fine genera uno Δu maggiore di zero $\rightarrow \Delta u > 0$

Se il terreno è saturo avrà $\Delta V = 0$ e siamo in condizioni NON drenate.

Per essendo in condizioni NON drenate si registra un cedimento S_i , cedimento immediato, dovuto a fenomeni di distorsione, fenomeni deviatorici. Il carico è trasferito quasi tutto alle Δu .

4) Ferma il processo di consolidazione. Il carico NON varia ed il profilo dei cedimenti è così -

C'è un istante in cui le Δu sono nulle, questo è chiamato t_{100} ed è l'istante di fine consolidazione primaria.

Questo punto è individuato dal punto in cui la tangente al II tratto incontra la tangente al III tratto.

4) Individuo in questo modo il valore di S_c = CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE

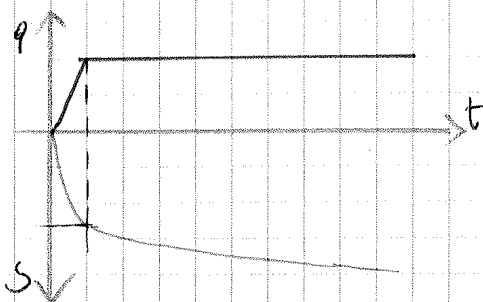
Per un qualsiasi t a seguire si aggiunge al cedimento una certa aliquota \rightarrow il cedimento SECONDAIO, dovuto solo a fenomeni viscosi.

L'importanza dei tre cedimenti dipende dalla geometria, dalla stratigrafia ... NON si può dire qual'è più importante e prescindere.

Si tratta di cedimenti in continua evoluzione.

S_c è dovuta alla dissipazione di Δu , S_s è dovuto ai fenomeni viscosi.

Nel caso di sabbie la permeabilità è tale che il t_{100} ha un valore molto basso e la consolidazione termina in pochissimo tempo.



Cedimento istantaneo e di consolidazione coincidono -

Quando il carico si stabilizza avrà cedimento dovuto ai fenomeni viscosi.

Hanno valutato in questo modo le soglie relative al parametro β arrivando ai seguenti risultati:

OVEST	EST		
$B \leq \frac{1}{300}$	$\beta \leq \frac{1}{500}$	Fessure	Hanno trovato valori più preferenziali per i paesi dell'Est.
$B \leq \frac{1}{150}$	$\beta \leq \frac{1}{250}$	Strutture	

Skempton per le vibrazioni, per le quali i danni estetici e strutturali coincidono (muri portanti = facciate), $\frac{\Delta}{L} < 2 \cdot 10^{-4}$ se $\frac{L}{H} \approx 1$ ①

$\frac{\Delta}{L} < 4 \cdot 10^{-4}$ se $\frac{L}{H} = 5$ ②

Non siamo in grado di calcolare però i cedimenti relativi.

⇒ Si è cercato il rapporto tra S_{max} e B_{max} (ced. max e rot. relativa max) Anche questo è stato fatto tramite monitoraggio su edifici esistenti

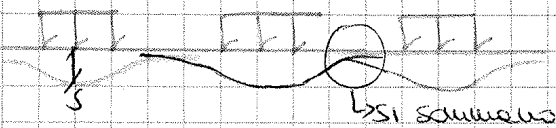
→ 1974 GRANT

SABBIE	$S_{max} (mm) = 15000 \cdot B_{max}$	Plinti isolati	30 mm
	$S_{max} (mm) = 18000 \cdot B_{max}$	Plotea	36 mm
ARGILLE	$S_{max} (mm) = 30000 \cdot B_{max}$	Plinti	60 mm
	$S_{max} (mm) = 35000 \cdot B_{max}$	Plotea	70 mm

es: Considerando un $B_{max} = \frac{1}{500}$ ottengo i valori in verde.

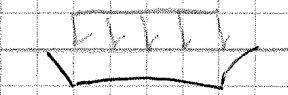
Con fondazioni a Plotea o Muri continue (collegate tra loro), a parità di tutto posso accettare dei cedimenti più alti rispetto ai Plinti isolati. Sono maggiore il cedimento rigido.

Le argille molle hanno maggiori proprietà, sono più omogenee, dunque i cedimenti differenziali sono minori.



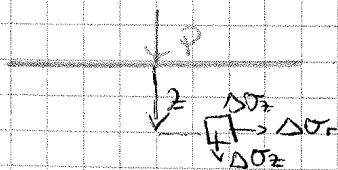
ARGILLE

Il cedimento si esaurisce ad una distanza grande rispetto alla fondazione e interferisce con i cedimenti vicini.



Per terreni granulari (depositi fluviali...) Non c'è interferenza con i cedimenti di opere vicine perché ho subito l'esaurimento del cedimento.

Problema di BOUSSINESQ → Formulato e risolto nel 1885



(Geotecnica, 3^a ed. → Cedimenti, CAP. 9 laucellito)

Coordinate Polari

Sul libro per diversi Δr e diversi Δz ho avuto espressioni che in funzione di P, z, r ci danno il cedimento

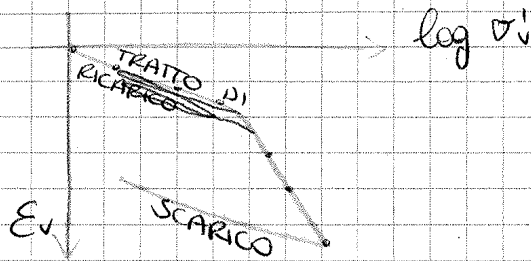
$\Delta \sigma \left. \begin{matrix} \Delta r \\ \Delta z \end{matrix} \right\} f(P, z, r)$

Spesso non ho carico concentrato ma distribuzioni di carico mastroformi, lineari, costanti.

FONDAZIONI

12.11.12

Sei un grafico:



Otengo una curva
bilateral
→ eARICO

Poi SEARICO

Questo è il diagramma tipico di una prova EODOMETRICA.

Otteniamo le pendenze di queste curve e in particolare:

RR → Rapporto di Ricomprensione
CR → Rapporto di Comprensione
SR → Rapporto di Scarico

$$CR = \frac{\Delta E_v}{\Delta \log_{10} \Delta \sigma'_v} = \frac{\Delta E_v}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}}$$

Le curve sono sostanzialmente caratterizzate da una pendenza diversa

Lungo il tratto di RICARICO, di pendenza RR, il comportamento è prettamente elastico.

Se il campione è disturbato, quello che ne risente di più è RR, il disturbo va a modificare/cancellare la storia del terreno.

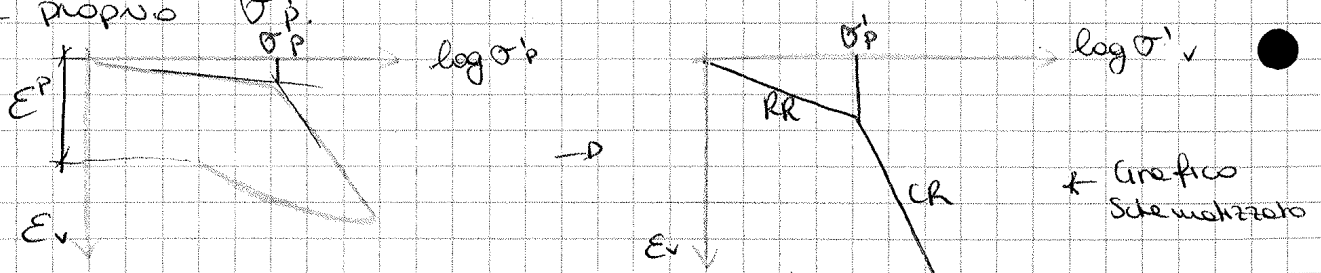
Se si teme di falsare il valore di RR ⇒ Eseguo dei cicli di carico e scarico per correggere l'errore.

Tensione di preconsolidazione: divide il comportamento elastico da quello plastico.

Per determinarla uno dei metodi è quello di CASAGRANDE

Determinazione grafica:

⊕ Schematizzo la curva come se fosse una bilatera, l'intersezione da proprio



Questi 3 parametri (RR, CR, σ'_p) ci vengono forniti dalla prova eodometrica (per i nostri scopi, gli altri non ci interessano).

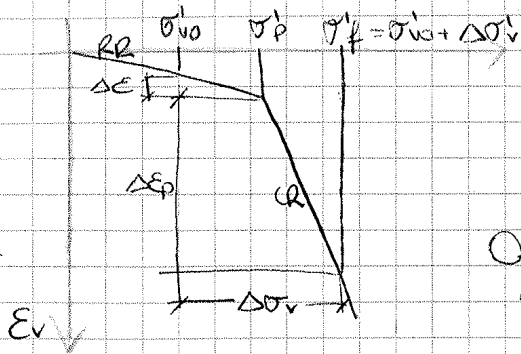
Ho una stima dunque di σ'_{vo} iniziale del nostro campione.

Possono verificarsi due condizioni: ① $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} = 1$ NC

② $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} > 1$ OC

Fisicamente NON può succedere che σ'_p sia minore di σ'_{vo} .

Il cammino di partenze da un valore σ'_{v0} , raggiungere σ'_p e arrivare a $\sigma'_f = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$



$$\Delta H_i = E_v \cdot H_i$$

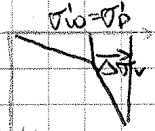
Nel caso specifico:

$$\Delta H_i = E_v \cdot H_i = H_i \cdot [RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}]$$

Oltre a questo caso ne posso avere altri due.

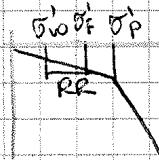
Se ho materiale NC \Rightarrow Non ho il tratto di RCOMPRESSIONE e $\Delta\sigma'_v$ è sempre oltre σ'_p . Dunque:

$$\Delta H_i = H_i \cdot [CR \cdot \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}] = H_i \cdot [CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}(\sigma'_p)}]$$



Se ho materiale OC \Rightarrow La tensione finale NON raggiunge il valore di σ'_p e ho solo il tratto di MARCIA. La formula si riduce:

$$\Delta H_i = H_i \cdot [RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}]$$



Dal punto di vista pratico bisogna discretizzare e prendere gli strati d'interesse. Scelgo strati della stessa lunghezza.

- Per ogni strato, calcolo σ'_{v0} che avevo prima - ① σ'_{v0}
 Associa i parametri RR e CR e il valore di σ'_p - ② RR, CR, σ'_p
 Definisco l'incremento $\Delta\sigma'_v$ (Δq) - ③ $\Delta\sigma'_v$ (Δq)
 Calcolo ΔH_i - ④
 Il cedimento sarà dato da $S = \sum \Delta H_i$ - ⑤

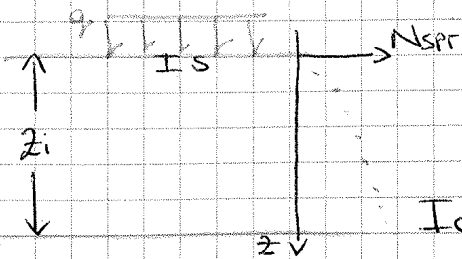
Prevedo in questo modo il cedimento edometrico Sed. Ci si è posti il problema di vedere se c'è corrispondenza con i casi misurati e di che tipo di cedimento stavamo parlando.

Se i campioni sono di buona qualità, si è visto che:

- Argille tenere (NC o poco OC) $\left. \begin{matrix} S_i \approx 10\% S_c \\ Sed \approx S_c \end{matrix} \right\} S_{tot} = 1,1 Sed$
- Argille consistenti $\left. \begin{matrix} \frac{1}{3} \leq \frac{S_i}{S_{tot}} \leq \frac{2}{3} \\ Sed \approx S_{tot} \end{matrix} \right\} Si \text{ molto grande}$

$$S_{tot} = S_i + S_c$$

Ricordo che per le argille normali $RR \approx \frac{1}{10} CR$



La deformazione media:

$$\bar{\epsilon}_z = \frac{S}{z_i} = \frac{S}{B^{0.7}} = q \cdot I_c$$

I_c = INDICE di COMPRESSIBILITA' (Cederetta)

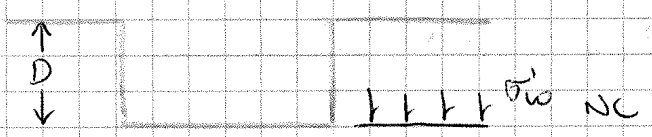
Obiettivo: cercare la correlazione tra un valore rappresentativo di NAV (Average) ottenuto dalla caratterizzazione geodetica e I_c
 $NAV \leftrightarrow I_c$

Carico per Cederetta = Deformazione media = $\bar{\epsilon}_z = q \cdot I_c$

Dato un profilo variabile di N_SPT \Rightarrow NAV è il valore medio, rappresenta la media dei colpi misurati nell'ambito di quello strato oppure il valore di N_SPT in mezzeria dello strato.

Sono andati a cercare la formula che legasse NAV a I_c .

L'ipotesi è di FONDAZIONE QUADRATA e SUPERFICIALE. Dopo di che per estendere la formula, hanno adottato un coefficiente di forma che tiene conto della geometria. È difficile tener conto della storia tensionale del terreno.



$$q \begin{cases} \rightarrow 0 \div \sigma'_{v0} \propto \frac{I_c}{3} \\ \rightarrow \sigma'_{v0} \rightarrow q \text{ (NC) } I_c \end{cases}$$

Hanno applicato I_c solo al caso di terreni NC, ai casi più sfavorevoli - per i terreni OC hanno assunto invece $\frac{I_c}{3}$

$$\Rightarrow S = q \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

Considerando la fondazione approfondita:

$$S = f_s \cdot f_t \cdot f_H \left[\underbrace{\sigma'_{v0} B^{0.7} \frac{I_c}{3}}_{\text{aliquota da } 0} + \underbrace{(q - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c}_{\text{aliquota da } \sigma'_{v0} \rightarrow q} \right]$$

f_H : tiene conto della stratigrafia (se $z_i > H$ lo introduco) \rightarrow spessore deformabile

f_s : tiene conto della forma non quadrata

f_t = tiene conto del tempo

La formula in modo sintetizzato è scritta in questo modo:

$$S = f_s \cdot f_t \cdot f_H \cdot \left[(q - \frac{2}{3} \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

Att.: la formula nav è dimensionalmente corretta dunque espone:

- B in m
- q, σ'_{v0} in kPa
- I_c adimensionale
- S in mm

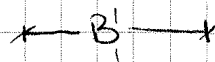
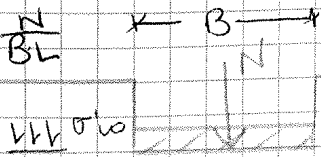
Si tratta di una formula empirica che hanno trovato con lo studio di 200 casi

FONDAZIONI

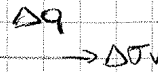
14.11.12

Schmertmann (1978) → Prove CPT

$q = \frac{N}{BL}$



$\Delta q = q - q'_{10}$



A differenza del Metodo di Burland e Burbidge, questo metodo non vuole stimare il cedimento esattamente ma vuole essere un metodo cautelativo ⇒ Sovrastima

Si applica solo a fondazioni parzialmente compensate

A differenza di B e B' che si basano su casi reali, questo metodo parte da basi teoriche.

Parte della distribuzione teorica delle tensioni date dalle soluzioni dell'elasticità:

vedi disegno

$\Delta \sigma_v = \Delta q \cdot (I_z)$ COEFFICIENTE di INFLUENZA

La deformazione verticale in ogni punto sarà:

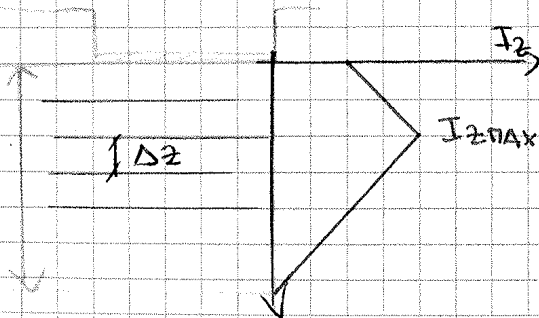
$\epsilon_z = \frac{\Delta \sigma_z}{E}$

Non viene preso un valore unico del Modulo di Young (in B e B', E caratterizza la tensione media), ma un valore puntuale misurato dalla resistenza alla punta del penetrometro q_c .

→ $E(z)$ ← q_c

$S = \int_0^{z_{MAX}} \epsilon_z \cdot dz$

Per valutare le tensioni:



Il cedimento

$S = C_1 C_2 \Delta q \left(\sum_{i=1}^M \frac{I_z \cdot \Delta z_i}{E_i} \right)$
discretizzato

C_1 = coefficiente de Heus conto dell'approfondimento

C_2 = " " " " dei cedimenti secondari

BERARDI - LANCELOTTA

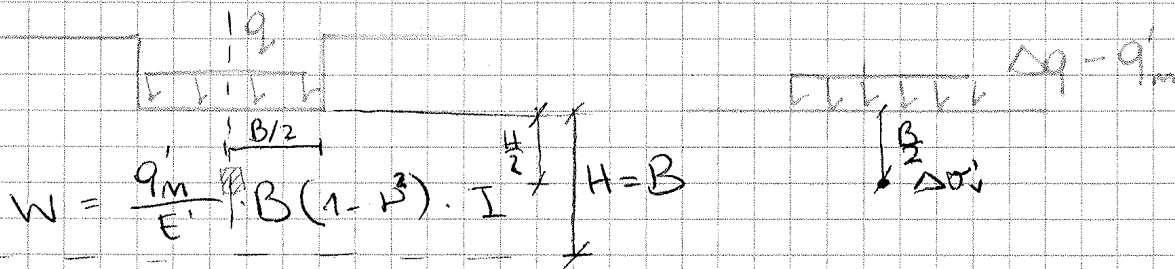
Prende le mosse da considerazioni teoriche della teoria elastica ma NON lineare e differente dei primi 2 metodi.

A differenza del metodo di Schmetsmanny Berardi e Lancellotta si basano per la scelta del parametro sui casi reali (200) studiati da Bouland - Burbidge -

⇒ Coglie i valori più probabili e NON sovrastima il cedimento.

L'unica differenza con B e B è che anche Berardi e Lancellotta NON tengono conto del cedimento dovuto allo scarico e al conseguente ricarico.

Sono i pmw e considerare il terreno come un mezzo ~~NON ELASTICO~~



Per la scelta di E, si tiene conto della NON linearità del terreno ma si prende un valore fisso medio e NON un valore dipendente dalla profondità.

- ① Scegliere lo stato responsabile
- ② L'elemento usato per tarare il metodo si trova a B/2 e H/2 → elemento medio.

→ Non linearità (Effetto caratterizzante il metodo)

- dipende da:
- lo stato di addensamento (e_0, D_r)
 - livello tensionale medio
 - livello deformativo medio.

Per quanto riguarda il livello tensionale medio, si basano sulla considerazione di Jambu

Jambu (1963)
$$E' = k_E \cdot p_a \sqrt{\frac{\sigma_v}{p_a}}$$

→ p_a = pressione atmosferica = 100 kPa

→ k_E = m di bar che caratterizza E' quando in prova ad un livello tensionale che caratterizza p_{atm}

Inizialmente ho σ'_v , alla fine avrò $\sigma'_v + \Delta\sigma'_v$ calcolare

$\Delta\sigma'_v$ è dato da Δq fino ad una profondità di $\frac{H}{2} = \frac{B}{2}$ e della geometria della fondazione.

⇒ Il valore medio → $0,5 \Delta\sigma'_v$
$$\left[\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \frac{\Delta\sigma'_v}{2} \right]$$

Il vantaggio di questo metodo è che si basa su prove semplici.

Come procedere: 1) $(E'_{0,1})$
 $DA \rightarrow K_{E_{0,1}}$

2) Noti: $B/L, \Delta q \Rightarrow$ stima $\Delta \sigma'_v$

Nel fare le valutazioni si dovranno cercare le soluzioni che mi danno $\Delta \sigma'_v$ (metodo edometrico) in funzione della geometria

3) Calcolo $\bar{E}_{0,1} (\bar{\sigma}'_v)$

4) Entrò nella formula (1)

Per valutare I devo tener conto di $H=B$, Forma fondazione, Fondazione rigida.

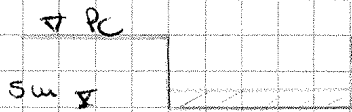
Il cedimento trovato sarà il CEDIMENTO IMMEDIATO

Gli autori NON hanno considerato il CEDIMENTO di tipo VISCOSO

ESERCIZIO 1

Burland e Burbidge
 Bernardi e Lanzetta

Platée di fondazione
 $22 \times 40 \text{ m}^2$



Sabbie

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

$$\nu = 0,20$$

Carichi globali
 in servizio

$$N = 308 \text{ MN}$$

$$M = 170 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

(eccentrici sul lato lungo)

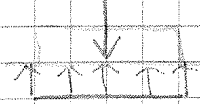
- Valutare:
- 1) Cedimento a fine costruzione
 - 2) Cedimento a $t = 50 \text{ anni}$

Sondaggi

	S1	S2	S3
Da pc $z(\text{m})$			
3	Nspt 20	2 15	4 18
6	24	5 21	7 36
9	27	8 25	10 22
12	29	11 34	13 32
15	34	1. R	16 24
18	R	17 40	19 39
21	43	20 42	22 43

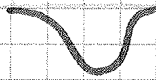
3. Sondaggi

⇒ In un caso così semplice, e al nostro modello semplificato, siamo in un errore del $\pm 20\%$ (Solo per semplificare la distribuzione delle pressioni di contatto)



Le leve che applichiamo si basano sulle soluzioni di de Saint Venant. Spesso per le strutture di fondazione si hanno dei rapporti di snellezza molto piccoli. Oltre alla RESISTENZA per le strutture di fondazione è necessaria la RIGIDEZZA. (dallo sopportare i carichi)

Una struttura resistente ma flessibile non portava ad avere questo tipo di distribuzione:



Vogliamo ELEVATA RIGIDEZZA
Questo comporta 2 conseguenze:

① Le strutture sono massicce

⇒ Siamo ai limiti di validità delle eq. di Saint Venant, trovate per strutture snelle

② I materiali che si scelgono non sono pregiati perché il peso della fondazione non interviene mai -
Non ha senso scegliere del cls.

In realtà le sollecitazioni nascono per il peso della struttura e NON della fondazione.

Sostituendo nella formula otteniamo: $\sigma_t = \frac{N}{BL} \pm \frac{6N \cdot e_x}{BL^2} \pm \frac{6N e_y}{LB^2}$

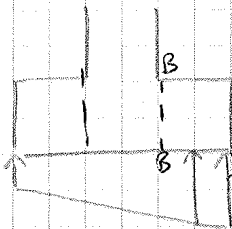
oppure $\sigma_t = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{B^2 L}$

Abbiamo la tensione punto per punto $(\frac{F}{L^2})$ KPa

Spesso si considera il pinto come fosse formato da 2 mensole:



caratterizzate dalle sezioni A-A e B-B.



$\pi(x)$ direzione terreno (è un corso lineare $(\frac{F}{L}) \rightarrow \frac{FN}{L}$)

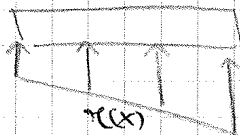
valore in funzione della coordinata - $\pi(x)$

$\rightarrow \int_{-\frac{B}{2}}^{+\frac{B}{2}} \sigma_t(x, y) dy$ integrale nella direzione y la tensione di contatto.

Si dimostra che se la fondazione (rettangolare) è interamente reagente, la reazione del terreno:

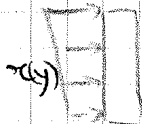
$\pi(x) = \frac{N}{L} \pm \frac{6N \cdot e_x}{L^2}$ reazione π che vedo in questa

direzione:



Nella direzione orizzontale

la direzione ortogonale avrò:

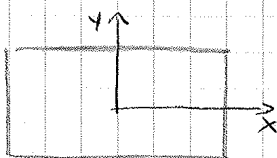


$\pi(y) = \frac{N}{B} \pm \frac{6N e_y}{B^2}$

Risultati della pressoflessione che vale se R cade all'interno del Nucleo centrale d'inerzia

CASI PARTICOLARI

Se R cade proprio sul bordo del Nucleo centrale d'inerzia, sarà al limite \rightarrow Non posso più applicare la formula



$M_x d$

Segue proprio il limite

$e_x = \pm \frac{L}{6}$

Ho 1 solo eccentricità.



La risultante del triangolo $\frac{1}{2} L \pi_{MAX}$ deve fare equilibrio a N.

$\frac{1}{2} L \pi_{MAX} = N \Rightarrow \pi_{MAX} = \frac{2N}{L}$