



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 922

DATA: 31/03/2014

A P P U N T I

STUDENTE: Fiorello

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.**



CORSO DI

FONDAZIONI

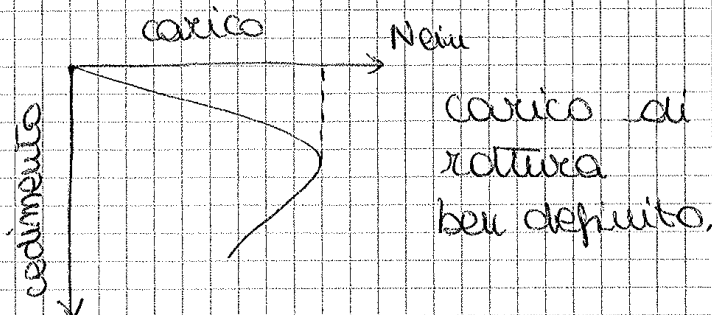
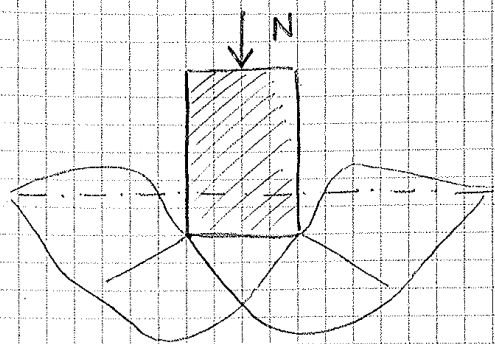
Prof. D. Costanzo

A.A. 2013-2014

VERIFICA SLU

Dato una geometria della fondazione, devo essere in grado di calcolare quale sarà il carico che causa la rottura del terreno.

• Meccanismo di rottura generale



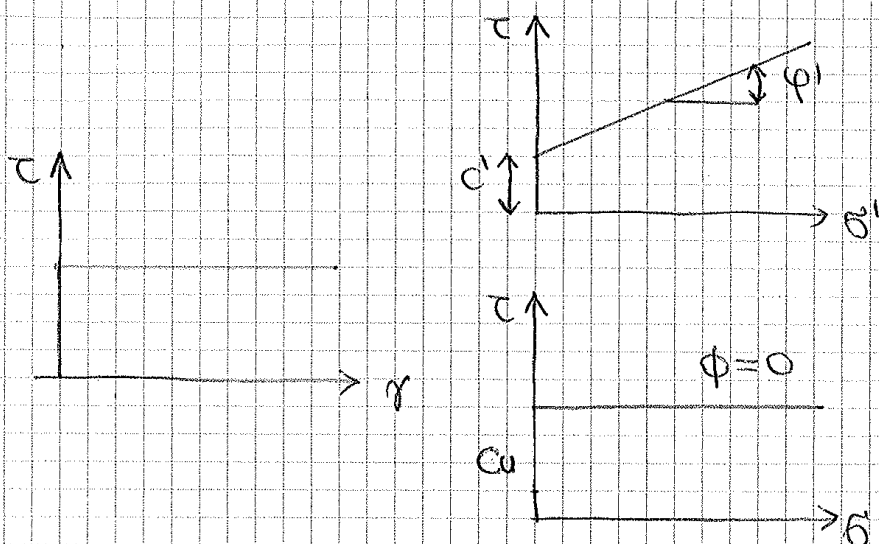
Dato una fondazione vediamo cosa succede se applico un carico N che uodo ad incrementare. → ho dei cedimenti. Può succedere che arrivati al carico limite N_{lim} , abbia un incremento dei cedimenti fino al colosso.

Se eseguo la prova a controllo di deformazione il carico N è la reazione alla deformazione impressa. N dipenderà dalla rigidità e raggiunto un picco di N ho il cosiddetto "softening" però non raggiunge il colosso. Il comportamento del terreno è di tipo fragile perché ho un picco e poi softening.

In alcuni casi può non avvenire il colosso e la fondazione tende solo a sprofondare. Il comportamento della fondazione è di tipo INCRUMENTE. Il terreno sottostante si compattava e aumenta la sua resistenza. Non esiste, in questo caso, uno specifico carico di rottura ma durante la precipitazione devo limitare i cedimenti.

I pedici specifici a quali termini appartengono i vari coefficienti.

La legge costitutiva si semplifica, equivale a ridurre il comportamento del terreno a quello di un mezzo plastico ideale e le soluzioni possono essere ricavate impiegando i teoremi della plasticità.



[1].
in condizioni drenate

[2].
in condizioni NON drenate

[1] CRITERIO di MOHR COULOMB tiene conto dell'attrito interno ϕ' e a volte anche della coesione efficace c' viene usato in condizioni drenate (ϕ' è un parametro del terreno).

[2] Nei terreni l'applicazione dei carichi provoca la sovrappressione dell'acqua Δu che altera il regime idrostatico. Questo fenomeno è confinato solo in una parte di volume del terreno. Nei terreni a grana fine i tempi di riequilibrio sono molto lunghi (mesi o anni), quindi è difficile e costoso calcolare lo stato tensionale efficace perché non coincide con certezza con u . Per avviare a questo problema faccio un'analisi in condizioni non drenate (tensioni totali e non efficaci).

" c_u " dipende dallo stato iniziale del terreno e dal percorso di carico.

TEOREMI della PLASTICITÀ

↳ TEOREMA CINEMATICO (del limite superiore)

Se in un meccanismo di collasso, cinematicamente compatibile, la potenza dei carichi esterni uguaglia la potenza dissipata, si verifica senz'altro il collasso e i carichi esterni rappresentano un limite superiore dei valori di collasso o al più coincidono con essi.

↳ TEOREMA STATICO (del limite inferiore)

Se una configurazione di forze esterne è in equilibrio con una distribuzione di sforzi interni che non viola in nessun punto il criterio di rottura, il collasso non può avvenire e le forze esterne rappresentano un limite inferiore del carico di collasso o al più il carico di collasso.

Se trovo la soluzione con uno solo dei due teoremi quello non è la soluzione esatta, ci do solo un limite superiore o inferiore. Solo quando trovo la stessa soluzione con i 2 teoremi, ho la soluzione ESATTA.

FONDAZIONI SU TERRENI A GRANA GROSSA, il meccanismo di rottura dipende da:

- stato di addensamento (D_r)
- approfondimento (D/B)

Fondazione superficiale su sabbia densa → ROTTURA GENERALE

Fondazione su sabbia sciolta → ROTTURA per FUNZIONAMENTO

Fondazione approfondita su sabbia densa → ROTTURA per FUNZIONAMENTO

Per fondazioni su terreni a grana fine la rottura in condizioni non drenate (breve termine) è sempre di tipo generale per l'assunta incompressibilità del terreno ($\Delta V = 0$).

Sulla parete ST: si ha:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A + q_{um} H K_A - 2 C' H (K_A)^{0.5}$$

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_P + q H K_P + 2 C' H (K_P)^{0.5}$$

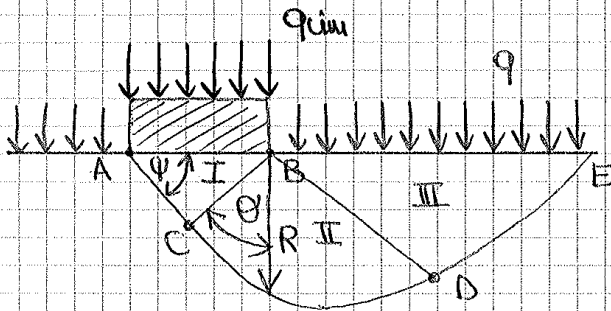
Arrivo a collasso quando lo spinto attivo e passivo sono uguali: $P_A = P_P$

$$\hookrightarrow \left[q_{um} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C' N_c + q N_q \right] \quad \text{ES di TERZACCHI}$$

N_γ, N_c, N_q dipendono dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' cioè dal tipo di terreno.

ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE (terreni efficaci)

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



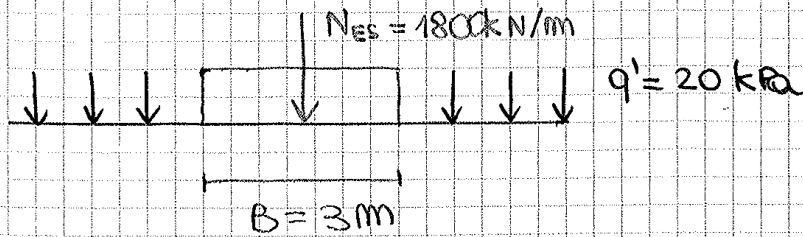
Fattori di capacità portante:

$$N_\gamma = F_1(\phi')$$

$$N_c = F_2(\phi')$$

$$N_q = F_3(\phi')$$

ES. Fondazione mostriforme su terreno incoerente



soffia: $\phi' = 36^\circ$ $c' = 0$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

calcolare il margine di sicurezza:

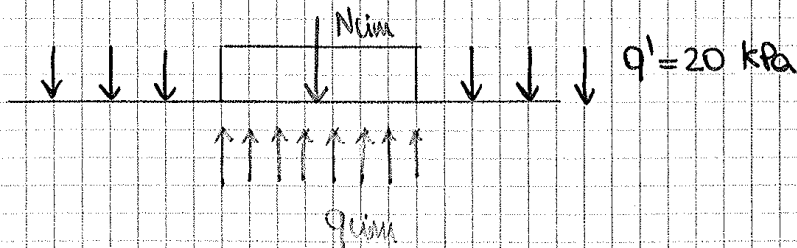
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q' N_q + \frac{c' N_c}{\lambda = 0}$$

$$\phi' = 36^\circ \begin{cases} N_\gamma = 56,3 \\ N_q = 37,8 \end{cases}$$

$$q'_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 3 \cdot 56,3 + 20 \cdot 37,8 = 1689 + 756 = 2445 \text{ kPa} \approx 25 \text{ kg/cm}^2$$

questo è la pressione unitaria limite che determina il collasso. È la pressione distribuita uniformemente sotto la fondazione. Io voglio conoscere la sua risultante, N_{lim}

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot B = 2445 \cdot 3 = 7335 \text{ kN/m}$$



se valutiamo un coeff di sicurezza globale: F_s questo è definito:

$$F_s = \frac{\text{RESISTENZA}}{\text{AZIONE}} = \frac{\text{CAPACITA'}}{\text{DOMANDA}} \geq F_{s, \min} > 1$$

$$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{7335}{1800} = 4,1 > 3$$

se $F_s = 1$ ho il collasso perché $N_{lim} = N_{es}$

↳ se ci fossimo sbrogliati a utilizzare i parametri del terreno?

Somma: $\phi' = 34^\circ$ $c' = 0$ $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
 $(\Delta\phi' = 2^\circ) \uparrow$ diverso rispetto a primo

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

$$\phi' = 34^\circ \quad \begin{cases} N_\gamma = 41,1 \\ N_q = 29,4 \end{cases}$$

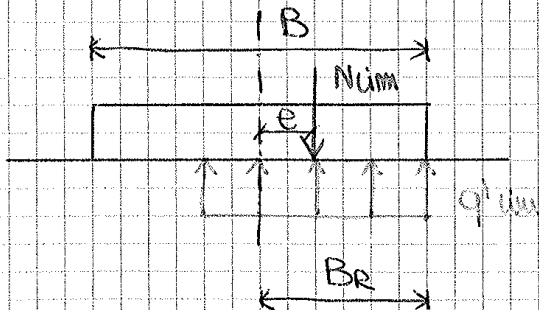
$$q'_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 3 \cdot 41,1 + 20 \cdot 29,4 = 1233 + 588 = 1821 \text{ kPa}$$

$$N_{lim} = q'_{lim} \cdot B = 1821 \cdot 3 = 5463 \text{ KN/m}$$

$$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{es}} = \frac{5463}{1800} = 3$$

$$\Delta\phi' = 2^\circ \rightarrow \frac{2445 - 1821}{1821} = 34\%$$

BASE RIDOTTA B_R



BASE RIDOTTA: la minima superficie rispetto alla quale la risultante dei carichi risulta centrata.

Per fondazioni monostipite: $B_R = B - 2e$

↳ coefficiente di forma della fondazione

$$S_r = S_q = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'}$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'}$$

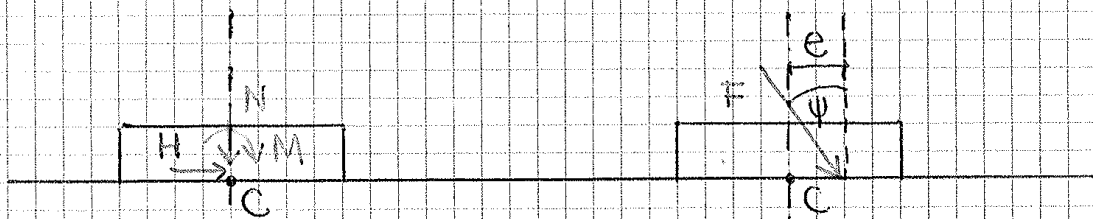
con $B \leq L$ dimensioni della base ridotta

il meccanismo di rottura passa da piano a tridimensionale.

$$S_r, S_c, S_q > 1$$

Se la fondazione è mistiforme (2D) $S=1$.
 S si massimizza man mano che la fondazione tende ad una forma quadrata o circolare perché è massimo il rapporto B/L .

↳ coefficienti per l'inclinazione del carico



$$\vec{F} = \vec{N} + \vec{H}$$

$$e = \frac{M}{N} \quad \text{ECCENTRICITA'}$$

$$\psi = \operatorname{arctg} \left(\frac{H}{N} \right) \quad \text{OBLIQUITA'}$$

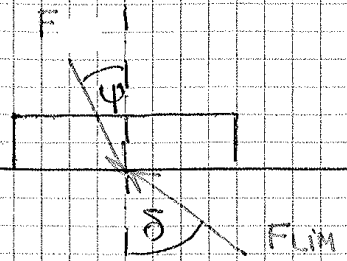
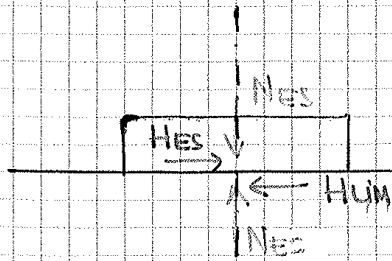
$$j_r = \left[1 - \frac{H}{N + B L c' \operatorname{ctg} \Phi'} \right]^{m+1}$$

$$j_q = \left[1 - \frac{H}{N + B L c' \operatorname{ctg} \Phi'} \right]^m$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$j_c = j_q - \frac{1 - j_q}{N c' \operatorname{tg} \Phi'}$$

↳ Verifica a SLITTAMENTO o SCORRIMENTO (SLU)



ES: esercizio
UM: limite

δ : ANGOLO DI ATRITO
 ψ : ORLISUITA'

$$H_{UM} = N_{ES} \operatorname{tg} \delta$$

$$\vec{F} = \vec{N}_{ES} + \vec{H}_{ES}$$

$$\vec{F}_{UM} = \vec{N}_{ES} + \vec{H}_{UM}$$

Il meccanismo che impedisce lo scorrimento è l'attrito.

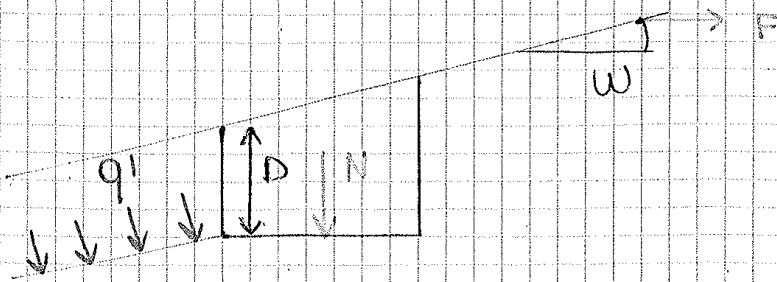
H_{UM} è proporzionale al carico e a δ che è l'angolo di attrito lungo la superficie di scorrimento tra terreno e fondazione.

$$F_s = \frac{\text{RESISTENZA}}{\text{AZIONE}} = \frac{H_{UM}}{H_{ES}} = \frac{N_{ES} \operatorname{tg} \delta}{H_{ES}} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\frac{H_{ES}}{N_{ES}}} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \psi} \rightarrow$$

$$\rightarrow F_s = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \psi} \geq F_{sum} = 1,3 \div 1,5$$

NB Non interviene forma e dimensione dello fondazione perché è solo una questione di rapporti tra le tg degli angoli \rightarrow cambiando lo fondazione non varia il coefficiente di sicurezza

NB se l'angolo di attrito della fondazione è maggiore di quello del terreno (terreno granulare), prendo quello del terreno.



se ho un sovraccarico quello è la tensione verticale che agisce su un pino // al pino di posa,

$$q' = N \cdot D \cdot \cos \omega$$

→ coefficiente per l'approfondimento della fondazione se la base della fondazione è posta ad una profondità D maggiore di 2m si può supporre che la resistenza al taglio operi parzialmente e si può quindi tenere conto del suo contributo:

$$dq = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 \frac{D}{B} \quad \text{se } D \leq B$$

$$dq = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 \operatorname{tg}^2 \frac{D}{B} \quad \text{se } D > B$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \operatorname{tg} \phi'}$$

$dc, dq \geq 1$ valutare con attenzione se applicarli!

NB Essendo maggiori di 1, se li applico aumentano il valore della q_{lim} quindi agisco a sfavore di sicurezza. Per questo bisogna valutare bene se applicarli o meno. Di solito si trascurano

RISOLUZIONE di un PROBLEMA GEOTECNICO

- Caratterizzazione geotecnica
- Scelta del modello di comportamento
↳ metodo di analisi
- Definizione del profilo geotecnico di progetto
↳ parametri
- Analisi :- equilibrio
- compatibilità
- condizioni al contorno

↳ caratterizzazione geotecnica

Caratterizzare il terreno vuol dire conoscere il materiale e ciò che comporta la scelta di un modello che descriva il nostro materiale.

- stratigrafia di dettaglio (caratteristiche meso- e mega-strutturali)
- condizioni di falda
- storia tensionale (σ_{ce})
- stato tensionale (σ_0)
- caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità)
- caratteristiche di permeabilità

↳ criteri di progetto e modalità esecutive

↳ Mezzi sperimentali

1. prove di laboratorio
2. indagini in sito
3. comportamento di strutture in vera grandezza

- Caratterizzazione geotecnica del sito

Prove di laboratorio } procedure complementari
Prove in sito

unico esperto: idrologi
prove in sito
prove di laboratorio
progettazione geotecnica

Possibilità di variare il programma di indagini in corso d'opera.

- Programmazione delle indagini

Scopo:

- raccolta informazioni sufficienti alla scelta della soluzione
- evidenziare eventuali problemi in fase esecutiva
- evidenziare potenziali rischi di natura geotecnica / geologica
- fornire i valori (campo di variazione) dei parametri significativi

Occorre decidere:

- numero e tipo di prove
- ubicazione
- profondità

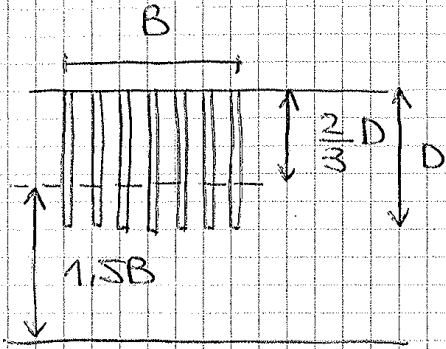
Dipende da:

- importanza del progetto
- fase di sviluppo del progetto
- complessità geologica del sito

Attenta analisi dei risultati (in corso d'opera) } grandi
Esperienze } economie

Nel caso [a] i piloni sono a grande distanza tra di loro $\rightarrow B =$ base del singolo pilone.
 Nel caso [b] i piloni sono vicini $\rightarrow B =$ allo stesso tempo il massimo fra il primo e l'ultimo pilone.

• fondazioni profonde

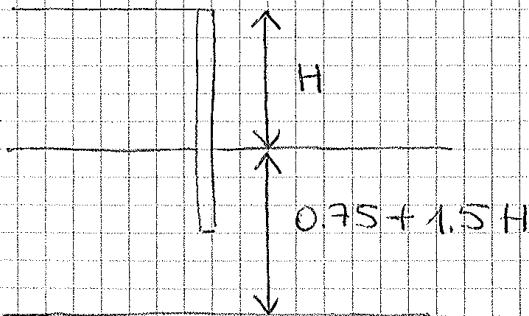


concetto di fondazione equivalente

$$Z = \frac{2}{3} D + 1.5 B$$

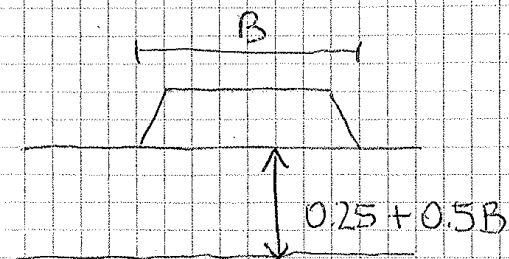
• diaframmi

Approfondimento maggiore quando l'opera ha funzione di ritenuta idraulica (rete di flusso).
 Verificare la presenza di strati impermeabili.



• Riberati ed arcioni

Approfondimento maggiore quando l'opera ha funzione di ritenuta idraulica.



- Perforazioni di sondaggio

Trivellazione } non consente una ricostruzione
Percussione } dettagliata della stratigrafia

ROTAZIONE → carattere semplice

Utilizzo delle perforazioni (o carotaggio continuo / distruzione):

- prove in foro (SPT, VT, CH, DH)
- strumentazione (piezometri, tubi inclinometrici)
- prove di pompaggio.

Stabilizzazione del foro mediante:

- tubi di rivestimento ed acqua
- fanghi bentonitici / polimeri

- Campionamento

Qualità del campionamento: dipende in base alle informazioni che si possono ricavare

Q1: profilo stratigrafico

Q2: composizione granulometrica

Q3: contenuto d'acqua → poco disturbati

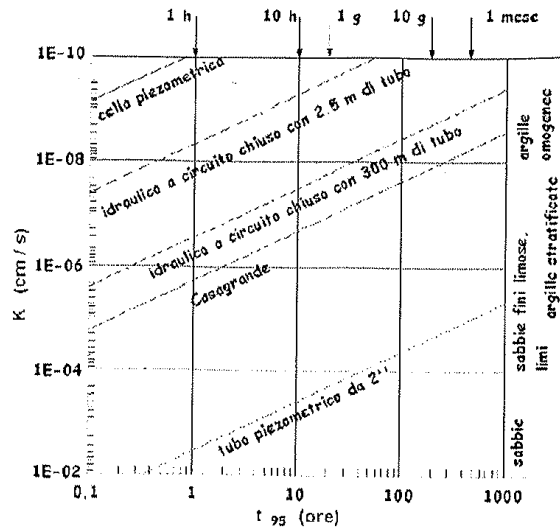
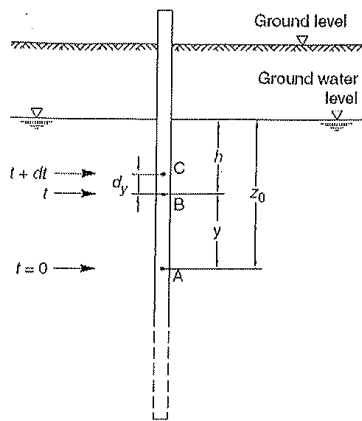
Q4: peso di volume → poco disturbati

Q5: caratteristiche meccaniche → indisturbati

Si definisce primo indisturbato quello che mantiene inalterata la struttura, il contenuto d'acqua, la composizione chimica → Q5.

Ottengo campioni indisturbati se arrivati alla profondità di rilievo tolgo il carattere ed inserisco un campionatore che viene spinto nel terreno solo con pressione.

Tempo di risposta



sul grafico identifico il tempo di risposta in funzione della permeabilità del materiale. Entro cui la permeabilità k è legge il tempo di risposta che sarà pari al 95% del reale tempo di risposta del piezometro.

se il piezometro è inserito nell'argilla, i tempi di risposta diventano altissimi e il piezometro a tubo aperto risulta non più adatto.

② PIEZOMETRO CASAGRANDE: è usato per terreni poco permeabili.

- VANTAGGI:
- rapidità di risposta.
 - semplice, economico ed affidabile.
 - facilità di spurgo e pulizia filtro.
 - possibilità di più piezometri in uno stesso foro di sondaggio.

- SVANTAGGI:
- costo del foro eccessivo.
 - NO falde artesiane.
 - lettura manuale.

- celle piezometriche
Sono sistemi elettrici in cui si misura la deformazione di una membrana per effetto della pressione dell'acqua.

Sistemi di misura:

- a corda vibrante
- elettropneumatici
- strain gauges (estensimetri elettrici)

- VANTAGGI:
- estrema sensibilità e massima rapidità nella risposta.
 - adatte in qualsiasi terreno
 - misura "locale" della pressione (nessuna limitazione per i livelli del pelo libero della fida).
 - letture automatiche
 - possibilità di più celle in uno stesso foro di sondaggio.

- SVANTAGGI:
- misura di una grandezza elettrica (curve di taratura)
 - derive elettriche
 - sensibilità alla temperatura
 - impossibilità di spurgo e rimozione di bolle d'aria

Sono frequenti guasti e malfunzionamenti: raddoppiare il numero dei punti di misura.

Sono da evitare sempre a piezometri di tipo idraulico.

PROFONDITÀ DELLA PROVA:

$N_1 - N_2 - N_3$

$N_1 - R(12)$

con R: avanzamento in cm per 50 colpi

La prova SPT è una prova economica e molto diffusa. È standardizzata da molti decenni quindi ho una vasta gamma di risultati per correlazioni. Con questa prova preleva un campione indisturbato. È di tipo impulsivo quindi risultato poco attendibile per i terreni a grana fine (influenza di Δu). Ho risultati discontinui con la profondità in quanto scelgo io a quale profondità realizzare la prova.

Dello usare delle correzioni nei seguenti casi:

- sabbie limose sotto fondo: se $N_{SPT} > 15$

$$N_c = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15)$$

- punta conica per depositi ghiaiosi: $N_c = 1,25 N_{SPT}$

↳ stima dei parametri di resistenza:

per terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie, limi non plastici):

- stima dello stato di addensamento in sito (D_r)
- stima dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante ϕ'_{cr} :

- è un parametro del terreno
- può essere valutato da prove su materiale ricostituito.
- per terreni quarzosi $\phi'_{cr} = 30' - 34'$
- valutazione del livello tensionale medio p'_f

$$(p'_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3})$$

↳ stima della densità relativa

• Terzaghi - Peck :

| NSPT | Dr |
|-------|---------------|
| 0-4 | molto sciolta |
| 4-10 | sciolta |
| 10-30 | media |
| 30-50 | densa |
| >50 | molto densa |

• Gibbs - Holtz → camera di calibrazione → influenza della profondità.

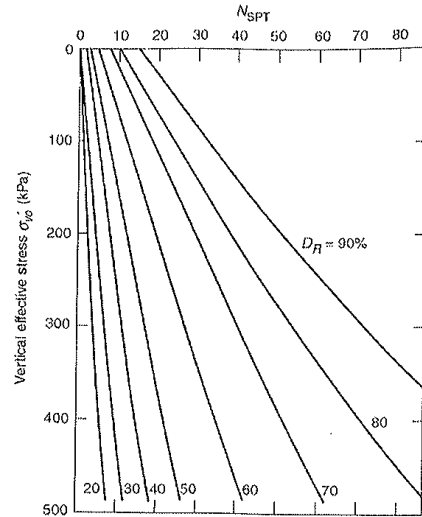


Figure 7.34 Relative density from STP (Gibbs and Holtz, 1957).

• Bazaraa

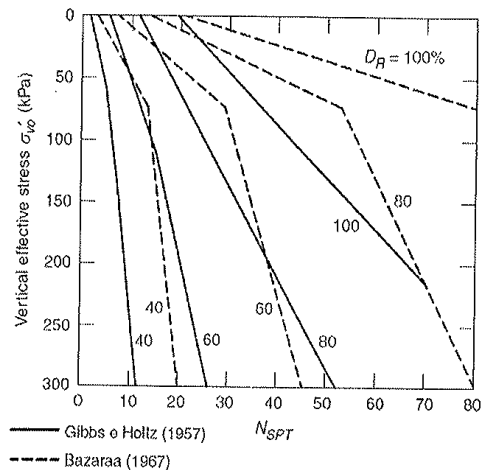
• Skempton

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}}$$

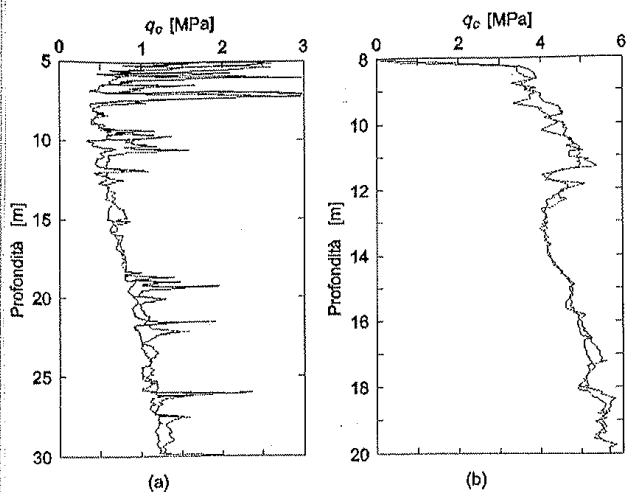
$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT}$$

| | | |
|---|---------------------------------|-------------------|
| { | $\frac{2}{1 + \frac{516}{100}}$ | sabbie fini |
| | $\frac{3}{2 + \frac{516}{100}}$ | sabbie grossolane |

Bazaraa (1967)



→ Profilo stratigrafico



la prova CPT consente di valutare il profilo stratigrafico del terreno.

Nota a ricordare qc per argille e sabbie:

ARGILLE: $q_c \sim 0 - 3$ MPa

SABBIE: $q_c \sim 2 - 30$ MPa

q_c dipende dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' .

Nei terreni a grana fine ho rottura non drenata ND .

In alcuni tratti del grafico l'aumento della resistenza alla punta è quasi lineare, in altri punti presenta dei picchi.

Quando ho dei picchi vuol dire che il terreno oppone grande resistenza (come avviene per le sabbie) poi si abbassa la resistenza quando riesco a penetrare il terreno.

Se affianco un sondaggio ad una prova CPT riesco ad avere la stratigrafia corretta dello zona.

Nel caso (b) se interpolo i risultati ho una retta che non passa per l'origine e questo è il comportamento tipico delle argille sovraconsolidate.

Con la prova CPT posso misurare anche le pressioni neutre. Se il terreno è saturo e lo porto a rottura in modalità non drenata, ho un incremento delle pressioni neutre.

Attraversando la sabbia mi aspetto un valore nullo delle sovrappressioni.

→ PIEZOCONO (CPTU)

È un cono elettrico dove sono inseriti uno o più filtri (pietre porose) abbinati ad un trasduttore di pressione che permette di valutare la pressione neutra dell'acqua durante l'impissione.

La difficoltà operativa sta nel fatto che il filtro deve rimanere sempre in condizioni sature perché altrimenti ho una misura spalzata.

Un'altra difficoltà è quella di stabilire la posizione più efficace per il filtro. La posizione migliore è quella subito dopo la parte conica.

↳ Profilo stratigrafico di grande dettaglio:
Nell'attraversare strati con bassa permeabilità come limi ed argille, ho un valore di u che si discosta da quello rilevato con il piezometro in condizioni statiche. Invece per le sabbie le due misure sono simili. In questo modo conosco lo strato che sto attraversando.

↳ Curve di dissipazione

Nei terreni coesivi vedo la bloccare e l'annanzamento della punta e voluto la dissipazione delle sovrappressioni ottenendo così la misura del coefficiente di consolidazione C_v che dipende dal tipo di terreno, dalla sua permeabilità, dalle condizioni di drenaggio.

→ PROVE SISMICHE

Inserendo nel mezzo due geofoni è possibile realizzare delle prove DOWN-HOLE (DH) e CROSS-HOLE (CH) che sfruttano il propagarsi delle onde.

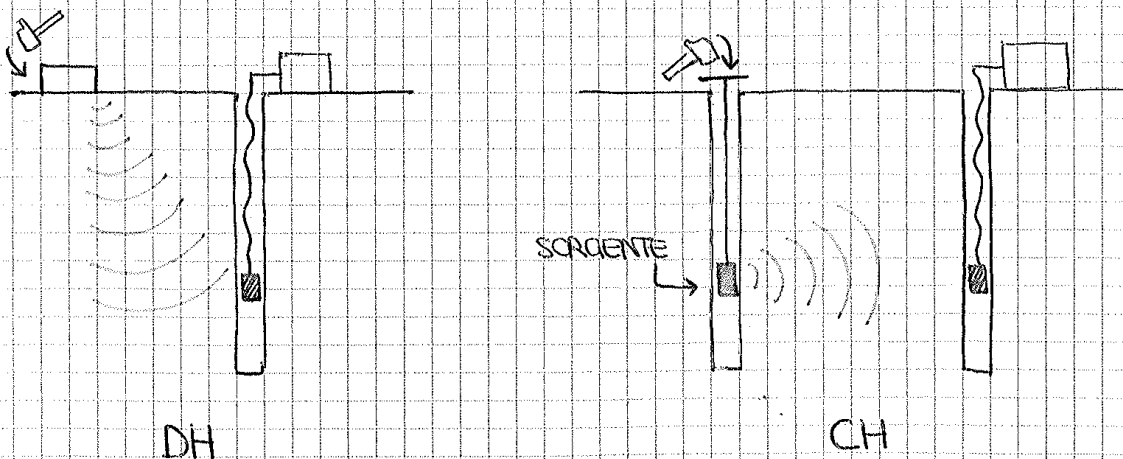
↳ DOWN-HOLE (DH): dalla superficie genero un'onda di compressione o di taglio e l'onda si propaga nel terreno e con il geofono voluto la risposta sotto questa sollecitazione.

↳ CROSS-HOLE (CH): creo due fori posti ad una distanza "d", noto "d" verifico la verticalità dei fori ed uso i fori per inserire un geofono in uno ed una sorgente nell'altro, posta alla stessa quota di applicazione del geofono ed impongo una sollecitazione di tipo sismico e con il geofono voluto la sollecitazione.

In entrambe le prove si misura la velocità delle onde di taglio V_s :

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (G_0: \text{modulo di taglio o piccole deformaz.})$$

↑ è un modulo max ↑ deformazioni → ↓ modulo di deformabilità



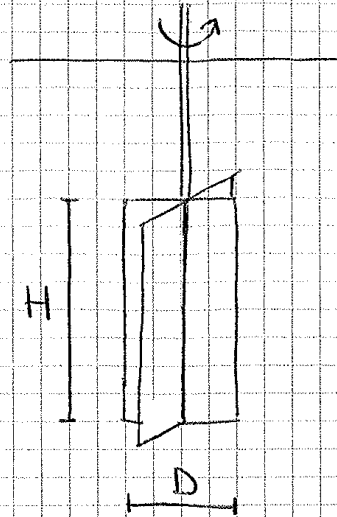
Il limite delle 2 prove è quello di realizzare i fori di sondaggio.

Metto così in relazione M_{max} con la resistenza non drenata del terreno.

$$M_{max} \sim 6^{\circ}-12^{\circ} / \text{min}$$

$$\frac{H}{D} = 2$$

$$S_u(FV) = \frac{6 M_{max}}{7 \pi D^3}$$

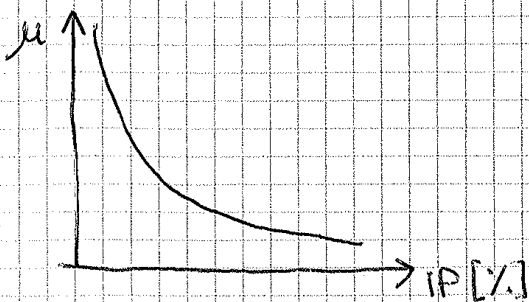


Prima di eseguire la rotazione devo attendere alcuni minuti (2-5 min) per far dissipare le sovrappressioni indotte dall'infissione.

Dopo la rottura si eseguono 10 rapide rotazioni dello strumento, dopo di che si ripete la prova e si misura la S_u del terreno rimangogiato. Ricordo quindi la SENSIVITA'!

$$S_e = \frac{S_u(MAX)}{S_u(RIMAN)}$$

La coesione non drenata NON è un parametro proprio del terreno ma un parametro di comodo che uso per eseguire delle analisi in condizioni non drenate con le tensioni totali. Esso dipende anche dalle modalità di prova. Il valore che ottengo può essere diverso dal caso reale quindi devo correggere il valore ottenuto con la prova seissometrica con un coefficiente correttivo, per arrivare così al valore da usare.



$\uparrow IP \rightarrow \downarrow \text{coeff. correttivo } \mu$

I punti A e B possono essere assimilati alla tensione orizzontale iniziale a cui trova il terreno (σ_{ho}). Il valore di σ'_{ho} è quello di σ'_{ho} cui consentirebbero di valutare il coefficiente di spinta a riposo del terreno, però i valori non possono essere considerati ufficiali perché nel caso [a] non è facile trovare il punto di flesso, mentre nel caso [b] la modalità di immissione della sonda genera problemi soprattutto quando si ha a che fare con terreni consistenti.

$$k_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}}$$

COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO

I valori di k_0 li posso comunque calcolare e poi correggere.

Le modalità con cui vengono indotti gli aumenti di volume sono assimilabili a quelli di un cilindro cavo.

$$\delta \sigma_{r=a} = p_L + S_u \ln \frac{\delta V}{V}$$

↑
variazione
di tensione
radiale

↑
pressione
limite

La tensione limite è la pressione massima che definisce una variazione di volume, rapportata ad un volume iniziale, pari ad uno.

Con la formula scritta sopra ottengo la coesione non drenata.

Se considero la relazione tra deformazione e tensione radiale, posso ottenere il modulo di deformazione al taglio.

FONDAZIONI SU TERRENI A GRANA FINE



L'applicazione del carico modifica lo stato tensionale del terreno che dipende sia dallo stato iniziale che dallo stress path.

Se applico un carico su terreni fini che sono sempre saturi di acqua, per consentire un aumento dell'indice dei vuoti, e acqua dovrebbe uscire. La permeabilità dei terreni fini (argille e limi) è però molto bassa e quindi il tempo per far uscire l'acqua e per dissipare la sovrappressione dell'acqua sarà molto lungo e di sicuro molto più lungo del tempo di applicazione del carico.

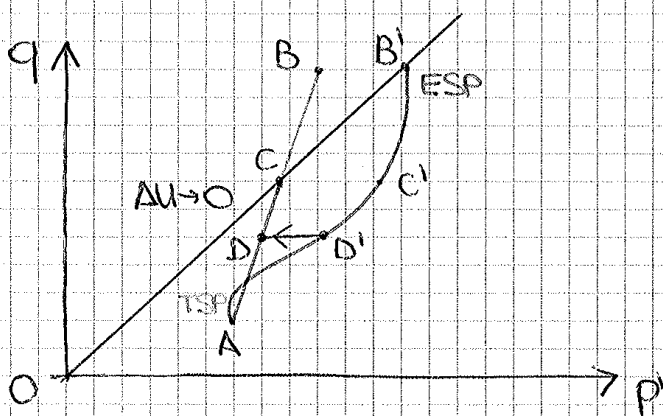
Nell'inizio il materiale è in condizioni non drenate (è incompressibile). Con la teoria dell'elasticità posso calcolare Δu il problema è che non so stimare le Δu che possono essere maggiori o minori di zero. In condizioni non drenate $\Delta u > 0$, in condizioni drenate $\Delta u < 0$. Non spendo quindi quanto vale Δu ricorso all'analisi in condizioni ^{non} drenate con tensioni totali.

Le condizioni più critiche sono quelle a breve termine, cioè all'inizio.

Se la rottura non avviene all'inizio, non avviene più perché le Δu vanno diminuendo, quindi le tensioni efficaci aumentano nel tempo. Le tensioni efficaci sono massime quando si è esaurita tutta la Δu .

Verifico le condizioni a breve termine usando le tensioni totali.

→ TERRENO molto OC



F_s diminuisce con il tempo. Le condizioni a lungo termine sono le più critiche.

Se applico il carico questo terreno tenderebbe a generare la dilatazione che però è impedita e quindi si genera $\Delta u < 0$.

Considero sempre il punto A. Il TSP è a sinistra dell'ESP.

B' sarebbe il punto di rottura per l'ESP ma B sulla TSP è oltre il punto di rottura C.

L'incremento di tensione indotto dal carico però deve comunque stare sotto il punto C.

Perché se fossi in C' , nel tempo andrei oltre lo stato critico e causerei il colosso immediato.

Devo quindi fermarmi a D' in modo che quando si è persa tutta la Δu , comunque, sul TSP resto sotto la retta di stato critico.

$$b^{\circ} = 1 - \frac{2\alpha}{\pi+2}$$

$$[\alpha] = \text{rad}$$

$$\begin{cases} d^{\circ} = 1 + 0.4 \frac{D}{B} & \text{se } D < B \\ d^{\circ} = 1 + 0.4 \log^{-1} \frac{D}{B} & \text{se } D > B \end{cases}$$

$$g^{\circ} = 1 - \frac{2w}{\pi+2} \xrightarrow{\text{aggiunto del termine}} \frac{1}{2} \gamma B \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) (-2w) \quad [w] = \text{rad}$$

→ RICAPITOLANDO:

- TERRENI A GRANA GROSSA (sabbie, ghiaie)

→ CONDIZIONI DRENATE
(tensioni efficaci)

- TERRENI A GRANA FINE (argille, limi)

A BREVE TERMINE:
CONDIZIONI NON DRENATE
(tensioni totali)

A LUNGO TERMINE:
CONDIZIONI DRENATE
(tensioni efficaci)

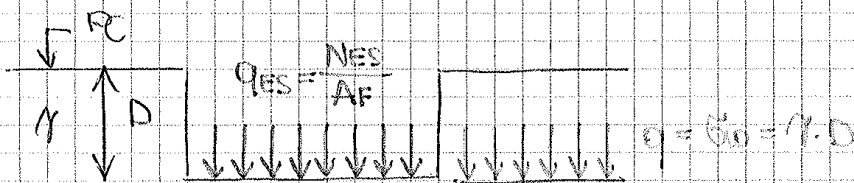
In prima approssimazione la C_u operativa la trovo ad una profondità dal P.P. pari a $B/2$.
 Se avessi usato il valore di C_u del P.P. avrei commesso un "errore" a favore di sicurezza in quanto avrei sottostimato la resistenza.

→ FONDAZIONI PARZIALMENTE O TOTALMENTE COMPENSATE

HO un terreno coesivo in cui realizzo uno scavo e poi una FONDAZIONE A PLATEA.



Modellizzo la situazione: divido il carico N per l'area $\rightarrow q$



Se $q_{ES} \leq q \rightarrow$ FONDAZIONE COMPENSATA: non può andare a rottura per capacità portante perché ho tolto più peso di quello che poi sono andato ad applicare. Poiché quindi il terreno ha già sopportato carichi maggiori ed il materiale in questione è elastico, i cedimenti saranno piccolissimi.

Se $q_{ES} > q \rightarrow$ FONDAZIONE PARZIALMENTE COMPENSATA: devo trovare qual'è la q_{lim} :

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

dove q è il valore che porta a rottura la fondazione.

CONFRONTO TRA VERIFICA SLU E SLE

Quando faccio una verifica allo stato limite ultimo (SLU), non voglio ottenere un risultato esatto ma un risultato quanto più possibile cautelativo.

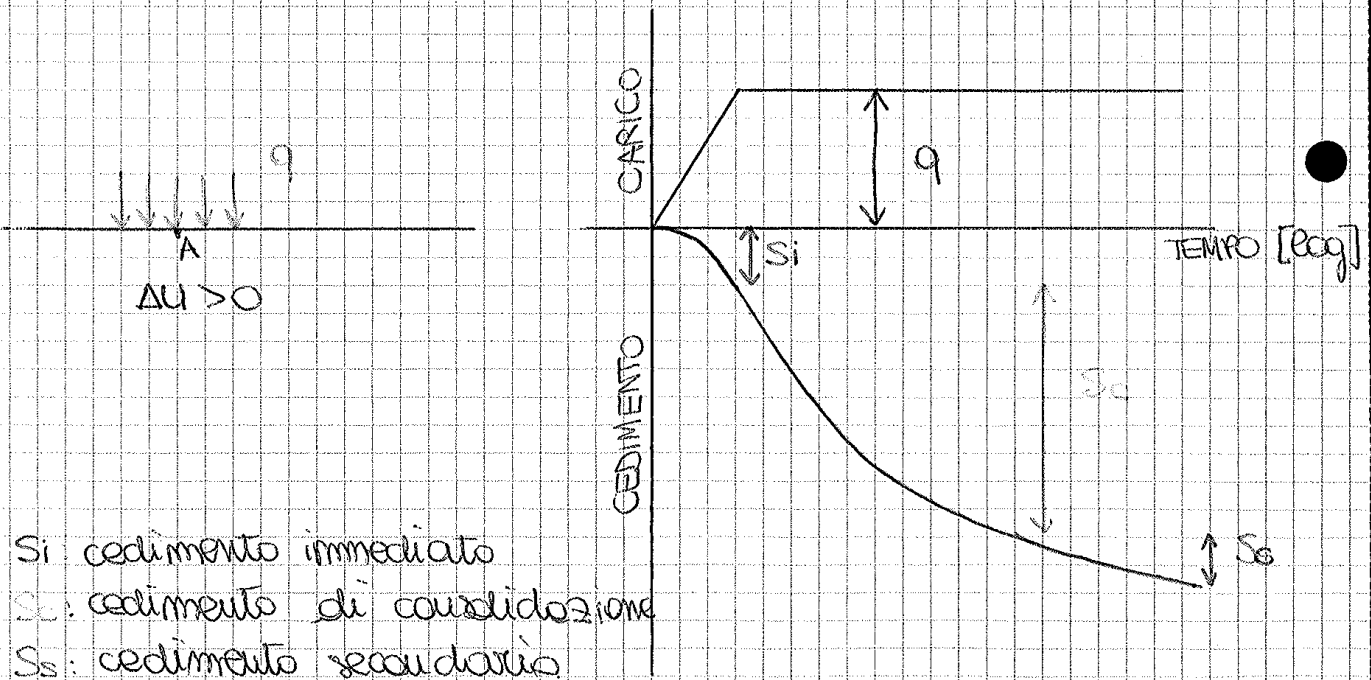
La verifica a SLU è una verifica ideale perché ipotizziamo una rottura a cui in realtà non vogliamo arrivare. La probabilità di rottura deve comunque rimanere bassa.

Quando faccio una verifica allo SLE sto esaminando una situazione reale.

Le incertezze sul modulo di rigidità sono molto alte a causa della tecnologia del terreno.

Quando faccio una verifica allo SLE posso ottenere risultati molto diversi in base ai metodi che uso per arrivare ad essi.

- Applicazione di un carico di DIMENSIONI FINITE su un terreno a GRANA FINE



La consolidazione della sovrapposizione è immediata, mi trovo in condizioni diverse.

Quando finisce l'applicazione del carico ho un cedimento primario pari a $S_1 + S_2$ che però non sono più distinguibili. Anche nelle sovrapposizioni resta l'aspetto viscoso.

CEDIMENTO AMMISSIBILE

La verifica a SLE sta nello stimare il massimo cedimento ammissibile per ogni fondazione.

La definizione del cedimento ammissibile S_{AMM} ed il legame tra cedimento e danno dipendono da molti fattori: tipo logico strutturale, vincoli, tempi, fattori economici.

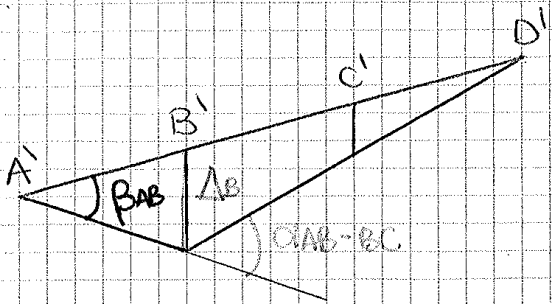
La valutazione di S_{AMM} serve per evitare danni estetici, funzionali e strutturali.

È l'esperienza che il più delle volte ci guida nella scelta del S_{AMM}.

1° passo raccolta e analisi di "case histories" ben documentate.

- a. Skempton, McDonald (1956) → 98 edifici (UK)
- b. Folshin, Tokar (1957) → edifici dell'Europa dell'est
- c. Ricciardi, Scanzano (1985) → 25 edifici (Italia)
- d. Burland, Wrath (1974) → edifici in muratura

2° passo individuazione dei parametri critici e definizione dei valori di soglia.



α : DEFORMAZIONE ANGOLARE

β_{ij} : ROTAZIONE RELATIVA

Δ_i : INFLESSIONE

$\frac{\Delta_{max}}{L}$: CURVATURA

Per ogni coppia di campata posso definire quanto la trave lineare ha ruotato rispetto alla condizione iniziale (deformazione angolare α)
 Un altro parametro è β che misura la rotazione aggiuntiva di ciascuna campata rispetto al moto rigido indeformato.

con il parametro Δ indicato invece è l'inflessione che rapportata con la lunghezza ci dà la curvatura

↳ Raccomandazioni sui parametri

• EDIFICI INTELAIATI IN C.A. → parametro critico β

- fessure ai giuntamenti → $\beta \leq \frac{1}{300}$ $\beta \leq \frac{1}{500}$

- danni strutturali → $\beta \leq \frac{1}{150}$ $\beta \leq \frac{1}{250}$

↑
Stempson + Riccioli

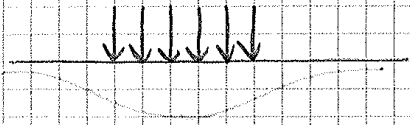
↑
Rolskin

• EDIFICI IN MURATURA O A PARETI PORTANTI → parametro critico $\frac{\Delta}{L}$

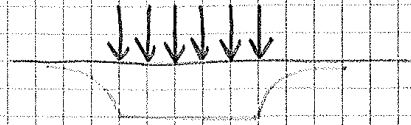
- Fessure e danni strutturali $\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta}{L} \leq 2 \cdot 10^{-4} \quad \frac{L}{H} = 1 \\ \frac{\Delta}{L} \leq 4 \cdot 10^{-4} \quad \frac{L}{H} = 5 \end{array} \right.$

la curvatura dipende dallo spessore della struttura.

ARGILLE



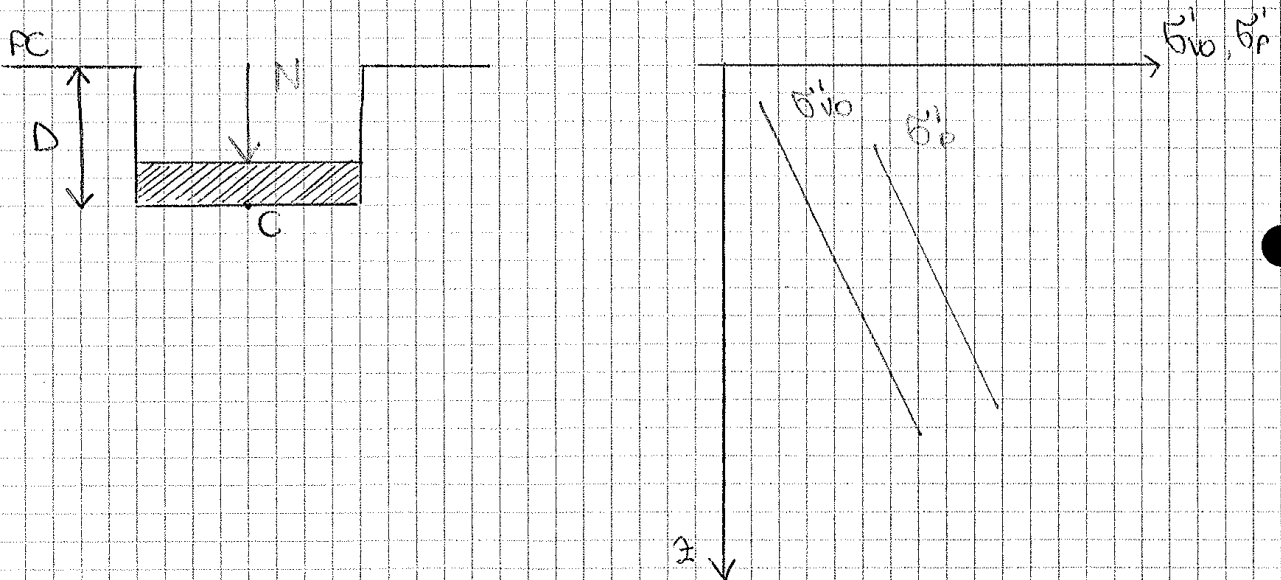
SABBIE



Se ho un deposito argilloso questo trasferisce bene gli sforzi di taglio. Quindi se applico un carico in una zona si genera un ampio cono di SUSSIDENZA e quindi il carico si riduce anche a grande distanza.

Nelle sabbie invece il cedimento maggiore si ha nella zona di applicazione del carico, la sabbia si comporta come un letto di molle alla winkler e non trasferisce bene gli sforzi di taglio.

- Terreni a grana FINE: METODO MONODIMENSIONALE



Quando si parla di cedimenti si cerca di valutare il cedimento nel punto di mezzaria della fondazione non esiste più il concetto di base ridotta.

Se il carico concentrato fosse accompagnato da momento (eccentricità) o carico orizzontale, il cedimento del punto C non cambierebbe.

Stimo l'incremento tensionale verticale ($\Delta\sigma'_v$) indotto dal carico (Δq) sotto l'asse baricentrica

Il metodo è affidabile per l'attendibilità delle misure e dei parametri che inserisco (σ'_{10} e c_r)

lungo la verticale baricentrica, gli elementi si deformano per compressione.

Considero un punto A e stimo il $\Delta\sigma'_v$ e la deformazione verticale indotta dall'applicazione di carico. Devo valutare in particolare la deformazione che ho passando da σ'_{10} a $\sigma'_{10} + \Delta\sigma'_v$

Sopra σ'_{10} arrivo nello stato vergine delle deformazioni in cui alle deformazioni elastiche si sommano quelle plastiche.

Il cedimento nel punto C lo calcolo come:

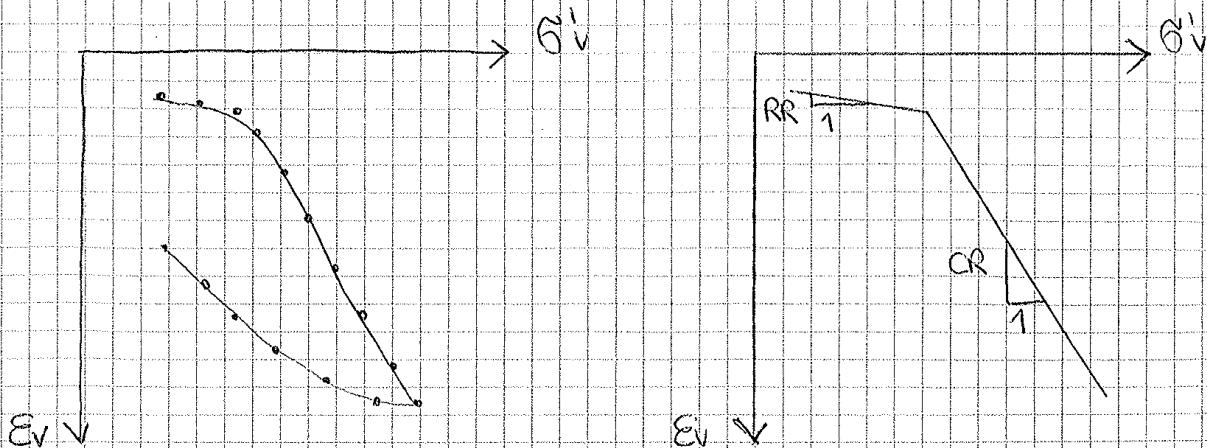
$$S_c = \int_0^{\infty} E_v dz'$$

PROVA EDOMETRICA

È una prova monodimensionale (una di sono deformazioni radiali) eseguita con incrementi di carico in progressione geometrica (25, 50, 100, 200...)

il carico è applicato in maniera impulsiva.

Anche i tempi sono in progressione geometrica individuando t_{90} (tempo di fine consolidazione) e posso così calcolare S_c (consolidazione)



Il cedimento edometrico corrisponde, se l'argilla è tenera, all'acquinta dovuta alla consolidazione primaria (S_e)

Se $S_i \sim 10\% S_e$ per calcolare l'effettivo cedimento di C dovrai calcolare il cedimento edometrico ($= S_e$) e moltiplicarlo del 10%.

CEDIMENTO EDOMETRICO: S_{ed}

↳ ARGILLE TENERE $S_{ed} \sim S_e$ $S_i \sim 0,1 S_e$ $S_t \sim 1,1 S_{ed}$

↳ ARGILLE CONSISTENTI $S_{ed} \sim S_e$ $\frac{1}{3} \leq \frac{S_i}{S_e} \leq \frac{2}{3}$

↳ Terreni a grana grossa:

Non potendo prelevare campioni dello stesso modo metodi empirici e teorici. Quelli empirici cercano di correlare il cedimento direttamente alla prova in situ (SPT e CPT). Queste prove sono standardizzate ed ho un gran numero di dati a disposizione.

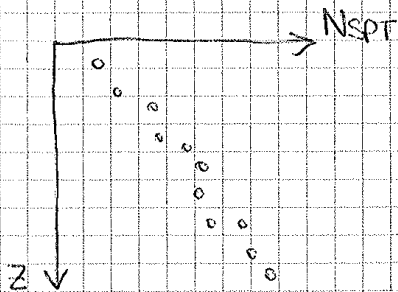
Posso scegliere, per i terreni a grana grossa tre diversi tipi di prove:

- PROVE SPT → BURLAND E BURBIDGE
- PROVE CPT → SCHMERTMAN
- G, ν / SPT → BERARDI E LANCELOTTA

La scelta delle prove è affidata alla sua affidabilità. Il 98% delle prove è di tipo penetrometrico (SPT, CPT). Il 3° tipo di prove consente l'inserimento dei parametri G e ν a seguito delle prove SPT.

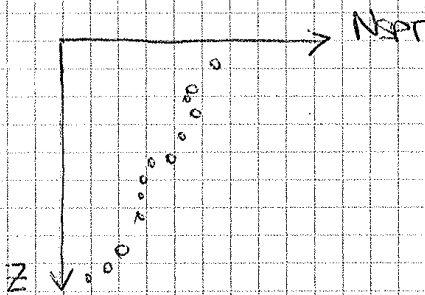
Dalle osservazioni sperimentali si è visto che:

- se ho un profilo di resistenza normale, in cui la portata di densità relativa, se aumenta la profondità, aumenta anche la resistenza, posso stimare Z_i come:



$$Z_i = B^{0.7} \quad [B] = m$$

- se il profilo di rigidità decresce con la profondità, cioè lo stato di addensamento diminuisce con la profondità, posso stimare Z_i come:



$$Z_i = 2B$$

Il metodo di Burland e Burbridge cerca di stimare il valore del parametro in analisi più probabile sapendo che ho il 50% di probabilità che possa essere superato, non è quindi un metodo cautelativo.

se la sabbia è NC $\rightarrow k_c = \frac{1.705}{N_{AV}^{1.4}}$ k_c : INDICE DI COMPRESSIBILITÀ

se la sabbia è OC $\rightarrow k_c/3$. solo nel caso di caricamento ed ho una rigidità maggiore.

Con questo metodo non tengo conto dei fattori che influenzano la compressibilità delle sabbie, i comportamenti delle quali sono molto variabili.

f_s : FATTORE DI SICUREZZA

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{0.25 + L/B} \right)^2 \quad (\text{per fondazioni rettangolari e nastroformi}).$$

$f_s = 1 \rightarrow$ fondazione quadrata o circolare

$f_s > 1 \rightarrow$ fondazione allungata o nastroforme.

$f_s > 1.5 \rightarrow$ fondazione nastroforme (aumento di cedimento rispetto alla fondazione quadrata)

f_t : FATTORE DI TEMPO che considera i fenomeni viscosi.

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} \right) > 1 \quad t \text{ [anni]}$$

| | carichi statici | carichi ciclici | |
|-------|-----------------|-----------------|---|
| R_3 | 0.3 | 0.7 | ← aliquota di cedimento dei primi 3 anni. |
| R | 0.2 | 0.8 | |

NB la formula è di tipo empirico, quindi devo inserire i coefficienti con le unità di misura corrette.

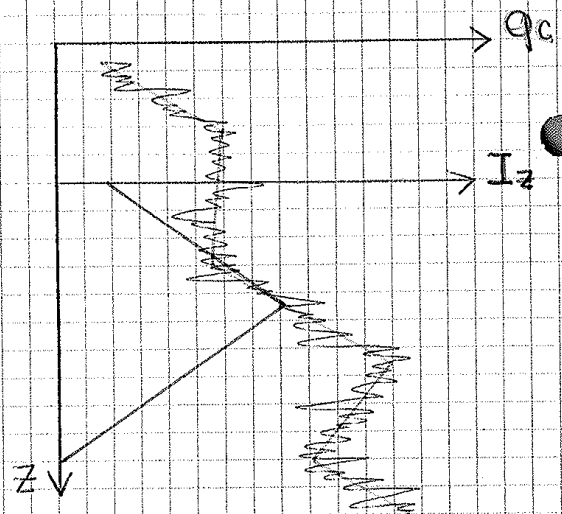
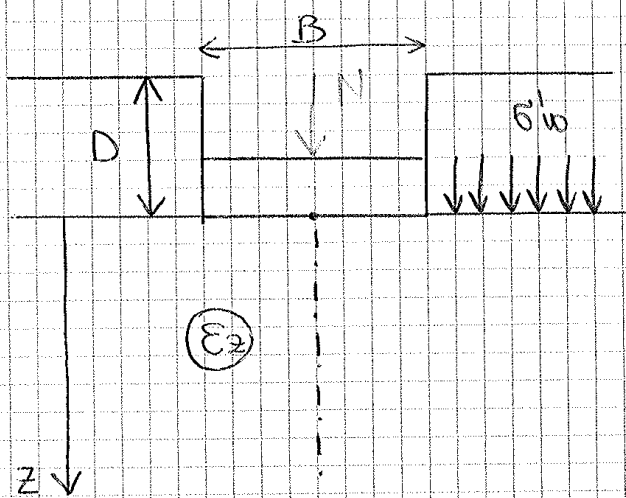
Se ho carichi statici i coefficienti sono contenuti se la struttura è soggetta a carichi ciclici, ci sono grandi cedimenti e c'è la composizione del terreno. I coefficienti sono più alti.

f_H : < 1 tiene conto dell'eventualità che lo strato più deponibile sia seguito da uno strato più rigido, con spessore dello strato deponibile $< Z_i$

$$f_H = \frac{H}{Z_i} \left(2 - \frac{H}{Z_i} \right) \quad H < Z_i$$

Il metodo di Burland e Burbridge non è correlativo → il cedimento medio assoluto è dello stesso ordine di grandezza del massimo cedimento differenziale tra i pilastri dell'edificio in analisi.
 Nelle scorie ho pilastri isolati quindi devo accettare dei cedimenti inferiori.

2. SCHMERTMANN



$$q' = \frac{N}{A}$$

$$\Delta q = q_N = q' - q'_{lo}$$

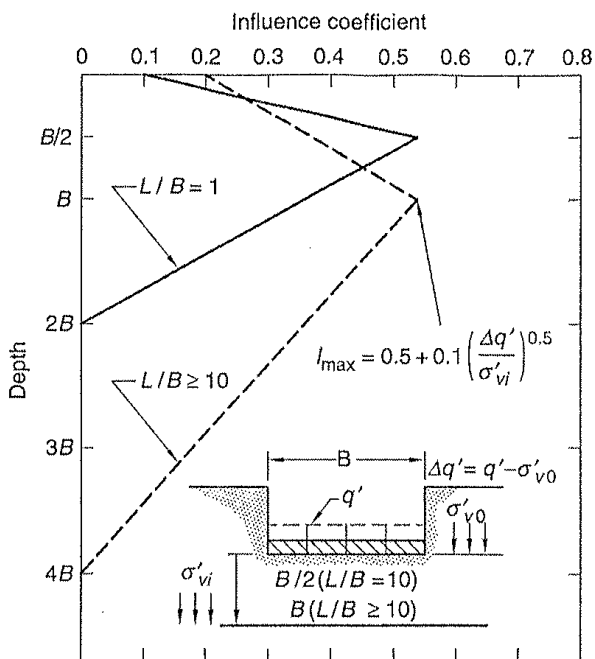
Schmertmann assume che il cedimento di riacaro sia uguale a quello di carico e quindi lo trascura.

Schmertmann si occupa di calcolare i cedimenti lungo la verticale baricentrica della fondazione.

Dalla formula dell'elasticità:

$$E_2 = \frac{\Delta q}{E_2} I_z \quad (I_z \text{ è un coefficiente di influenza})$$

Con questo metodo si valuta lo rigidezza di ogni singolo strato al variare della profondità.



la struttura finale della formula ha 2 coefficienti correttivi:

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \sum \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta z_i$$

C_1 : tiene conto dell'approfondimento nel piano di posa.

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} \geq 0.5$$

$$0.5 \leq C_1 < 1$$

se $C_1 < 0.5 \rightarrow$ assumo 0.5

C_2 : tiene conto degli effetti viscosi (cedimento secondario)

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad [t] = \text{anni}$$

E viene assunto con:

$$\begin{cases} E = 2.5 q_c & \text{se } L/B = 1 \\ E = 3.5 q_c & \text{se } L/B \geq 10 \end{cases}$$

se ho una fondazione quadrata I_c parte da 0.1
 se ho una fondazione rettangolare I_c parte da 0.2

il massimo di $l_c = B/2$ per fondazione quadrata.

il massimo di $l_c = B$ per fondazione rettangolare.

$$I_{max} = 0.5 + 0.1 \left(\frac{\Delta q'}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

σ'_{vi} è la tensione verticale efficace calcolata nel punto di massimo (B o $B/2$)

la soluzione elastica è:

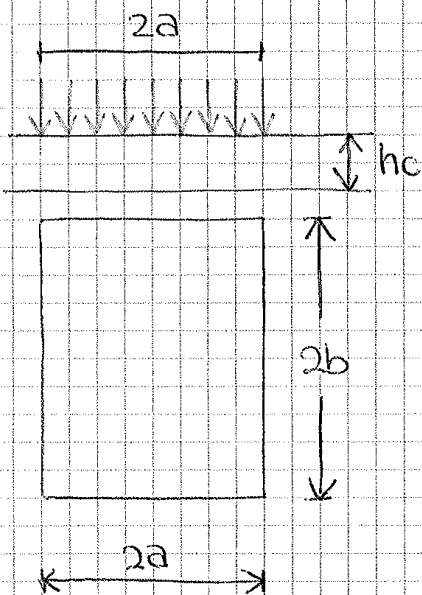
$$W = \frac{q_N}{E'} \cdot B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I$$

I : coefficiente di influenza che dipende da:

- geometria della fondazione
- rigidità della fondazione
- spessore dello strato deformabile ($H=B$)

adottiamo volutamente solo la forma della fondazione perché rigidità e spessore sono fissati.

sto considerando il punto C che si trova a $B/2$.



In base al rapporto tra h_c con a vedo a definire I_R prendendo il suo valore dalla tabella.

| h_c/a | circle | $b/a=1$ | 2 | 5 | 10 |
|---------|--------|---------|-------|-------|-------|
| 0.20 | 0.096 | 0.096 | 0.098 | 0.099 | 0.099 |
| 0.50 | 0.225 | 0.226 | 0.231 | 0.236 | 0.238 |
| 1.00 | 0.396 | 0.403 | 0.427 | 0.441 | 0.446 |
| 2.00 | 0.578 | 0.609 | 0.698 | 0.748 | 0.764 |

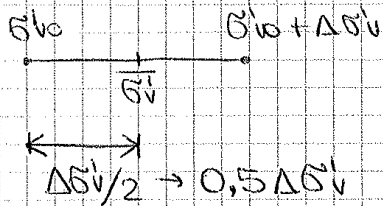
$$B=2a \quad h_c=B=2a \rightarrow h_c/a = 2a/a = 2$$

E' aumenta non linearmente ma con la radice quadrata del livello tensionale medio.

Sostituisco l'espressione di $\bar{\sigma}'_v$ in quello di E' .

$$E' = K_E \cdot p_a \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} + 0.5 \Delta \sigma'_v}{p_a}}$$

$\bar{\sigma}'_v$ si trova a "meta strada" tra σ'_{v0} e $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v$



C : livello deformativo medio

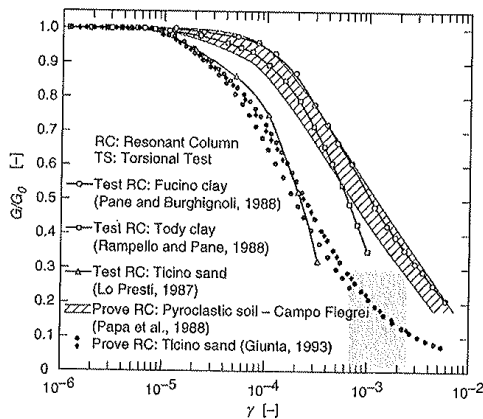
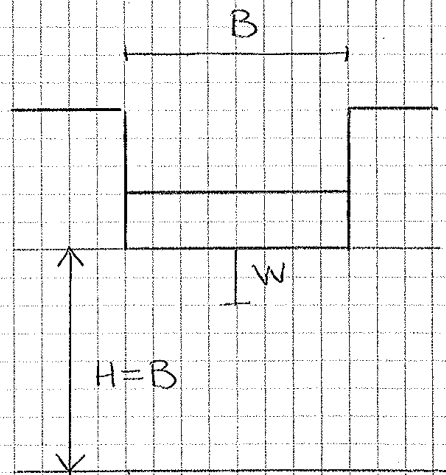


Figure 5.46 Decay of shear modulus with strain level (Lancellotta and Calavera, 1999).



Nel primo tratto $G = G_0$ ed è pari al massimo valore (1). Fino alla soglia elastica il comportamento è elastico e reversibile.

I livelli deformativi con cui lavorano sono però dell'ordine di 10^{-3} quindi $G/G_0 \sim 0,1$

Il livello deformativo medio ($\bar{\epsilon}_z$) è pari a:

$$\bar{\epsilon}_z = \frac{W}{H} = \frac{W}{B} \quad \text{CEDIMENTO RELATIVO}$$

W : cedimento totale.

Ad ogni N_1 corrisponde la densità relativa D_r ottenendo così il profilo di D_r in funzione della profondità. Stimò un D_r medio dello strato e lo correlò a $K_{E0,1}$

$$D_r = \sqrt{\frac{N_1}{60}}$$

Si analizziamo ora i procedimenti per ricalcolare il cedimento w :

① INDAGINI IN SITO E STIMA DI D_r → STIMA DI $K_{E0,1}$

Se ho prove penetrometriche con cui calcolo D_r , per prima cosa trovo il D_r medio dello strato e calcolo il numero del modulo $K_{E0,1}$.

Se invece ho il modulo $E_{0,1}$ della prova, lo dato calibrare sul valore 0,1 di riferimento

② VALUTAZIONE DELLO STATO TENSIONALE:

σ'_{v0} : tensione verticale geostatica

$\Delta\sigma'_v$: incremento dovuto a q_N

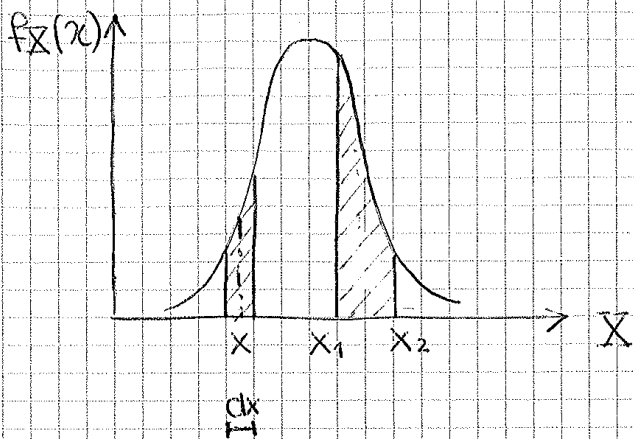
valuto $E'_{0,1}$ incrementando $K_{E0,1}$ di un valore che tiene conto dell'incremento di carico.

$$E'_{0,1} = K_{E0,1} p_a \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} + 0.5 \Delta\sigma'_v}{p_a}}$$

③ CALCOLO DEL CEDIMENTO w (cedimento iniziale):

$$\frac{q_N}{E'_{0,1}} = \frac{1}{125 \cdot I (1-\nu^2)} \left(\frac{w}{B}\right)^{0.3}$$

calcolo quindi il cedimento w che rappresenta il cedimento iniziale a fine costruzione.



Ogni grandezza è
aleatoria, ha un'incertezza e non può essere
trattata in modo
deterministico

Prendo una grandezza
che non è fissa ne' nel
tempo ne' nello spazio
ed è aleatoria.

Per definire devo stabilire un intervallo spaziale
e temporale. Caratterizzare una grandezza
significa per tracciare la $f_X(x)$ che è la
funzione di densità di probabilità (di
distribuzione di probabilità).

x : dimensione assunto del parametro

X : parametro

L'ascissa x non rappresenta la probabilità che
 X assumo il valore x , è solo la densità
di probabilità.

la probabilità che X cada in un intorno
di x è data da:

$$f_X(x) \cdot dx$$

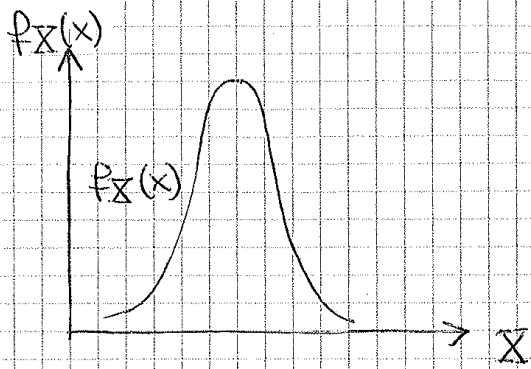
Per definire la probabilità devo considerare un
intervallo, la probabilità è l'area sottesa
dalla curva.

la probabilità che $x_1 \leq X \leq x_2$ è:

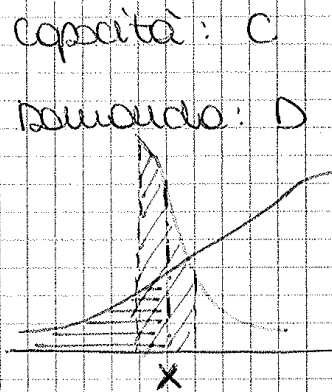
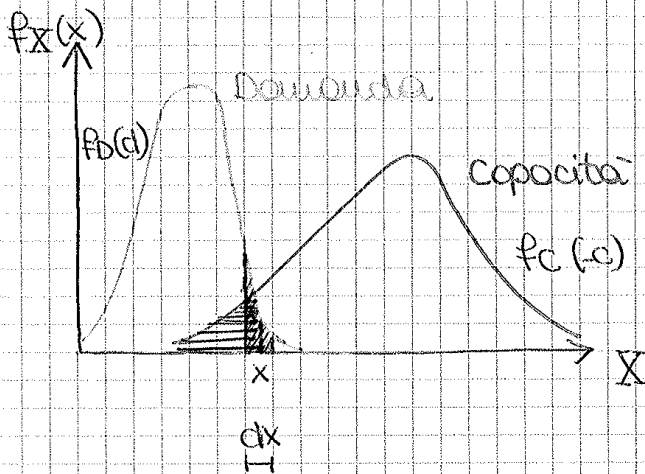
$$P \{ x_1 \leq X \leq x_2 \} = \int_{x_1}^{x_2} f_X(x) dx \quad \text{con } f_X(x) \geq 0$$

condizione

probabilità di
accadimento
dell'evento



Fare una misura della sicurezza significa sapere di conoscere per ogni grandezza la funzione densità di probabilità e di saper ricavarne per ogni verifica, le funzioni densità di probabilità per la sollecitazione (domanda) e per la resistenza (capacità).



La probabilità di rottura è definita:

$$P_f = P\{C \leq D\}$$

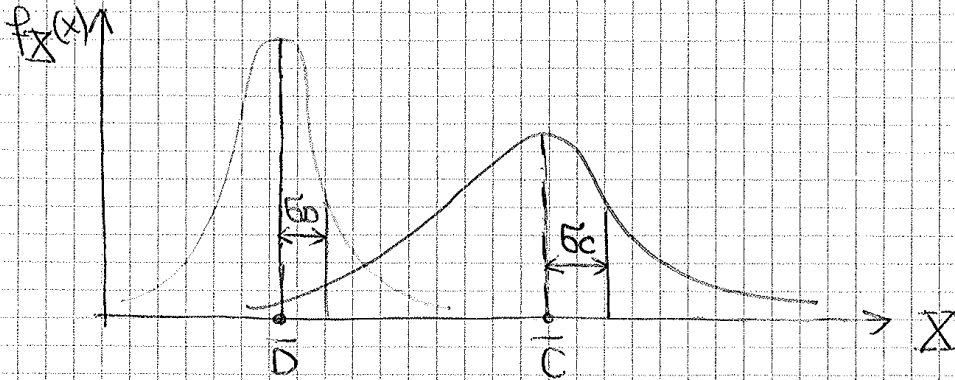
la probabilità di un evento continuo:

$$\begin{cases} (a) P\{x \leq D \leq x + dx\} = f_D(x) \cdot dx & \equiv \\ (b) P\{C \leq x\} = \int_{-\infty}^x f_C(u) \, du = F_C(x) & \equiv \end{cases}$$

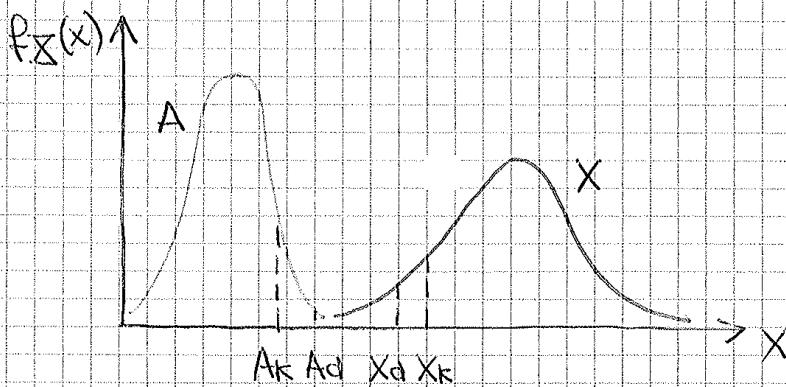
quindi:

$$\int f_D(x) \, dx = \int F_C(x) \, dx$$

Fatte le seguenti assunzioni, assumendo che D e C abbiano una distribuzione gaussiana, noti il valore medio e la varianza di ognuno, si calcola la probabilità di rottura.



Per esercizi usare il metodo di esempio 1 detto semplomatico o dei valori estremi



Sappiamo di non conoscere la distribuzione di probabilità ma defuiseo dei flutti che dovrebbero essere associati ad una probabilità di superamento e non superamento.

95% fluttile superiore per l'azione

5% fluttile inferiore per la capacità

il fattore di sicurezza globale è:

$$F_s = \frac{C_{oper}}{D_{es}}$$

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Le norme tecniche per le costruzioni raccolgono in un unico testo organico le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali.

Per quanto non espressamente specificato, fanno riferimento a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel capitolo 12 (in particolare agli Eurocodici e relative appendici nazionali).

Definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e durabilità.

Le norme tecniche per le costruzioni:

- forniscono i criteri generali di sicurezza
- precisano le azioni che devono essere utilizzate
- definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti
- trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli STATI LIMITE che si possono verificare durante la vita nominale.

STATO LIMITE: la condizione sperata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

↳ Combinazione delle azioni

Per i diversi stati limite la norma definisce le combinazioni delle azioni:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + P + \gamma_{Q1} Q_{R1} + \gamma_{Q2} \psi_{Q2} Q_{R2} + \gamma_{Q3} \psi_{Q3} Q_{R3}$$

- COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE REVERSIBILI)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{R1} + \psi_{22} Q_{R2} + \psi_{23} \cdot Q_{R3} + \dots$$

- COMBINAZIONE ESASI PERMANENTE (PER EFFETTI A LUNGO TERMINE (SLE))

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{R1} + \psi_{22} \cdot Q_{R2} + \psi_{23} Q_{R3} + \dots$$

Nella combinazione SLU ci sono i coefficienti parziali di sicurezza

G_1 : pesi permanenti riferiti alla struttura

G_2 : carichi permanenti non strutturali che vengono equiparati ai carichi variabili.

↳ Verifiche nei confronti degli SLU

- PARAMETRI DEL TERRENO

X_{ki} : valore CARATTERISTICO del parametro del terreno (probabilità del 5% che minimizza la sicurezza).

Attraverso il coefficiente di sicurezza γ_{Mi} correggo il valore caratteristico, trasformandolo in quello di progetto X_{di} :

$$X_{di} = \frac{X_{ki}}{\gamma_{Mi}}$$

STATI LIMITE ULTIMI SLU

EOU: perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura considerati come corpi rigidi

STR: raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione.

GEO: raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura.

UPL: perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottosminta dell'acqua (galleggiamento).

HYD: erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici che raggiungano valori tali da annullare le tensioni efficaci.

Per ogni SLU, in base ai diversi approcci progettuali (DA) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

Per le verifiche nei confronti degli SLU geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativo, due diversi approcci progettuali (DA)

• APPROCCIO 1

$$A_1 + M_1 + R_1 \quad (\text{combinazione 1})$$

$$A_2 + M_2 + R_2 \quad (\text{combinazione 2})$$

• APPROCCIO 2

$$A_1 + M_1 + R_3$$

Coefficienti parziali γ_R per la Resistenza

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

(Fondazioni superficiali)

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|-------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Capacità portante | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,8$ | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ | $\gamma_R = 1,1$ |

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

(Muri di sostegno)

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,4$ |

(Fondazioni profonde)

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | | | Pali trivellati | | | Pali ad elica continua | | |
|--------------------------|---------------|--------------|------|------|-----------------|------|------|------------------------|------|------|
| | | (R1) | (R2) | (R3) | (R1) | (R2) | (R3) | (R1) | (R2) | (R3) |
| Base | γ_b | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,7 | 1,35 | 1,0 | 1,6 | 1,3 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,45 | 1,15 |
| Totale (*) | γ_t | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,6 | 1,30 | 1,0 | 1,55 | 1,25 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1,0 | 1,6 | 1,25 | 1,0 | 1,6 | 1,25 | 1,0 | 1,6 | 1,25 |

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

↳ Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Per ogni stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

E_d : valore di progetto dell'effetto delle azioni (non si applicano i γ_R)

C_d : è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

PLINTO

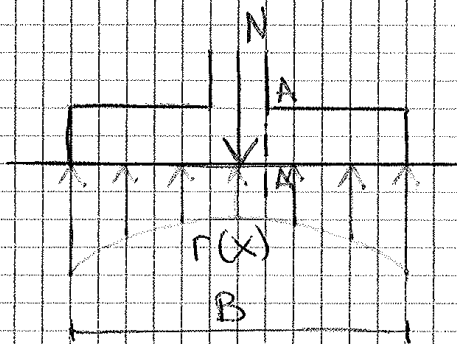
↳ REAZIONE DEL TERRENO

Nota è azione che arriva dal mostro (si trascurano le forze tangenziali), cioè che genera sollecitazione e l'azione del terreno. Devo quindi conoscere la distribuzione della reazione del terreno.

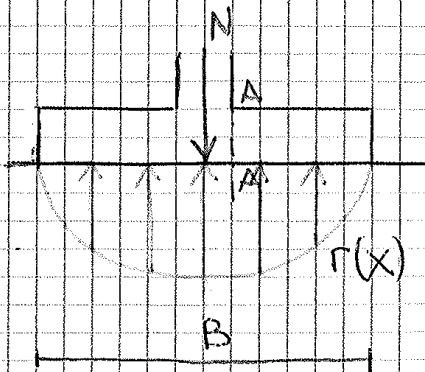
Scelgo una sezione di calcolo e calcolo le sollecitazioni per stabilire l'armatura.

La distribuzione della reazione dipende dalla legge costitutiva del terreno:

- TERRENO A GRANA FINE (argilla)



- TERRENO A GRANA GROSSA (sabbie)



Non avendo coesione né confinamento laterale, la reazione sarà nulla agli estremi del plinto.

L'integrale di tutte le distribuzioni deve essere uguale e tale da garantire l'equilibrio.