

Fondazioni - Modulo Applicativo

Ing. Arc. Lucia COPPOLA

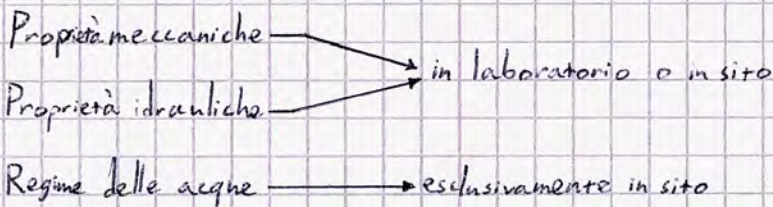
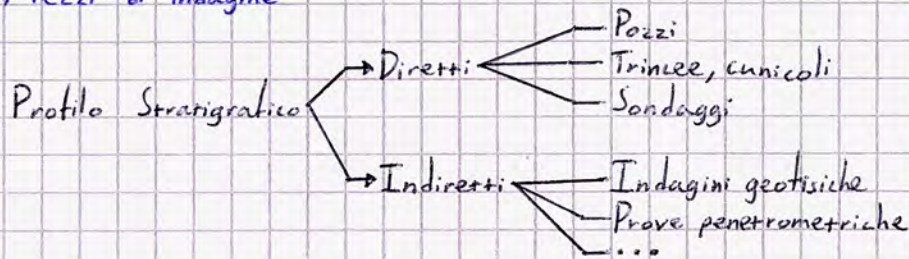
Appunti di Riccardo Maria Palidoro
riccardo.palidoro.org

Indagini geotecniche (p. 11 teoria)

L'approccio geotecnico alle indagini è diverso, ad esempio, da quello relativo alle opere strutturali di un edificio: bisogna confrontarsi con analisi delle diverse tipologie di terreno presenti per definire la base del progetto delle fondazioni, strutture il cui adeguamento nel tempo è di difficile realizzazione. Per un buon progetto di strutture di fondazione è fondamentale conoscere:

- Stratigrafia del terreno nel sottosuolo (sequenza dei tipi di terreno → omogeneità della fase solida);
- Presenza di acqua nel terreno (dove, se è in pressione... regime delle acque);
- Proprietà dei materiali:
 - fisiche: assortimento granulometrico, porosità, contenuto d'acqua, peso dell'unità di volume...
 - meccaniche: compressibilità, deformabilità, resistenza a rottura...
 - idrauliche: permeabilità, velocità di filtrazione...

Mezzi di indagine



Scavi: Vantaggi → Osservazione diretta della stratigrafia e identificazione dei singoli strati;
Misura delle proprietà in sito, sul fronte di scavo;
Prelievo di campioni indisturbati;
Osservazione del livello di falda;
Sopralluogo in più punti e in momenti diversi.

Svantaggi → Alti costi di realizzazione;
Necessità di tener conto della probabilità di collasso del fronte di scavo;
Difficile realizzazione a profondità elevate.

Sondaggi: prelievo di carote di terreno.

Vantaggi → Profilo stratigrafico visibile;
Prelievo di campioni indisturbati;
Possibilità di valutare il livello di falda;
Utilizzo del foro di sondaggio per altre prove sul terreno;
Attraversa ogni tipo di terreno, anche a grande profondità e sotto falda;
Meno oneroso, di più semplice conduzione.

Svantaggi → Indagine puntuale, è difficile valutare le effettive proprietà del terreno;
Il campione può essere disturbato, con maggior probabilità rispetto a uno scavo.

Le carote sono inserite in cassette campionatrici in cui vengono definite delle prime indicazioni sui campioni basate sull'osservazione diretta, come:

- Stato di conservazione (umidità/essiccazione);
- Colore;
- Consistenza/addensamento (granul);
- Tipo di terreno;
- Struttura;
- ...

→ Sono indicazioni di massima!

Il foro o lo scavo devono essere stabilizzati con opere provvisorie o - particolarmente per gli scavi - con pali bentonitici, che creano una pellicola idrorepellente nel fronte di scavo.

Modalità di prelievo: le carote vengono realizzate intiggendo un tubo cavo nel terreno e chiudendo una valvola alla sua sommità per formare una depressione interna che consente di prelevare il terreno. Dette operazioni si effettuano con due tipi di campionatori:

- Campionatori a percussione (impresca da un maglio a caduta normata);
- Campionatori ad avanzamento a velocità costante.

Dalle analisi condotte sui campioni è possibile definire una distinzione in classi di qualità (1 → 5) in base al numero di informazioni ricavate (stratigrafia, assortimento granulometrico...)

Caratterizzazione del regime idraulico del sottosuolo

Primo passo è la verifica della presenza e profondità di una falda acquifera, attuata tramite l'utilizzo di strumenti di verifica della pressione della fase liquida, sostanzialmente caratterizzati dai:

- Elemento poroso rigido: ad esempio una pietra ceramica satura, non si deforma per effetto del peso del terreno e si equilibra con la sua fase liquida;
- Camera di misura: ad esempio un tubo cavo saturo d'acqua, consente di "trasmettere" la misura al piano campagna;
- Strumento di misura: consente la lettura della misura (ad esempio si può utilizzare un manometro per leggere l'altezza piezometrica).

Idealmente, il numero di prelievi e analisi dovrebbe dipendere dal grado di approfondimento richiesto; in realtà nella pratica la principale incidenza è dovuta al costo delle indagini.



In base allo specifico strumento utilizzato varia la natura dei tre elementi.

Piezometro a tubo aperto: consta di un tubo vuoto infisso nel terreno e dotato di una membrana forata (o stenestruttura) alla base.

Conoscendo l'espressione del trinomio di Bernoulli, è evidente che se è presente acqua di falda in pressione [con battente non nullo] essa risale nel tubo fino ad equilibrare la pressione atmosferica. Si ha quindi:

- Elemento poroso \equiv stenestruttura;
- Camera di misura \equiv tubo cavo
- Strumento di misura \equiv sondino connesso ad un filo graduato, suona una volta raggiunto il pelo libero dell'acqua.

Nota la profondità di intissione, essendo $z + P/\gamma_w$ costante si ricava la pressione dell'acqua nel punto.

Il piezometro presenta una copertura sommitale per evitare la caduta di pioggia e foglie oltre che l'evaporazione d'acqua in caso di lenta risalita.

Piezometro di Casagrande: migliora il funzionamento del piezometro a tubo aperto attraverso i seguenti accorgimenti:

- Si riduce il diametro del tubo così da minimizzare il volume d'acqua da spostare, dunque i tempi di misura;
- Si utilizzano due tubi, consentendo di ripetere la misura e di lavare il sistema adducendo acqua in un tubo e asportandola dall'altro;
- I due tubi sono inseriti in una cassetta stenostrata rigida con materiale grossolano che funge da filtro.

Per ciò che concerne la prontezza di questi strumenti, va sottolineato il ruolo della granulometria dei terreni: essendo essa associata alla dimensione dei pori, e poiché pori di minor dimensione offrono maggiori resistenze al passaggio d'acqua, si ha una minor permeabilità del terreno, dunque tempi di misura maggiori per lo strumento!
Ne segue che la prontezza dipende dal tipo di terreno, riducendosi in terreni a granulometria fine.

Nelle evoluzioni tecnologiche, lo strumento di misura è alle volte elettrico, basato sulla misura di una differenza di potenziale elettrico ΔV poi riconvertita nelle grandezze fisiche di interesse.

Per ciò che riguarda frequenza e durata delle misure, se il terreno è a grana fine la frequenza [durata] è minore [maggiore], in quanto l'equilibrio si raggiunge in tempi maggiori e - come è noto - le misurazioni possono essere effettuate solo in condizioni di equilibrio.

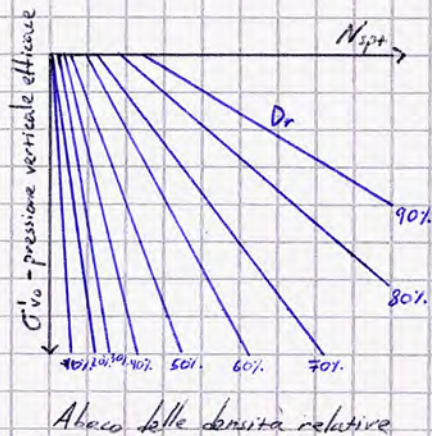
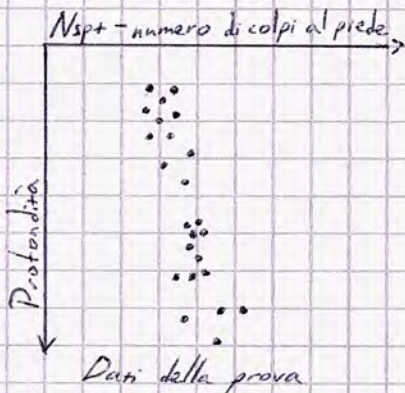
Prove penetrometriche

SPT - Standard penetration test: è una prova dinamica, in un singolo foro si conducono più prove a più profondità (es. 2-4-6 m, in funzione del budget); non conviene effettuare la prova in continuo a causa del progressivo disturbo del materiale nel foro (la prova agisce sul fondo del foro).

La prova si conduce con un campionatore a cariche grosse [di Raymond] che utilizza il foro di sondaggio (utilizzabile anche dal piezometro a tubo aperto); intiggendo il campionatore nel terreno con un maglio standardizzato da altezza normale lo si fa avanzare di tre tratti da 15 cm - per ogni prova! - misurando il numero di colpi necessari per lo spostamento.

Essendo il primo tratto di misura tipicamente affetto da condizioni di disturbo, si ricavano le caratteristiche in base ai risultati della prova nel secondo e terzo tratto. In particolare, è possibile valutare resistenza e compressibilità da leggi empiriche che correlano l'angolo di attrito interno riferito al solo stato solido ϕ' alla tensione efficace σ_v' .

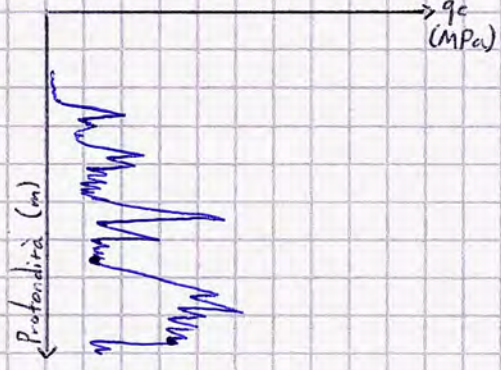
Detta prova viene utilizzata per i terreni a grana grossa; dal risultato della prova si entra in appositi abachi per una valutazione di massima di altre caratteristiche (ϕ (stato naturale), densità relativa D_r , ecc.).



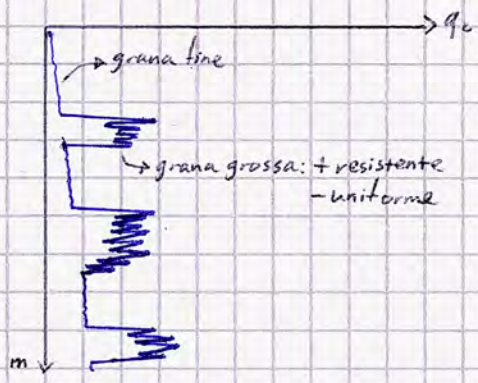
CPT - Cone penetration test: il campionatore viene infisso con velocità costante di 2 m/s, con un avanzamento alternato di 20 cm: prima la punta conica, poi il manicotto cilindrico laterale, infine il resto dello strumento.

Consente la misura di resistenza alla punta e resistenza laterale del terreno; nel caso di strumenti dotati di piezometro in punta è anche possibile misurare il contenuto d'acqua w_w .

L'analisi produce diagrammi continui di resistenza alla punta q_c , resistenza laterale f_s e $FR = q_c/f_s$ in funzione della profondità. Come osservabile nello schema a fianco, il diagramma risultante è spesso molto frastagliato: non è detto che una sequenza di materiali differenti implichi caratteristiche di resistenza molto diverse, il problema principale è legato alla dimensione degli inerti:



- Grana grossa: eventualmente contrastabile con le dimensioni del campionatore, che può imbattersi in pori o aggregati solidi determinando un andamento molto frastagliato;
- Grana fine: il diagramma è più uniforme; infatti, se le particelle sono di dimensioni inferiori di diversi ordini di grandezza rispetto alla punta penetrometrica (si ricorda che i pori hanno grossomodo le stesse dimensioni delle particelle) la punta è a contatto in ogni situazione con un gran numero di particelle e un gran numero di vuoti, "vedendo" il terreno come un mezzo omogeneo e non discriminando tra zone occupate da particelle e zone occupate da vuoti.



Attraverso dette prove è possibile dunque ricostruire il profilo stratigrafico del terreno senza dover ricorrere a sondaggi, implicando costi di analisi minori.

Nella valutazione delle caratteristiche dei materiali attraversati occorre distinguere tra condizioni drenate e non drenate, ovvero in cui il processo deformativo è da attribuire o meno alle sole particelle solide: le due misure sono differenti, si impiegano distinzioni anche in simbologia per sottolineare questo aspetto (X' in condizioni drenate, X_u in condizioni non drenate).

In terreni a grana grossa la penetrazione della punta avviene in condizioni drenate, dunque i parametri meccanici deducibili si riferiscono al solo scheletro solido; dalla resistenza unitaria alla punta è possibile ricavare l'angolo di attrito efficace attraverso abachi che legano il parametro anche alla tensione verticale efficace.

Per comprendere la relazione funzionale $\phi' = f(q_c; \sigma'_v)$ si può ragionare in due modi:

- In una prova penetrometrica eseguita in terreni a grana grossa dotati di angolo di attrito ϕ' la resistenza alla punta q_c tenderà a crescere con la profondità in quanto lo stato tensionale di confinamento è gradualmente maggiore, aumentando la resistenza del terreno (si pensi al criterio di Mohr-Coulomb); immaginando di eseguire la stessa prova in un terreno con angolo di attrito maggiore, anche il gradiente di crescita della resistenza alla punta con la profondità sarà maggiore. La profondità influenza il valore della resistenza perché associata a σ'_z .
- Immaginando di assimilare il penetrometro ad un palo di fondazione portato a carico limite, la resistenza alla punta del palo può essere considerata equivalente alla resistenza q_c del penetrometro; dalle formule statiche della resistenza alla punta si ottiene che $q_c = N_q(\phi') \cdot \sigma'_z$, da qui si osserva la dipendenza di ϕ' da q_c e σ'_z .

In terreni a grana fine la prova penetrometrica produce rottura in condizioni non drenate; concettualmente è dunque possibile ricavare solo parametri riferiti al mezzo monotase equivalente; la coesione non drenata viene ricavata come:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_z}{N_c}$$

La struttura della formula può essere ancora una volta spiegata in base alla relazione del carico limite alla punta di un palo immerso in un mezzo monotase equivalente:

$$q_c = N_q(\phi_u = 0) \cdot \sigma'_z + N_c(\phi_u = 0) \cdot c_u + N_\gamma(\phi_u = 0) = \sigma'_z + N_c \cdot c_u$$

In altre parole, in terreni a grana fine è poco probabile che l'acqua abbia già dissipato le sovrappressioni mentre, dunque acqua e aggregato si deformano insieme; si instaura una relazione tra parametri di rottura (ϕ angolo di attrito, c coesione), resistenza alla punta e tensione efficace.

In terreni incoerenti e in condizioni drenate esistono relazioni empiriche che consentono di risalire dalla resistenza alla punta q_c ai parametri di rigidità (modulo di Young efficace oppure modulo edometrico E_{ed}). Fra le due grandezze si stabilisce una relazione di diretta proporzionalità, non considerando altre grandezze perché si assume che q_c e i moduli di rigidità dipendano dagli stessi fattori.

È possibile ottenere una stima del modulo di compressione edometrica E_{ed} come:

$$E_{ed} = \alpha q_c \quad \text{con } 2,5 \leq \alpha \leq 5, \text{ adimensionale (da sabbie fini a ghiaiose)}$$

Esistono anche correlazioni con il modulo secante di deformazione assiale E'_{25} misurabile da prove triassiali drenate al 25% della tensione deviatorica di rottura:

$$E'_{25} = \beta q_c \quad \text{con: } 1,8 \leq \beta \leq 2,6 \text{ in sabbie sciolte;} \\ 6 \leq \beta \leq 19 \text{ in sabbie dense.}$$

Esercitazione A - Commento e procedimento

L'esame parte sempre dal commento di un'esercitazione, proponendo una variante al caso.

Il terreno in esame ha uno spessore utile di 40 m (ovvero uno spessore deformabile: un banco di roccia non è deformabile).

La dicitura area di notevoli dimensioni indica che un osservatore sul piano di campagna vede a sinistra e a destra un semispazio infinito, ovvero che la larghezza del terreno preso in esame con la propria stratigrafia è di almeno 1 ordine di grandezza superiore rispetto allo spessore utile.

Ciò implica che, in assenza di carichi applicati, le tensioni litostatiche — ovvero riferite al solo peso proprio — hanno una distribuzione uniforme in assenza di disomogeneità stratigrafica e geometrica, dunque la distribuzione delle tensioni lungo una qualsiasi verticale è uguale alle altre.

Ciò implica che ci si trova in condizioni edometriche, ovvero di espansione laterale impedita: essendo tutte le distribuzioni lungo la verticale uguali tra loro, per assurdo se il terreno di una verticale tendesse ad espandersi o di restringersi anche le altre tenderebbero a farlo, portando ad una compenetrazione o un distacco di materia, violando l'equazione di congruenza; ne segue che le colonne di terreno non sono soggette a deformazione laterale.

Analogamente, poiché l'intertaccia tra due colonne presenta necessariamente tensioni tangenziali eghiverse (condizioni geometriche), le quali hanno però una distribuzione necessariamente emisimmetrica per loro natura, dunque risulta che le tensioni tangenziali sono nulle.

Considerando il foglio Excel allegato all'esercitazione,

Foglio 1: legato al primo quesito.

Prima colonna: Profondità minima/massima del prelievo effettuato

A/L/S/G: Percentuale di Argilla/Limo/Sabbia/Ghiaia da cui si classifica il terreno

G_s : densità relativa, pari a $\frac{\gamma_s}{\gamma_w}$ scheletro solido / acqua

W_L/W_P limite liquido/plastico (W_L dalla cassetta di Casagrande, W_P tramite i bastoncini), si calcolano per i soli terreni a grana fina, più facilmente campionabili perché mantengono il loro contenuto d'acqua per un determinato tempo a differenza dei terreni a grana grossa (per i quali non si determinano W_L e W_P).

I_P indice di plasticità ($I_P = W_L - W_P$)

I_c indice di consistenza ($I_c = \frac{W_L - W}{I_P}$) → Contenuto d'acqua corrente (in sito)

γ Senza pedice si riferisce a $\gamma_{naturale}$, legato al grado d'incastro e il contenuto d'acqua in sito.

γ_d γ_{dry} , relativo al terreno con grado d'incastro pari a quello in sito e contenuto d'acqua nullo.

k_0 coefficiente di spinta a riposo.

È importante definire le grandezze di interesse e il loro rapporto con le altre variabili:

Porosità: $n = \frac{V_v}{V_{tot}} = \frac{V - V_{solido}}{V} = 1 - \frac{\gamma_{solido}}{\gamma_d} = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w}$

$\gamma_w = 9,81 \frac{N}{m^3}$

$V_{tot} = \frac{\text{Peso solido}}{\gamma_{dry}}$
 $V_s = \frac{P_s}{\gamma_s}$

Indice dei vuoti: $e = \frac{V_{vuoti}}{V_s} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n}$
 rapporto di ambo i membri per V_{tot}

Contenuto d'acqua corrente: $w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{P_u - P_s}{P_s} = \frac{P_u}{P_s} - 1 = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
 Peso unitario

Grado di saturazione: $S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{V_s} \cdot \frac{1}{e} = \frac{1}{e} \cdot \frac{P_w}{P_s} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{1}{e} \cdot w \cdot G_s$
 $V = P/\gamma$
 $\frac{P_w}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{P_s/\gamma_s}$

Indice di attività: indica l'entità delle forze interparticellari tra scheletro solido e acqua, se pari ad 1 si ha un materiale medianamente attivo.

$I_A = \frac{I_P}{\text{Percentuale argillose} \cdot 100} = \frac{I_P}{A\% \cdot 100}$

Le prove di caratterizzazione di meccanica dei terreni sono solitamente condotte su terreni saturi; nelle applicazioni un terreno si dice saturo se $S_r \geq 97\%$ (alcuni ritengono a maggior vantaggio di sicurezza $S_r \geq 95\%$).

Carta di plasticità di Casagrandi: in base a W_L e W_p definisce le argille organiche/inorganiche (sotto/sopra una linea diagonale notevole) a bassa/media/alta plasticità (in base a rette verticali notevoli).

Nel secondo foglio Excel si effettua il calcolo delle tensioni litostatiche (frequentemente prima domanda del primo candidato in sede di esame...)

Z_{MAX} : spessore dello strato deformabile (spessore utile)

Z_w : profondità di falda: i piezometri nell'esempio a sinistra hanno P_1 a $-7m$ e P_2 a $-35m$ che registrano l'altezza di risalita; conviene fissare un riferimento a partire dal banco di roccia e applicare il trinomio di Bernoulli:

$Z = H - z$ $Z = 0 \Leftrightarrow z = H \Rightarrow$ banco di roccia (intertaccia)

$h = Z + \frac{u}{\gamma_w} \Rightarrow P_1 \rightarrow Z_1 \rightarrow h_1$
 $P_2 \rightarrow Z_2 \rightarrow h_2$

Se $h_1 = h_2$, non si verificano moti di filtrazione tra i due punti, dunque la posizione della linea di falda può essere ricavata:

$h_1 = h_2 = h = 38m = Z + 0 \Rightarrow z_w = H - Z$

Calcolo delle tensioni litostatiche

1. Calcolo delle tensioni verticali totali dall'equazione di equilibrio alla traslazione verticale;
2. Calcolo della pressione della fase liquida u_w ;
3. Calcolo delle tensioni verticali efficaci dal Principio di Terzaghi;
4. Calcolo delle tensioni orizzontali efficaci tramite il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$
5. Calcolo delle tensioni orizzontali totali, definite da: $\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] = 0$ con $\sigma_x = \sigma_y$
 \rightarrow termine da annullare per k_0 ottenere

Le tensioni totali agiscono sullo scheletro solido e sull'acqua di porosità, mentre le tensioni efficaci sono riferite al solo scheletro solido: poiché in k_0 è implicito il modulo di Poisson (k_0 deriva dalla relazione dell'equilibrio elastico con la deformazione orizzontale) e l'acqua può essere soggetta unicamente a stati tensionali sferici \rightarrow dunque in assenza di taglio - il passaggio da tensioni verticali a orizzontali può essere effettuato solo tramite le tensioni efficaci.

La pressione dell'acqua è anche detta pressione neutra proprio perché generalmente non determina deformazioni.

Foglio 2 - Tabella grande:

$\gamma \rightarrow$ da foglio 1, serve per il calcolo delle tensioni totali - che hanno distribuzioni lineari, a tratti, con punti angolosi nelle interfacce tra terreni differenti (ogni strato ha il proprio peso per unità di volume).

\bar{z} progressiva
 $\Delta \bar{z}$ parziale per ogni striscia in cui si discretizza il dominio $\rightarrow \gamma$ può cambiare anche in uno stesso strato (A) in virtù della presenza della falda

$$\sigma_v = \gamma \cdot \Delta \bar{z} + \sigma_v \text{ sovrastante}$$

$$u = \gamma_w \cdot \bar{z}_{wz} \rightarrow \text{pendenza costante: } \gamma_w \text{ non varia}$$

\rightarrow nulla alla linea di falda $\Rightarrow \bar{z}_{wz} = (z - z_w)$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_w$$

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u_w$$

$\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \approx 2 \Rightarrow$ retta meno pendente

le componenti orizzontali sono uguali tra loro

Calcolo degli invarianti di tensione

p (totale) \rightarrow Invarianti sferici, pari alla traccia del tensore degli sforzi $(\frac{\sum \sigma_{ii}}{3}) = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3}$
 p' (efficace)

q invariante deviatorico = $\sigma_v - \sigma_h$

È univoco perché lo sforzo di taglio/il deviatore non coinvolge l'acqua - che non reagisce a taglio - dunque occorre considerare solo la differenza tra tensioni totali ed efficaci (comunque $q \equiv q'$)

La distribuzione delle tensioni orizzontali negli strati presenta dei salti dovuti alla variazione puntuale di k_0 e proporzionali alla relazione reciproca tra k_0 .

Foglio 3: Definizione dell'andamento delle tensioni efficaci e totali, verticali e orizzontali, a seguito dell'emungimento profondo in C e dell'abbassamento del livello di falda (piezometri a destra).

z_{\max} e z_w non variano

Tabella A(P₁): Calcolo di Z, di $\frac{u_i}{\gamma_w}$ (prima e dopo l'emungimento), h_i (quote piezometriche prima e dopo l'emungimento)
 C(P₂)

A seguito dell'emungimento il Piezometro Z ha una diversa altezza di falda, non vi è equilibrio, si crea un disturbo e una differenza di carico idraulico, dunque una filtrazione.

Tabella grande: γ da foglio 2 (non varia la stratigrafia)

h: i piezometri sono solo in A e in C, schematicamente si può ritenere che essi misurino pressioni rappresentative dei singoli strati, dunque delle relative interfacce; la pressione nello strato B è pari a quella di interfaccia mentre quella interna deriva da un'interpolazione lineare.

Δh : h della riga - h iniziale (nulla in tutto lo strato A)

$\Delta u = \gamma_w \cdot \Delta h$ (Bernoulli)

σ_v dal foglio 2: non variano perché si ricavano dall'equilibrio a traslazione verticale, in cui l'acqua non dà contributo (cosa che invece accade per σ'_v e σ_h , essendo la falda disturbata)

$u = u_{\text{tensioni litostatiche}} + \Delta u$

k_0 dal foglio 2

Nel terzo e quarto grafico sono rappresentati gli andamenti delle tensioni prima e dopo l'emungimento.

Completa l'esercizio il calcolo del cedimento dovuto all'abbassamento della linea di falda: $\sigma = \sigma' + u$; u è detta pressione neutra perché non dovrebbe avere un ruolo nella deformazione; ne segue che il cedimento deriva dalla variazione delle tensioni efficaci; di norma si calcola con un integrale delle deformazioni (adimensionali) moltiplicate per l'ampiezza della striscia infinitesima in cui esse sono valutate valutato dal basso verso l'alto [0; H] essendo il fondo costituito dal contatto con lo strato deformabile):

$w = \frac{\Delta \sigma'_z}{E_{\text{edometrico}}}$ in questo caso specifico, $w = \frac{\Delta u}{E_{\text{ed}}}$ poiché le tensioni totali non variano.

↳ Nell'integrale si distingue tra gli strati B e C (in cui $\Delta u \neq 0$)

Nella tabella finale si calcola il cedimento totale.

Il grafico che definisce la variazione di carico idrico prima e dopo il disturbo della falda presenta un tratto lineare di raccordo in B per la natura della velocità di filtrazione:

$v = k \cdot i \Rightarrow i = \frac{v}{k} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\Delta h}{L}$; la portata $q_i = v \cdot A_i$ è costante in prossimità dell'interfaccia per l'uguaglianza costitutiva / di congruenza.

i è l'unica variabile che definisce la pendenza del tratto, l'andamento è quindi lineare.

I tratti pseudo-verticali sono dovuti al fatto che la permeabilità nei terreni a grana grossa è all'incirca infinita.

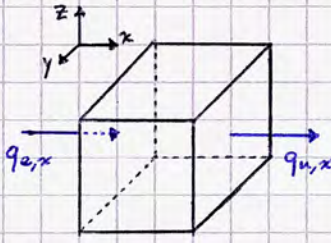
Esercitazione B - Moti di filtrazione

La filtrazione si verifica in presenza di uno scompenso dei carichi idraulici dovuto a disturbi di falda o condizioni del terreno che determinano sovrappressioni. Il moto di filtrazione è regolato dalla legge di Darcy:

$\vec{v} = -k \cdot \text{div}(h)$
 ↳ i , cadente piezometrica (adimensionale)

↳ permeabilità idraulica, cambia in base al materiale: in prima battuta si può distinguere tra materiali a grana fine e a grana grossa: i materiali a grana grossa presentano maggior permeabilità perché hanno vuoti più grandi, dunque una minor resistenza al moto.

In questa esercitazione assumeremo che la permeabilità del terreno sia isotropa, in generale ciò non è vero. Per valutare il flusso d'acqua in un mezzo poroso, occorre valutare un volume elementare (rappresentativo di un mezzo poroso) con una portata in ingresso ed una portata in uscita; lungo l'asse x si ha:



$$q_{e,x} = \gamma_w \cdot V_w \cdot dy dz$$

$$q_{u,x} = \gamma_w \cdot \left(V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right) dy dz$$

Dal bilancio delle portate in tutte le direzioni -- pari all'accumulo di massa nel tempo allo interno del volume elementare -- risulta che:

$$q_u - q_e = \sum_i \frac{\partial v}{\partial x_i} dx_i = -\gamma_w \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dx dy dz = \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad \text{variazione del peso dell'acqua nel tempo}$$

Applicando la legge di Darcy,

$$-\gamma_w \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = \frac{\partial P_w}{\partial t}$$

$$P_w = w \cdot P_s = \gamma_w \cdot V_w = \gamma_w \cdot V_v \cdot S_r = \gamma_w \cdot V_s \cdot e \cdot S_r$$

Ipotezzando $\gamma_w = \text{cost}$; $V_s = \text{cost}$ ($\gamma_s = \text{cost}$), si ha che:

$$\frac{\partial P_w}{\partial t} = \gamma_w \cdot V_s \left(e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \right), \text{ da cui:}$$

$$\gamma_w \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = \frac{\gamma_w}{1+e} \left(e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \frac{\partial e}{\partial t} \right) dx dy dz$$

In base alla natura della variazione temporale di e ed S_r si distinguono 4 problemi:

	e	S_r	II termine dell'equazione
Filtrazione permanente	cost.	cost.	0
Consolidazione	variabile	cost. = 1	
Drenaggio	cost.	variabile	
Deformabilità per non saturazione	variabile	variabile	inalterato rispetto all'equazione scritta in alto.

Il problema di filtrazione permanente è risolto dalla relazione:

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

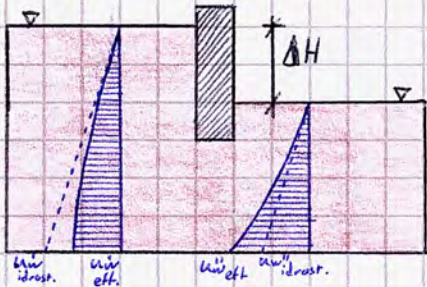
Nel piano, $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$ Equazione di Laplace

Per una risoluzione pratica del problema di filtrazione nel piano sono stati elaborati procedimenti alternativi all'equazione differenziale, tra cui si segnala il metodo del reticolo a maglie quadre, metodo grafico che conduce ad una soluzione approssimata, non univocamente determinata, risolta per tentativi.

Il reticolo è composto da:

- Linee di flusso: coincidono col percorso ideale dei filetti fluidi; le curve si intersecano ad angolo retto determinando maglie in cui è inscrivibile una circonferenza (si staccano dimensioni all'incirca uguali)
- Linee equipotenziali.

Consideriamo ad esempio due regioni di terreno in cui la linea di falda coincide col piano di campagna separati da una paratia impermeabile:



Due linee di flusso definiscono un canale di flusso, in cui transita una portata Q che, nota la velocità di filtrazione, può essere calcolata: essendo nota la geometria dell'intero problema, è possibile calcolare la Δh che definisce il reticolo tracciato:

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{N} \quad \text{differenza di carico totale tra monte e valle}$$

N numero di salti energetici nel canale di flusso da monte a valle

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta b} \quad \text{in ogni reticolo} \Rightarrow v = k \cdot i \quad \xrightarrow{\substack{\text{nota e costante (in un singolo terreno)}}} \quad v = \frac{k \Delta H}{\Delta b \cdot N}$$

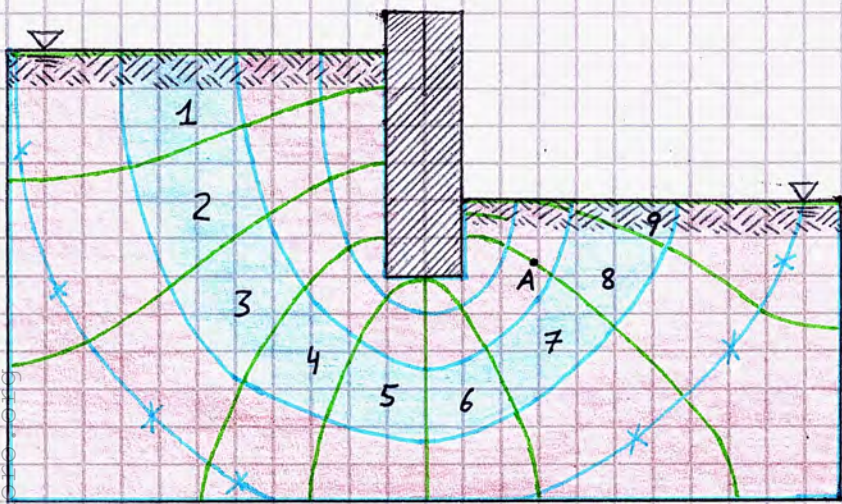
$i = \frac{\Delta h}{\Delta b} = \frac{\Delta H}{\Delta b \cdot N}$

$$Q = v \cdot \Delta A$$

Il tracciamento del reticolo parte da linee notevoli aventi proprietà note:

Linee di flusso: il bordo della paratia e quello dell'intero dominio definiscono punti di arresto del moto di filtrazione, essendo la paratia impermeabile e il bordo del dominio ipotizzabile come insieme di punti a distanza tale da non risentire del moto di filtrazione.

Linee equipotenziali: il piano di campagna e la base del dominio sono per definizione linee equipotenziali; essendo il reticolo definito da nodi con intersezioni a 90° è possibile risolvere iterativamente il procedimento.



Definito il reticolo è possibile valutare il numero di salti da esso determinato (in questo caso 9), da cui:

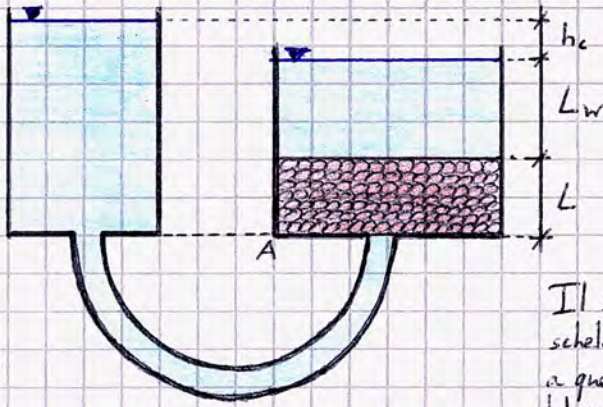
$$h_A = H_{\text{monte}} - 9 \Delta h; = H_{\text{monte}} - 9 \left(\frac{\Delta H}{9} \right)$$

$$h_A = \frac{u_w A}{\gamma_w} + z_w \quad \text{da cui si ricava } u_w \cdot A$$

Il procedimento è analogo da valle. È anche possibile tracciare il reticolo partendo da punti specifici.

Considerando la distribuzione delle pressioni, immaginando che la paratia sia continua in modo tale da determinare una totale sconnessione delle due regioni si determinerebbero due distribuzioni idrostatiche sconnesse; tenendo in considerazione il regime idrodinamico appena tracciato invece si hanno perdite di pressione a monte (distribuzione meno che idrostatica) acquistate a valle (distribuzione più che idrostatica), come visibile nello schema in alto.

La principale applicazione del metodo è per la verifica a sifonamento dei terreni, schematizzabile in un serbatoio verticale connesso ad un serbatoio con acqua e terreno, esemplificativo di numerose applicazioni civili come gli argini dei fiumi o le dighe, manufatti in cui l'acqua può filtrare.



$$\sigma_v = \gamma_{acqua} \cdot L + \gamma_w \cdot L_w \quad \text{alla base del serbatoio col terreno}$$

$$u_w = \gamma_w (L + L_w + h_c) \quad \text{idem (sifonante del carico idraulico del serbatoio privo di terreno)}$$

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot L - \gamma_w \cdot h_c$$

Il sifonamento si attiva se $\sigma'_v = 0$: essendo le tensioni nello scheletro solido nulle, il terreno acquisisce un comportamento prossimo a quello di un fluido (la condizione non coincide con la liquefazione del terreno, che nasce a seguito di un'azione dinamica - ad esempio

a seguito di un sisma - determinando un comportamento simile ma con una genesi diversa).

$$\sigma'_v = 0 \Leftrightarrow \gamma' \cdot L = \gamma_w \cdot h_c \Leftrightarrow \frac{h_c}{L} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \Leftrightarrow i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \text{cadente piezometrica CRITICA, in corrispondenza della quale si attiva il sifonamento.}$$

Per evitare il sifonamento bisogna imporre $\sigma'_v > 0$, ovvero:

$$i < i_c$$

Esercitazione B - Commento e procedimento

Il terreno in esame ha una spessore utile di 40 m composto da 10 m di sabbia, 20 di argilla e 10 di sabbia. La realizzazione del serbatoio implica tensioni indotte da sovraccarico circolare (avendo assunto come carico quello della sola acqua).

La soluzione di problemi geotecnici è in genere riferita a modelli, in questa caso relativi anche alla forma del carico: il carico circolare presenta soluzioni in forma chiusa (nelle ipotesi di mezzo a comportamento elastico lineare isotropo) elaborate da Boussinesq e che consentono di valutare le variazioni di tensione in asse alla fondazione:

$$\Delta \sigma_x \equiv \Delta \sigma_y \equiv \Delta \sigma_z = \frac{q}{2} \left[\frac{(1+2\nu)}{\sqrt{R^2+z^2}} - \frac{2(1+\nu) \cdot z}{(R^2+z^2)^{3/2}} + \frac{z^3}{(R^2+z^2)^{3/2}} \right]$$

$$\Delta \sigma_v \equiv \Delta \sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(R^2+z^2)^{3/2}} \right]$$

Si richiede un'analisi a breve termine (con confronto tra approccio in tensioni totali e in tensioni efficaci per comprendere la condizione più gravosa) - assumendo come coefficienti di pressione interstiziale della formula di Skempton $B \approx 1$ (mezzo saturo) e $A = 0, 1/3, 1$ dei cedimenti, ed una a lunga termine immaginando di variare l'area (quindi, il volume) del serbatoio, avente diametro di 15 m, 30 m, 60 m (aumento dell'area di impronta del carico a q costante \Rightarrow aumenta la risultante).

Definito volume significativo il volume di terreno in cui gli incrementi di tensione sono significativi (per gli incrementi di deformazione, che implicano cedimenti), esso è determinato attraverso il bulbo delle tensioni tramite due diversi approcci:

- Geometrico: definizione bidimensionale del volume significativo;
- Algebrico: definizione del volume entro cui $\Delta \sigma_z > 20\%$

⚠ Nella consolidazione, ν cambia nel tempo: in un mezzo saturo in condizioni non drenate $\nu_0 = 0,5$ (mezzo monofase equivalente); $\nu_{\infty} \equiv \nu'$ \rightarrow le curve delle tensioni orizzontali variano nel tempo, identificando un transitorio.

Il foglio di calcolo è organizzato in tre aree:

- Giallo → Approccio in tensioni totali, parametri elastici col pedice u, $\nu = 0.5$.
- Arancio → Parametri elastici dello scheletro solido, approccio in tensioni efficaci.
- Verde acqua → Dati; z è il punto medio di una striscia di 1m (rispetto cui si discretizza il problema.)

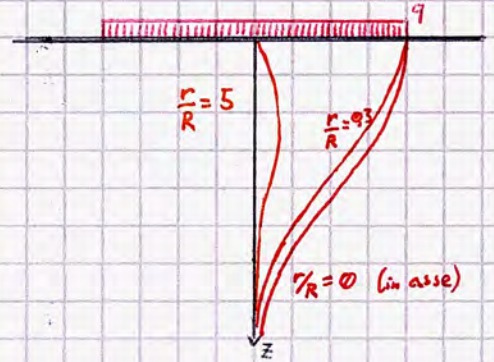
Vuoi il raggio a q costante implica un flesso traslato nel diagramma delle σ_z e lo stesso per lo smorzamento in quello delle σ_h : varia la risultante.

Secondo studi più avanzati, la inclinazione del cono di diffusione non è 45° ma è parente a ϕ' .

$\Delta \sigma_z / q$ è utile per definire la profondità del volume significativo (20%).

Si ha:

$$\begin{aligned} B:B &= A:A / 0.5 \\ C:L &= \text{RADQ}[(\%)^2 + z^2] \\ E:E &= D:D \cdot \text{\$B\$4} \\ G:G &= F:F \cdot \text{\$B\$4} \end{aligned}$$



La valutazione degli incrementi di tensioni totali consente di valutare gli incrementi di deformazioni, dunque gli accorciamenti in ogni striscia che, sommati, consentono di valutare i cedimenti:

$$\begin{aligned} E_z &= \frac{1}{\text{\$I\$4}} \cdot (G:G - 2 \text{\$I\$5} \cdot E:E) \\ I:I &= H:H \cdot 100 \\ K:K & \begin{cases} \rightarrow K51 = J51 \\ \rightarrow K_i = J_i + K_{(i+1)} \end{cases} \end{aligned}$$

Per quanto riguarda l'approccio in tensioni efficaci, bisogna porre particolare attenzione al calcolo di Δu , risultante dalla formula di Skempton: Δu varia con la profondità (NON ci si trova in condizioni edometriche - a differenza dell'esercitazione A - in quanto l'espansione laterale è parzialmente impedita e le colonne verticali di terreno non sono tutte uguali tra loro: l'acqua non è l'unica a rispondere al carico, dunque il diagramma delle Δu non è lineare e identicamente pari a q). Nella formula, il coefficiente B è funzione del grado di saturazione; in natura varia ma nelle applicazioni del corso si considera pari a 1 (terreni saturi). Il parametro A si ricava da prove triassiali, i casi dell'esercitazione sono notevoli.

$$\begin{aligned} L:L &= \text{\$M\$5} (E:E + \text{\$M\$4} (G:G - E:E)) \\ M:M &= G:G - L:L \\ N:N &= E:E - L:L (< 0) \end{aligned}$$

Le formule esplicitamente riportate nel foglio sono da imparare a memoria.

Il resto è come la sezione in giallo, variando i parametri elastici

Osservazioni: nel caso in cui $A = 0.33$, i cedimenti tra tensioni totali ed efficaci coincidono; per questo valore di A si ha infatti disaccoppiamento tra effetti volumetrici e distortionali. Nelle applicazioni si utilizzano sia gli approcci in tensioni totali che in tensioni efficaci perché non è nota a priori la condizione più gravosa.

⚠ Sul diagramma delle tensioni, Δu è in ogni punto pari a $\Delta \sigma_h + A(\Delta \sigma_z - \Delta \sigma_h) \rightarrow$ passaggio GRAFICO da interiorizzare.

Atteso che gli altri fogli si ottengono variando solo A , Clic destro sul foglio \rightarrow Sposta foglio \rightarrow Crea una copia \rightarrow Rinomina con il nuovo valore di $A \rightarrow$ valuta i nuovi risultati.

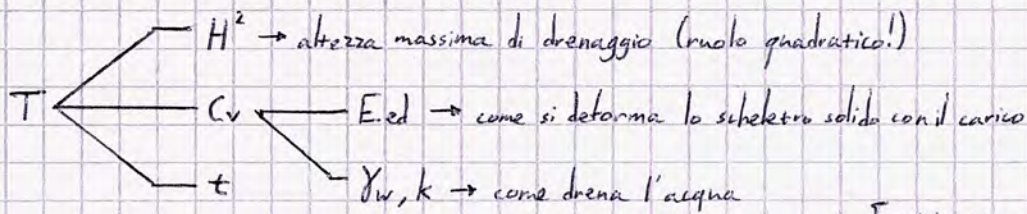
Nei fogli a $t = \infty$, il carico grava sulle particelle solide e le tensioni totali coincidono con quelle efficaci; il cedimento in tensioni efficaci è evidentemente maggiore rispetto a quello valutato in precedenza perché è il risultato della consolidazione. Si osserva che ampliando l'area aumenta il cedimento.

Per la consolidazione si segue l'approccio monodimensionale alla Terzaghi, con le formule di parametrizzazione del grado di consolidazione U di Sivaram e Swamee, in cui H è l'altezza massima di drenaggio (10m per i due strati di sabbia).

Cv coefficiente di consolidazione permasia, pari al coefficiente di conducibilità idraulica per il rapporto E_{ed}/γ_w ; rispetto al tipo di dato va indicato in Notazione Scientifica.

⚠ L'interfaccia con l'aria è una superficie drenante!

Il parametro che governa il processo di consolidazione è T , a sua volta composto da:



$$[t(s) = t(\text{anni}) \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 365]$$

$$W_c = K3 \cdot \text{C} \cdot \text{I} \cdot \text{q}$$

$$W_{tot} = L3 \cdot \text{C} \cdot \text{I} \cdot \text{q}$$

Esercitazione C - Commento e "procedimento"

Il telaio della traccia è in realtà uniforme per tutti; lo spessore deformabile di terreno è di 40 cm.

Lo scarto tra limo e sabbia è didattico, per il contrasto tra i diversi comportamenti dei materiali: a grana fine/grassa, ad esempio dal punto di vista della permeabilità.

Principali differenze tra prova edometrica e prova triassiale:

- L'edometro non porta il provino a rottura ma valuta come esso si deforma in condizioni edometriche (compressibilità);
- La prova triassiale ricava i parametri di rottura, dovuta principalmente all'insorgenza di tensioni da taglio.

Dalla teoria monodimensionale di Terzaghi, ricordando la definizione di altezza libera di drenaggio si comprende perché l'edometro ha pietre porose sulla testa e la base dell'anello: nella prima applicazione del carico, l'incremento è interamente assorbito in termini di Δu_w ; l'acqua dissipa le sovrappressioni con strati drenanti a contatto col provino, poiché l'altezza libera di infiltrazione/drenaggio influenza quadraticamente i tempi di consolidazione sono anche evidenti le dimensioni in altezza del provino.

La larghezza dello stesso è 2,5-3x l'altezza per rendere la sua parte centrale indisturbata rispetto agli effetti tangenziali di bordo; il tutto è immerso in acqua per mantenere la saturazione delle pietre porose (e quindi del terreno); per ciascun passo di carico si verifica l'entità di deformazione del provino.

Tipicamente il primo passo è di 50-100 kPa, cui seguono i successivi che - a causa del comportamento a rigidità crescente del materiale - evolvono secondo progressione geometrica per rendere confrontabili le misurazioni dei cedimenti.

La prova consente di valutare E_{ed} , parente del classico modulo di rigidità ma evidentemente maggiore perché le condizioni di espansione laterale impedita lo implicano per definizione;

C_v , coefficiente di consolidazione, che consente di valutare il decorso dei cedimenti nel tempo (consentendo di valutare se ci saranno problemi in esercizio).

Storia tensionale del deposito: indicazioni sul massimo carico sopportato dal materiale (normal/sovraconsolidato)

$W(t)$ è solitamente indicata nella scala semilogaritmica nel tempo più che quella naturale!

Lo strumento teorico per interpretare i risultati della prova è la teoria monodimensionale di Terzaghi; sono però da risolvere 2 incongruenze a inizio-fine prova:

- t_0 : la prova ha sedimenti $\neq \emptyset$, tecnologicamente legati al fatto che il provino inizialmente non ha la testa perfettamente liscia e si generano deformazioni non associate a un incremento di carico.

Si impone quindi che il grado di consolidazione percentuale (% vv rispetto al W_{liq}) $U = \sqrt{4T/\pi}$, ovvero che $\sqrt{4T}$, $2U$. Scelta arbitrariamente un t_1 , si fissa un $t_2 = 4t_1$; le verticali per t_1 e t_2 individuano i punti R ed E; l'orizzontale per E individua su R- t_1 il punto T, ribaltando RT si trova il punto in cui $W = \emptyset$.

- Nella teoria di Terzaghi la curva termina con un asintoto orizzontale, la prova non in virtù di fenomeni fisici non considerati nella modellazione (cedimenti da creep e viscosi interni al terreno, non associati a incrementi di carico); si fissa quindi un punto dopo il quale si considera che la consolidazione sia dovuta a effetti secondari, dunque trascurabile. Il procedimento grafico prevede l'intersezione delle tangenti al flesso e al tratto rettilineo finale.



$E_{ed} = \tan \alpha$, angolo rispetto alla verticale nel piano $\varepsilon_z - \sigma'_z \Rightarrow E_{ed}$ è funzione del tempo nella prova, poiché varia al variare del carico.

C_v risulta da $C_v = \frac{0,197 h_0^2}{4 \cdot t_{50}}$, deriva da fattori definiti nella teoria di consolidazione di Terzaghi;

$T = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$
↳ parametro fisico
↳ parametro geometrico

Poiché per definizione $C_v = \frac{k \cdot E_d}{\gamma_w}$, noto C_v dalla prova si può ricavare la permeabilità k

$H = \frac{h_0}{2}$ in edometro

$T_{50} = 0,197$, valore teorico risultante dall'adattamento della curva teorica e di quella pratica, sovraposte in corrispondenza di $U = 50\%$

La storia tensionale del deposito può essere valutata considerando che un terreno è sovraconsolidato se è già stato soggetto a carichi maggiori, mentre è normalconsolidato se il carico applicato viene sperimentato dal terreno per la prima volta. Detta valutazione si attua calcolando un valore di riferimento σ_c , ricavato dalla curva $e - \sigma'_v$: a un aumento del carico l'indice dei vuoti decresce, con comportamento elastoplastico e con scarico lungo una retta meno inclinata a comportamento elastico.

Il primo tratto della curva presenta un punto di massima curvatura di passaggio dal primo carico alla retta vergine, in cui si può misurare graficamente σ_c : tracciando l'orizzontale da e_0 la si interseca con la retta vergine nel punto N , dall'intersezione tra la retta vergine e la bisettrice dell'angolo con centro nel punto di massima curvatura M e lati tangente ad M e orizzontale si individua invece il punto P ; M e P definiscono gli estremi dell'intervallo che si può considerare come σ_c (o se ne considera il valore medio).

Nella cella triassiale invece il provino ha altezza $2-3x$ diametro, anche qui gli estremi presentano pietre porose. La cella è cilindrica invece rinforzata, riempita d'acqua per caricare il provino (è più sicura dell'aria in pressione); la prova si articola in 3 fasi:

• Fase 0 - saturazione: si verifica che il provino sia saturo applicando la formula di Skempton (in cui $B=1$ perché il terreno è saturo per ipotesi e, essendo $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$ a $t=0$ per mancata applicazione di deviatore, anche A non figura nella formula, in quanto l'acqua agisce in maniera sterica sul provino; si ha quindi che $\Delta u_w = B \cdot \Delta \sigma_3$, quindi applicando una minima Δu_w si verifica che si registra una $\Delta \sigma_3$ corrispondente e quindi si verifica che $B=1$, altrimenti lo si porta a saturazione.

• Fase 1 - consolidazione: si porta il provino a una condizione tensionalmente prossima a quella in sito prima di portarlo a rottura (ad esempio dovuta allo stato tensionale presente a 20m di profondità dove il provino è stato prelevato).
 ISOTROPA
 ($u_w = H_2O$)
 CI

• Fase 2 - percorso di carico fino a rottura: si applica uno sforzo deviatorico; la rottura può essere con una banda di taglio \square o a barileto $\leftarrow \square \rightarrow$

CI $\left\{ \begin{array}{l} D \rightarrow \text{Drained} \\ U \rightarrow \text{Undrained} \end{array} \right.$ Variano i parametri a rottura: CID \rightarrow solo scheletro solido
 CIU \rightarrow insieme S.S. e $H_2O \rightarrow$ mezzo monofase equivalente.

Per modellare il comportamento a rottura del materiale si considera il criterio di rottura di Mohr-Coulomb $\tau_{lim} = c + \sigma_n \tan \phi$, che nel piano di Mohr definisce una bilatera che indica gli stati tensionali possibili: i cerchi di Mohr a rottura sono tangenti alle rette, \neq punti sopra di esse.

Casi limite: $c=0, \phi \neq 0 \rightarrow$ bilatera parte dall'origine (mezzo puramente attrittivo)
 $c \neq 0, \phi = 0 \rightarrow$ rette orizzontali (mezzo puramente coesivo)

⚠ Il mezzo monofase equivalente è PURAMENTE COESIVO PER DEFINIZIONE; i suoi parametri a rottura sono c_u e ϕ_u ma $\phi_u = 0$, dunque il suo comportamento a rottura è governato dalla SOLA COESIONE NON DRENATA.

Solitamente, le condizioni di rottura si definiscono da 3 prove triassiali dello stesso materiale portato a rottura con diverse consolidazioni \Rightarrow diverse condizioni di rottura; dai 3 cerchi di Mohr risultanti (i cui centri sono correlati alla tensione di cella, pure differente) si definisce la tangente e quindi le bilanciere di Mohr-Coulomb; esistono però dei piani di comodo in cui, invece di cerchi, si considerano altri invarianti di tensione - funzione di σ e τ - che consentano di individuare le condizioni di rottura interpolando 3 punti.

• Piano s, t ($f(\sigma'_1, \sigma'_3)$) $\left[\begin{array}{l} \text{intercetta } d \\ \text{pendenza } \alpha \end{array} \right] f(c, \phi$

• Piano p', q $\left[\begin{array}{l} \text{intercetta } q \\ \text{pendenza } \beta \end{array} \right]$ invarianti classici in geotecnica

La prova CIV è utilizzabile anche per ricavare il coefficiente A di Skempton, poiché misura la consolidazione, ma essendo riferito a delle Δu_w è necessaria una prova CIV: solo le prove non drenate generano Δu_w .

I coefficienti della formula trinomia di Terzaghi dipendono da ϕ' ; è bene sottrastimarli per essere più cautelativi nel calcolo di q_{lim} .

Oltre agli indici di compressibilità e all'OCR (ricavati dalla prova edometrica) e dai parametri di resistenza a taglio (dalla prova triassiale), è significativo commentare la resistenza non drenata alla profondità di prelievo del provino:

c_u è un parametro indicativo della deformazione a rottura del mezzo monofase equivalente, variabile al variare dello stato tensionale efficace iniziale secondo una legge lineare nel piano $\sigma'_c - c_u$. Nel piano di Mohr, c_u coincide con il raggio del cerchio a rottura, ovvero con la metà del deviatore a rottura del mezzo monofase equivalente.

Parte 2: Dimensionamento di una fondazione superficiale

Nel foglio Excel 1 (azioni di calcolo - dimensionamento - ...) la trattazione è più discorsiva, legata unicamente al calcolo di azioni e resistenze.

Azioni \rightarrow dati di input

Sono qui richiesti:

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_1 \\ \gamma_2 \end{array} \right\} \rightarrow 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_2 \rightarrow 10, 19 \text{ kN/m}^3$$

Dimensionamento \rightarrow implementa le formule di normativa con l'obiettivo di contrattare 2 combinazioni di carico su trave e plinto, inserendo alle righe 3-4 delle dimensioni di primo tentativo tramite cui effettuare delle verifiche preliminari.

Sono poi richiesti:

- ϕ' : ricavato dalla prima parte dell'esercitazione;
- k_0 : $1 - \text{SEN}(\text{RADIANTI } \phi')$, propria dello SCHELETRO SOLIDO ($k_0 = f(\phi')$) in quanto correla solo tensioni relative allo scheletro solido.
- p' : invariante sferica di tensione $= \frac{1 + 2k_0}{3} (\gamma_1 \cdot D + \gamma'_2 \cdot B)$

• $c_u = 49 + 0,24 \cdot B10$, $f(p')$, equazione della retta ottenuta nel foglio della parte 1.

• $\gamma_R = 2,3$ (norma);

• N_d, T_d, M_d : dati di input (azioni)

• $L'-B'$: dimensioni fittizie cui si ricorre in presenza di eccentricità di carico

• Alle righe 23-25 sono riportate B, D e B_{in} in forma semplificata per valutare la bontà del dimensionamento di primo tentativo attuato, eventualmente integrabile con accorgimenti tecnologici.

Si procede dunque, come da richiesta, al calcolo del q_{lim} con la formula trinomia di Terzaghi, in cui l'ipotesi di terreno a comportamento rigido plastico consente l'applicazione del criterio di Mohr-Coulomb.

$$N_q, N_c, N_\gamma = f(\phi')$$

In condizioni non drenate, il calcolo di q_{lim} , richiamando il mezzo monofase equivalente, si riferisce al calcolo di stati tensionali totali, inoltre i coefficienti N sono $f(\phi_u = 0)$. Si ha: $N_q = 1, N_c = 2 + \pi, N_\gamma = 0$.

In condizioni drenate invece bisogna riferirsi agli stati tensionali efficaci. Nel foglio ad esse relative, la tabella in alto a sinistra richiama i fogli precedenti; quello al centro presenta le grandezze caratteristiche coi coefficienti di sicurezza dei vari approcci. La tabella in basso invece consente di effettuare le verifiche per plinto e trave, distinte in base alla normativa. Sono presenti le seguenti colonne:

- Dimensioni;
- Caratteristiche della sollecitazione;
- Eccentricità;
- B'/L' grandezze fittizie dovute ad $e \neq 0$ per schematizzare casi reali con modelli semplificati;
- Coefficienti di base: N_q, N_c, N_γ ;
- Coefficienti di forma: Correzioni alla struttura di fondazione della teoria di Terzaghi per uniformarla alla forma reale;
- Coefficienti di inclinazione del piano di posa;
- Coefficienti di inclinazione del carico;
- Dislivello - Distanza - Etc (non considerati per semplicità);
- Inclinazione del piano campagna

Per identificare i seguenti parametri:

- q_{lim} : calcolato automaticamente
 - $R_k = AFZ7 \cdot (KZ7 \cdot FZ7)$ ← caratteristiche geometriche
 - R_d : DM88 $\rightarrow R_d = R_k$ (grigio)
- | | | | | |
|-------------------------------|---|--------------|---|------------------------------|
| NTC08 \rightarrow Approccio | 1 | Combinazione | 1 | $\rightarrow R_d = R_k / N7$ |
| | 1 | | 2 | $\rightarrow R_d = R_k / N8$ |
| | 1 | | 1 | $\rightarrow R_d = R_k / N9$ |

Il procedimento per la trave è analogo.

- E_d : azione agente, ricavata dal precedente (GZ7 e trascina in basso)
- $FS = A_H/A_I$ da Z7 a Z4, fattore di sicurezza almeno pari a 3 per garantire un buon esito della verifica.

In condizioni non drenate, la metodologia è del tutto analoga, richiamando la C_u di plinto e trave dal foglio di dimensionamento.

Nell'applicazione risulta **NON SODDISFATTA** una verifica del plinto ai sensi del DM88; a seconda della sensibilità del progettista, o si modificano le caratteristiche geometriche della trave o della profondità di posa, o si tiene conto di altre normative o di un più attento progetto dei ferri di armatura.

In condizioni drenate, C' è una proprietà dello scheletro solido e non dipende dalla geometria della fondazione; in condizioni non drenate invece, riferendosi al mezzo monofase equivalente, C_u dipende anche da " u_v ", variando con la tensione di sovraconsolidazione; essendo plinto e trave fondati a diverse profondità, si generano stati tensionali differenti e quindi diverse condizioni non drenate di partenza.

Foglio Cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti si considerano 3 metodi di calcolo:

- Metodo elastico: nelle ipotesi di materiale omogeneo, isotropo e con comportamento elastico lineare, consente il calcolo di cedimenti di breve e lungo periodo variando opportunamente i parametri elastici (Relazione elastica);
- Metodo edometrico: consente il calcolo dei soli cedimenti di lungo termine (nasce dalla prova edometrica);
- Metodo di Skempton e Bjerrum: calcola i cedimenti iniziali con la relazione elastica derivata in forma chiusa e quelli di lungo periodo da un'equazione derivante dal metodo edometrico tramite coefficienti correttivi legati alla pratica sperimentale.

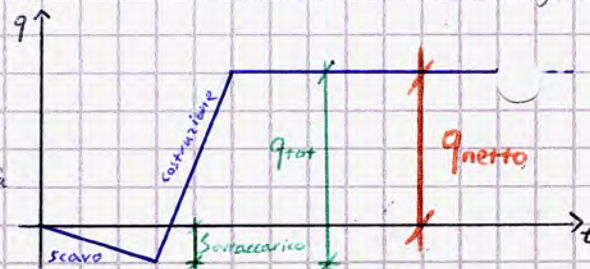
Excel:

$$q_{tot} = N / \text{dimensione plinto}$$

Sovraccarico

$$q_{netto} = q_{tot} - \text{sovraccarico}$$

indicativo di ciò che accade nella realtà realizzativa delle opere di fondazione.



Nel foglio di calcolo delle tensioni:

- Si divide il terreno in strisce, calcolando i singoli pesi per unità di volume;
- Si calcolano le tensioni verticali totali;
- Si verifica dov'è il piano di falda e si valuta la distribuzione di u_w ;
- Si calcolano le tensioni verticali efficaci;
- Tramite k_0 si passa alle tensioni orizzontali efficaci;
- Ri-sommando le u_w si calcolano le tensioni orizzontali totali.

La tabella in basso presenta la z progressiva delle strisce; sono richieste:

- γ : peso dell'unità di volume, varia con la profondità;
- $\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z$, con andamento lineare in z con punto angoloso dove varia γ ;
- $u = \gamma_w \cdot z$ lineare in z dal piano di falda ($q, 81 \cdot z$);
- $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_w$

Sovraccarico indotto dalla fondazione

La seconda parte è legata alla modellazione di Steinbrenner, che divide la geometria del sovraccarico in 4 geometrie diverse così da studiare 4 verticali di carico; la loro somma (dove presenti: si assume da 2,75 perché il plinto fonda a 2,5m) restituisce la $\Delta \sigma'_{v0} \rightarrow G:G + H:H + I:I + J:J = K:K$ ma $K32 = D8$: da \varnothing a 2,5 m si ipotizza una variazione trascurabile di carico rispetto a σ'_{v0} .

Si può inoltre costruire una colonna $L:L = K:K / E:E$, rapporto tra $\Delta \sigma'_{v0}$ e σ'_{v0} utile per definire indicativamente il volume significativo, entro il limite di $\Delta \sigma'_{v0} / \sigma'_{v0} = 20\%$ (effetti trascurabili sulla struttura di fondazione)

Foglio cedimenti

- C_c / C_r indici delle rette di primo carico e di scarico-ricarico

- Tabella in giallo:
 - σ'_{v0} : dal foglio di calcolo delle tensioni, J:J (J69 + m 2 e 3 m);
 - e_0 : dal foglio di calcolo di e_0 ;
 - $\Delta \sigma'_{v0}$: foglio calcolo tensioni, K:K (K69 \rightarrow);
 - $\sigma'_{tot} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_{v0}$

Foglio di calcolo e_0

Nell'applicazione del metodo edometrico bisogna valutare la variazione dell'indice dei vuoti negli strati e calcolare e_0 ; il diagramma $e - \sigma'_{v0}$ viene qui considerato in scala logaritmica, con tratti definiti da rette \Rightarrow applicando le equazioni delle rette si definisce e_0 :

$$e_0 = \underbrace{e^*}_{\text{intersezione}} - C_c \log \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}^*} \right) \quad \left(\text{Assumendo } OCR=1 \text{ o si deve riferire alla retta vergine} \right)$$

parametri di riferimento, da calcolare

- $e^* = 0,80$: intersezione tra la retta vergine e la retta di I carico
 - σ'_{v0}^* : tensione alla profondità di prelievo dei provini (20m)
- \rightarrow Applico la legge e conosco e_0

Foglio cedimenti

Nota e_0 dal calcolo, nelle colonne H ed I sono indicate delle formule "SE" che consentono di riferirsi, a seconda di e_0 , alla retta vergine o a quella di primo carico.

- Calcolo di ΔE e w : implementazione delle formule indicate, fino alla riga 18 (la 19 è la somma delle precedenti)

Per il calcolo del cedimento di consolidazione, è ora possibile valutare il coefficiente β , necessario nella formulazione di Skempton e Bjerrum e ricavato da abachi in letteratura che correlano il β di Skempton e Bjerrum al coefficiente A di Skempton in base alla forma della fondazione (H/D e proporzioni, tra cerchio e striscia), oltre al fatto che essa sia o meno una fondazione rigida.

Il calcolo del coefficiente A serve per valutare Δu_w , implicando che bisogna evidentemente considerare una prova CIU (trassiale; il coefficiente β è invece funzione del grado di saturazione e pari a 1 per terreni saturi).

Foglio coefficienti di S-B

Tenendo conto che la resistenza mobilitata è per definizione $1/FS$, considerando $FS=3$ il valore limite da norma si ha $res. mob. = 1/3$.
Considerando le 3 prove triassiali fatte, ci si riferisce al provino più prossimo ai 20 kPa richiesti (1), in cui si osserva il raggiungimento di una resistenza mobilitata di 0,333 tra $E_u = 31,49$ e $E_u = 20,19$; interpolando si calcola la rigidezza E_u , indicativa della deformazione del provino (e quindi di Δu_w , di conseguenza).

Il procedimento è analogo per valutare la deformazione assiale (nota E_u) e per il calcolo finale di A in funzione di $E_{assiale}$, da cui, entrando nell'abaco, si conosce β e quindi il cedimento di consolidazione:

$$W_c = \beta \cdot W_{ed}$$

Calcolo del cedimento istantaneo/immediato

Si calcola con il metodo elastico, con E_u corrispondente al fattore di sicurezza; è però necessario il calcolo di I_1 e I_2 , da condursi nel foglio coefficienti di S-B riferendosi ad abachi presenti in letteratura:

$$I_1 = f(L/B) \quad \text{abaco di sopra}$$

$$I_2 = f(H/B), \quad \text{con } H \text{ spessore dello strato deformabile; nell'abaco sono però presenti più curve in base al rapporto } L/B; \text{ per } L/B = 1 \text{ si distingue tra forma quadrata e circolare (qui è quadrata} \rightarrow I_2 = 0,75).$$

Foglio cedimenti

$$W_0 \text{ deriva da un calcolo elementare } (0,22 \cdot 0,23 \cdot 0,24 \cdot 0,25) / (10 \cdot 0,27)$$

$$\text{Cedimento totale} = W_0 + W_c$$

07.06.2024 - Fine

Fondazioni - Modulo Applicativo

Ing. Lucia Coppola

13.06.2024 - 30