



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

NUMERO : 384

DATA : 17/10/2012

# A P P U N T I

STUDENTE : Bertone

MATERIA : Geotecnica

Prof. Lancellotta

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

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

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

# GEOTECNICA

## RIASSUNTI CAPITOLI:

-4. MEZZO POROSO

-5. COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE TERRE

-6. MOTI DI FILTRAZIONE

-8.9 CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

-9. CALCOLO DEI CEDIMENTI

- ▶ la compressibilità di una Tiro può essere determinata attraverso il coeff.  $C_c$  o il modulo elastico  $M$ .
- ▶ NCL: luogo delle Tensioni di snervamento, divide spore accessibili da quelle non accessibili; frontiera dei domini elastici; proiezione della sup. di snervamento

I risultati di una prova Triassiale (condizioni assial simmetriche) sono presentati utilizzando come parametri Tensionali la componente sferica del Tensore degli sforzi e lo sforzo deviatorico (pag. 141):

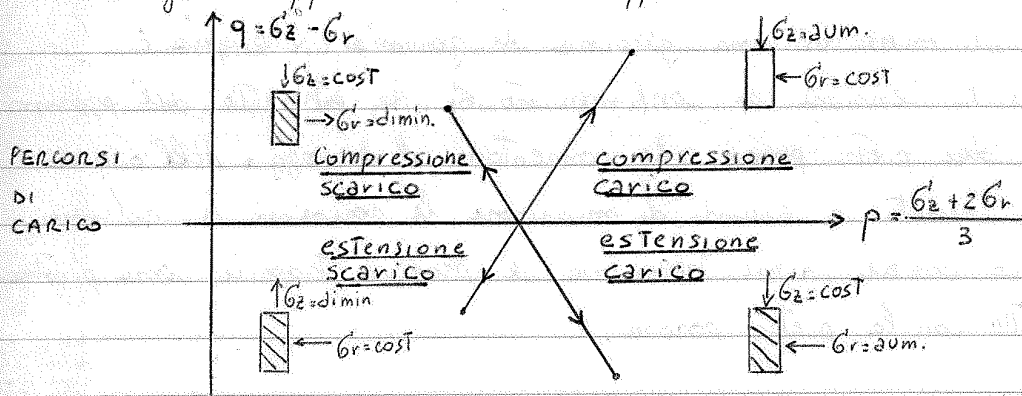
$$p = \frac{\sigma'_z + 2\sigma'_r}{3} = \frac{\sigma'_z + 2\sigma'_r}{3} \quad \Rightarrow \sigma'_\theta = \sigma'_r \text{ (sforzo uniforme)}$$

$$q = \sigma'_z - \sigma'_r$$

► nella fase di consolidazione si ha:

- consolidazione isotropa se  $\sigma'_z = \sigma'_r$
- consolidazione monodimensionale se  $\sigma'_r = K_0 \sigma'_z$

► nella fase di rottura si può simulare un qualsiasi percorso di carico assegnando opportunamente il rapporto  $\sigma'_z / \sigma'_r$

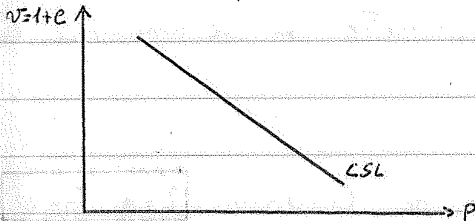
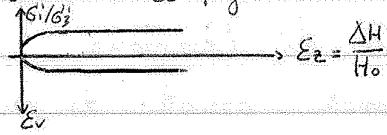


**APPARECCHIO DI TAGLIO DIRETTO**

Nella prima fase della prova si applica la fase assiale N, l'apparecchio opera come un colometro.

Nella fase di rottura si applica la sollecitazione di Toglio T e si misurano gli spostamenti verticali e gli spostamenti relativi tra i due telai orizzontali. Questa apparecchiatura non consente di controllare le condizioni di drenaggio né di misurare le pressioni interstiziali quindi la prova oltre garantire a priori le condizioni di drenaggio, lo stato di sforzo non è noto in questa prova quindi non si può fare archivio di Mohr quindi rimane l'incertezza che la Tensione Tangenziale misurata a rottura corrisponde alle  $\tau_{max}$  o alle massima obliquità  $(\tau/\sigma')_{max}$ . Può essere utilizzato solo per seguire prove drenate e per ottime indicazioni sulle resistenze di Toglio. Molto più determinante la resistenza al Toglio residua.

(\*) leggendo il legame sforzo - deformazione con  $\epsilon_0 = 0,80$  (sabbie molto sultee) da retta definisce un comportamento duttile e tende ad una configurazione orientata in cui può deformarsi plasticamente senza la resistenza quindi DUTILE.



Tutti i campioni raggiungono lo stesso indice dei nodi (da loro grande) indice dei nodi critico (ecc) non è unico ma si riduce all'aumentare del livello tensionale

Nelle sabbie le deformazioni tendono a localizzarsi e, se si aumenta il livello tensionale per evitare i fenomeni di localizzazione, si incontra nell'inconveniente di provocare la frantumazione dei granelli

**MODELLO DI DISSIPAZIONE DI TAYLOR**

M1, lizza un apparecchio di Toglio diretto  $\frac{N}{A} = \sigma'$   $\frac{T}{A} = \tau$

ipotesi: stabilire un criterio di rottura nel dire come viene dissipato il lavoro compiuto dal provino?

tesi: viene dissipato per vincere l'attrito:  $\mu \sigma' dx$

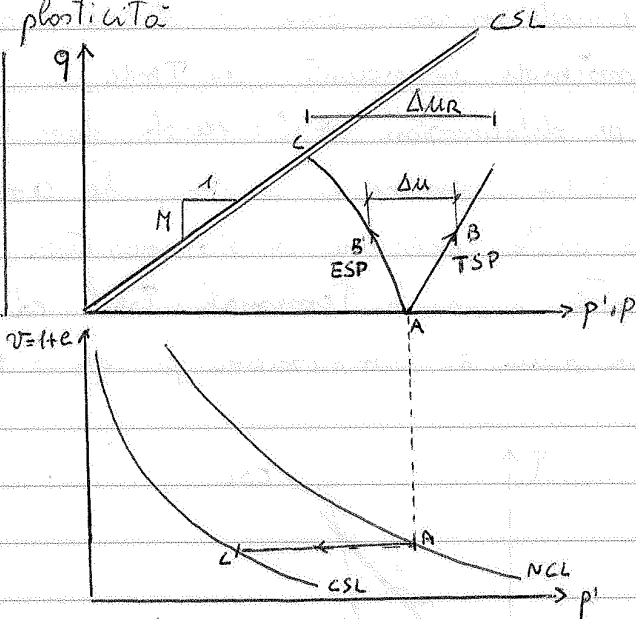
$$L \cdot D = D \frac{\sum dx - \sigma' dy}{\sigma' dx} = \frac{\mu \sigma' dx}{\sigma' dx} \Rightarrow \frac{\tau}{\sigma'} = \mu + \frac{dy}{dx} \quad \text{CONDIZIONE DI ROTTURA (secondo Taylor)}$$

A Coulomb manca  $dy/dx$  poiché l'area non può cambiare,  $dy/dx$  sono le variazioni di volume che avvengono durante la dilatazione e viene detta DILATAZIONE il modo in cui risponde un materiale è dato dalla dilatazione

**RESISTENZA DI PICCO = DILATAZIONE + CONTRIBUTO STATO CRITICO**

valore dell'angolo di resistenza al taglio correlabile all'indice di plasticità

I° FASE:  
 $\Delta p = \frac{\Delta \sigma_z}{3}$   
 $\Delta q = \Delta \sigma_z$   
 $M=3$   
 $\downarrow \Delta \sigma_z$   
 $\uparrow \Delta u > 0$



①  $\Delta u = B - B'$

$\Delta u_R$  = pressione interstiziale a rottura  
 comportamento a rottura come cerchio  
 Mohr (ottenuto qual stato di sollecitazione  
 omno a rottura),

② ho solo  $p'$ , la compressibilità dipende  
 solo dalle tensioni efficaci non totali

① TSP, sto leggendo condizioni iniziali  $\Delta p' = \Delta p - \Delta u$   $\Delta q = \Delta q'$

do TSP finisce con la proiezione di C, la ESP mi dà il comportamento dell'argilla  
 in relazione a TSP

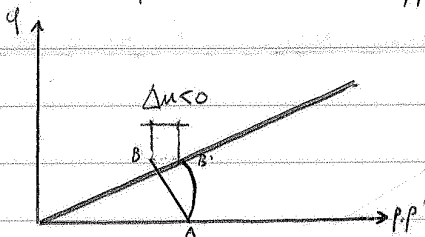
II° FASE  
 $\left[ \begin{array}{c} \Delta \sigma_z \\ \leftarrow \end{array} \right]$

riduco tensioni medie ma aumento la deviatorica  $\Delta p = -\frac{2}{3} \Delta \sigma_z$   $\Delta q = \Delta \sigma_z - \Delta \sigma_z = \Delta \sigma_z$

TSP = Total stress path (rappresenta condizione di carico imposte)

ESP = effect stress path (rappresenta comportamento materiale)

TSP al di fuori dell'involuppo di rottura, allora  $ESP = TSP - \Delta u$ , quindi  $\Delta u < 0$

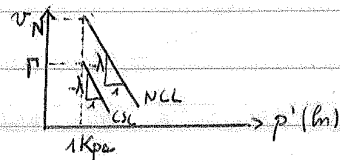


PARAMETRI

NCL  $v = N - \lambda \ln p'$

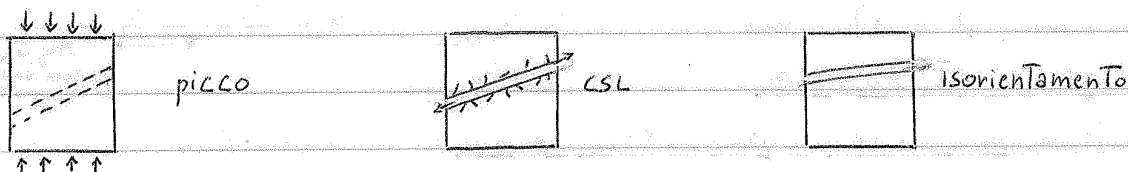
CSL  $v = \Gamma - \lambda \ln p'$

Piano (q, p')  $q = Mp'$



**RESISTENZA AL TAGLIO RESIDUA**

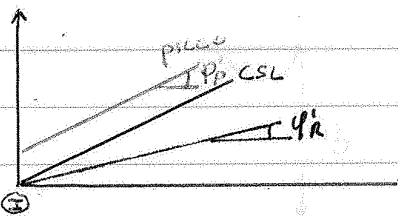
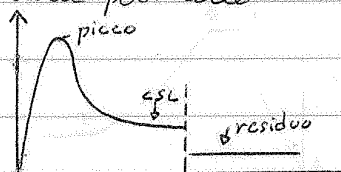
Nel corso delle deformazioni del materiale, dopo essere arrivati alla condizione di stato critico, si ha un comportamento residuo (limite inferiore della resistenza al Taglio), da resistenza residua produce una banda di Taglio all'interno della quale le particelle di argilla sono fortemente orientate.



(1) Nella fase di picco ho la formazione delle superficie di rottura e quindi ho i valori  $\varphi_p$  e  $c'$  che sono i legami che tengono unite le due superficie di rottura

(2) Nella seconda fase ho un orientamento ancora cosuole delle particelle ma non vi sono più i legami diogenetici  $\varphi_p$  e  $c'$

(3) Nell'ultima fase ho l'isorientamento delle particelle da resistenza residua diminuisce al crescere della frazione argillosa ( $Sup. specific = A/particella = m^2/g$ ) ed è indipendente della storia Tensionale, per cui compio ni sostituiti e indisturbati sono caratterizzati dallo stesso involucro. Inoltre la resistenza residua è influenzata dalla composizione mineralogica del campione e dell'ambiente.



(I) Perché ho tre involucri? Tutte le deformazioni tendono a localizzarsi in una zona fino a che non si crea una banda di Taglio (picco, CSL, RESIDUA) disegni.

(II) Quando ho problema stabilità quale uso di involucro?

- Metodo equilibrio limite

- Momento di primo distacco o rottura o rottura di momenti regarsi?

- argilla intatta ( $c', \varphi'$ ) o fessurate ( $c'=0 \varphi=\varphi_r$ )?





Domanda da farsi per determinare coefficiente di ritenzione delle acque:  
 Qual è lo scenario che può verificarsi in condizioni di rottura?

**6.5 MODELLI MATEMATICI DEI MOTI DI FILTRAZIONE**

Si usa la Teoria, linearizzata (mezzo poro rotturo, condizioni isoterme, quantità e gradienti del primo ordine, trascurando gli ordini  $n \geq 2$ )

► EQUAZIONI DI STATO

fase solida  $\rho_s = \text{cost}$

fase liquida  $\rho_w = \rho_{w0} e^{\beta(u-u_0)}$   $\beta$  (compressibilità)

► EQUAZIONE CONSERVAZIONE DELLA MASSA

fase fluida e solida nella formulazione locale (mezzo monoporo  $\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho v) = 0$ )

$$\frac{\partial (m \rho_w)}{\partial t} + \nabla \cdot (m \rho_w v_w) = 0$$

$$\frac{\partial [(1-m)\rho_s]}{\partial t} + \nabla \cdot [(1-m)\rho_s v_s] = 0$$

Tenendo presenti le equazioni di stato si ha:

$$\frac{\partial m}{\partial t} + m \beta \frac{\partial u}{\partial t} + \nabla \cdot (m v_w) = 0$$

$$\Rightarrow m \beta \frac{\partial u}{\partial t} + \nabla \cdot [m(v_w - v_s)] + \nabla \cdot v_s = 0$$

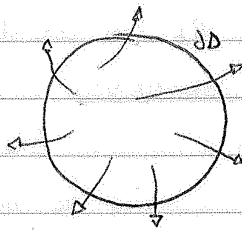
$$-\frac{\partial m}{\partial t} + \nabla \cdot [(1-m)v_s] = 0$$

$v = m(v_w - v_s)$  velocità di filtrazione  $\nabla \cdot v_s = -\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t}$  deformazioni di volume

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

$\nabla \cdot v$ ?  
 la divergenza di  $v$ , indica

la quantità di acqua che sta uscendo, se ho variazioni di volume (compressibilità) questa è dovuta all'uscita dell'acqua.



CONDIZIONE NON DRENATA

$\nabla \cdot v = 0$  non c'è entrata o uscita di flusso d'acqua, la compressibilità è solamente basso che non c'è moto relativo tra le due fasi. A tale condizione sussiste

una variazione di volume dello scheletro solido che non è uguale alla variazione di volume del fluido interstiziale  $m \beta \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t}$

Fase non drenata = assenza variazioni di volume solo se  $\beta = 0$  compressibilità

CONDIZIONE DRENATA

Se la velocità con cui applico il carico è tale che la pressione interstiziale è nulla

$\frac{\partial u}{\partial t} = 0 \Rightarrow \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = \nabla \cdot v$  le variazioni di volume sono imputabili alle riduzioni indicate

d'intersezione tra linee di flusso e equipotenziali non sono quadrati, ma quadrangoli. Se non ritrae e traccia un archio all'interno dell'intersezione allora dico connegge entrambe le linee (unifico grafico)

INTERPRETAZIONE SOLUZIONE

I) quanto vale compo pressioni neutre ( $u$ )?

punto  $x$ : è noto  $h_x$  (equipotenziale)

è noto  $z_x$  (quota geometrica)

$$h_x = z_x + \frac{u_x}{\gamma_w} \Rightarrow u_x = (h_x - z_x) \gamma_w$$

$$G'_z = \text{cost} \quad G'_z = G'_z - u_x$$

II) lunghezza di affianca permette di evitare rifanamento?

calcolo gradiente idraulico nei punti vicini (e nelle sup. in un punto  $\approx c$ )

$$i(c) = \Delta H / L = \frac{h_i - h_{i-1}}{L_{i-(i-1)}} \quad \text{-- noto dal reticolo}$$

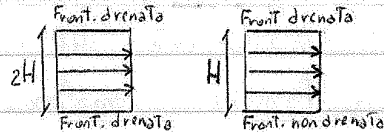
più mi allontano dal contorno e più il gradiente diminuisce, per questo olero fare le verifiche in prossimità del contorno.

III) calcolo portate?

INTERPRETAZIONE SOLUZIONE

(1) condizioni iniziali: problema Cauchy

→ isonomia iniziale



(2) condizioni al contorno: problema Dirichlet

→ ai due estremi del dominio ho sovrappressione istantanea nulla

Soluzione:  $u = u(t, z) \quad \forall t, z$

grado di consolidazione medio:  $U_s = \frac{W(t)}{W_c}$  — cedimento ad un generico istante  $t$

cedimento finale di consolidazione

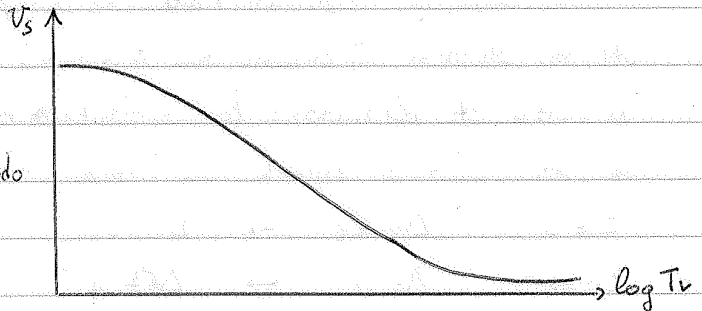
$$U_s = \frac{W(t)}{W_c} = \frac{\int_0^{2H} (u_0 - u(t, z)) dz}{\int_0^{2H} u_0 dz}$$

isonomia rettangolare inizialmente

(\*)  $T_v = C_v \frac{t}{H^2}$  — tempo —  
 mtho spessore strato

fattore di Tempo adimensionale relativo al grado di consolidazione medio

$C_v = \frac{k_{av}}{\gamma_{av}}$  da determinazione di



soluzione adimensionale

Tale parametro viene fatto in corrispondenza

di tutti i gradini di carico, in quanto tale parametro risulta dipendente dalla storia tensionale del materiale

(\*) permette di descrivere l'evoluzione del cedimento nel tempo.

il collasso è il più piccolo valore del carico stabilizzante (solitamente quello a valle del muro  $q = \delta \cdot z$ ).

5.2) Teorema statico (limite inferiore)

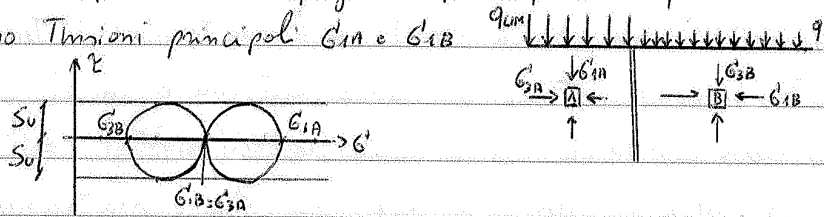
Considerando fondazione non uniforme che trasmette al terreno  $q_{LIM}$  e si considera che all'istante dell'ora di impronta della fondazione sia applicato un carico  $q$ . Se si introduce una discontinuità allora lungo la discontinuità si osserva una rotazione sui piani principali di  $\pi/2$ . Il piano di compresione è principale e quindi sugli elementi A e B si hanno tensioni principali  $G_{1A}$  e  $G_{1B}$ .

$G_{3B} = q + \delta z$  noto ( $q$ )

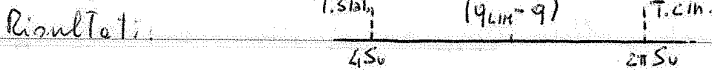
$G_{1A} = G_{3B} + 4 S_u$

$G_{1A} = q_{LIM}$

$q_{LIM} = 4 S_u + q$



Si suppone  $\delta = 0$  ovvero pro del Tirno nulla ma con resistenza al Toglio  $S_u$

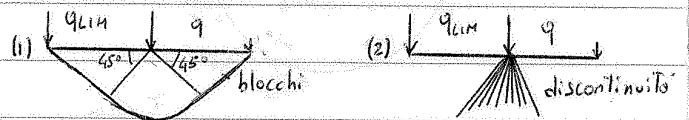


Se prendo il valore del limite inferiore sto commettendo un errore del 20% bisogna una affinare l'operazione

(1) T. cinematico  $q_{LIM} = (2 + \pi) S_u + q$

(2) T. statico  $q_{LIM} = (2 + \pi) S_u + q$

$q_{LIM} = (2 + \pi) S_u + q$  in condizioni non drenate



$N_c = 2 + \pi$  coeff. capacità portante

ESENCIZIO:

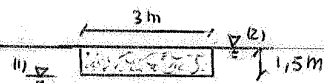
$\delta = 20 \text{ kN/m}$

$q_{LIM} = (2 + \pi) S_u + q = 5,14 \cdot 70 + 1,5 \cdot 20 \approx 350 + 30 \text{ kPa}$

$S_u = 70 \text{ kPa}$

$q_{LIM}^{netto} = q_{LIM} - q = (2 + \pi) S_u$

$q_{AMH} = \frac{q_{LIM}^{netto}}{F_s} + q = \frac{350}{3} + 30 \approx 116 + 30 \approx 146 \text{ kPa}$

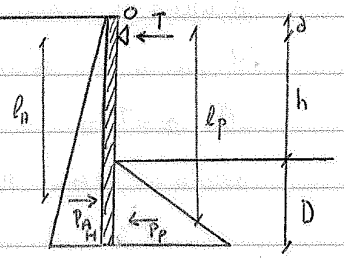


Sul valore  $q$  non si applica il coeff. di sicurezza (poiché senza la Tirna non regge neanche il proprio pro). (1) e (2) non cambia nulla poiché sto ragionando in Termini di Tensioni Totali non efficaci.

VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE PARATOIE

Mecanismi di collasso (pu una buona progettazione)

- 1) Rottura isostatica pu rifonamento (falda)  $F_s = 4h/L$
- 2) Rottura pu mobilitazione della resistenza passiva
- 3) Rottura del vincolo (instabilità del puntone)
- 4) Rottura (locali) di tipo strutturale dovuta a momento e taglio



Considerare la paratoia come un corpo rigido non è un men in quanto a causa delle rotazioni siamo di fronte a deformazioni plastiche del terreno ed elastiche della paratoia ma in quanto le def. elast. che sono trascurabili come contributo allora non commetto nessun errore

Equazioni equilibrio rotazione e Traslazione; incognite T, D

$\sum P_{Ha} - P_{Hp} = 0$

$\frac{1}{2} \gamma (D+h) \cdot K_a \cdot (D+h) \cdot \frac{2}{3} - \frac{1}{2} \gamma D^2 \cdot K_p \cdot (\frac{2}{3} D+h) = 0$

$K_a \rightarrow$  Coulomb  $\delta = \frac{2}{3} \varphi'$  (si prende componente orizzontale)

$K_p \rightarrow 8.28$   $\delta = \frac{1}{2} \varphi'$  (si dà già componente orizzontale)

margini di sicurezza si applicano alle resistenze passive  $F_s = 2 \frac{P_P}{2} = \frac{K_P}{2}$

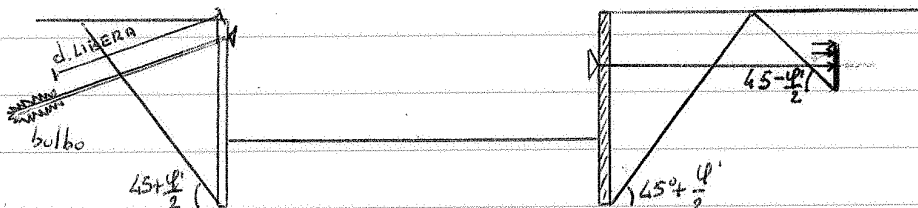
$\sum H \rightarrow P_H - P_P + T = 0$

$T = 1.25T$  (o incrementa del 25%) quando si realizza un ancoraggio, viene messo subito in tiro allora si sta eseguendo un collaudo, quindi il momento della trazione si effettua una trazione, diametro (100-110 mm)

Pochi funzionano bene l'ancoraggio:

(1) Il bulbo di ancoraggio deve ricadere al di fuori del cono di spinta ellisso inclinato di circa  $45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$

(2) Se ho un ancoraggio orizzontale, con piastra d'ancoraggio si usano due cono di spinta ellisso e resistenza passiva, allora funziona bene se il cono di resistenza passiva non interferisce con quello dello spinta ellisso.

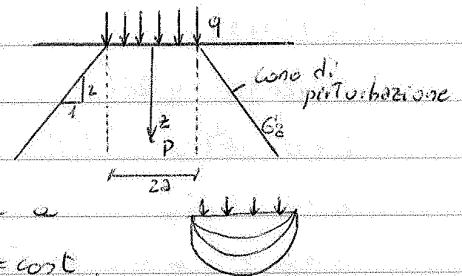


# CALCOLO DEI CEDIMENTI

## PROBLEMA DI BOUSSINESQ

si riferisce al calcolo dello stato di sforzo e di deformazione prodotto da una forza applicata sulla frontiera del semispazio elastico. In corrispondenza dell'origine degli sforzi viene immaginata che intorno a tale punto la forza concentrata sia sostituita da un carico distribuito su una piccola semisfera e che essa equivalga. Il principio di equivalenza elastica noto come principio di de Saint-Venant assicura che la risposta del mezzo è indipendente dall'effettiva distribuzione delle forze, da tensioni verticali e tangenziali risultano indipendenti dalle proprietà del mezzo.

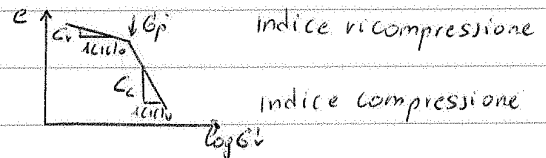
$$\frac{q}{A} \rightarrow \frac{q}{A} \quad q_H = q \cdot \Delta z \cdot \delta \quad \sigma_z = q \left[ 1 - \frac{1}{\left[ \left( \frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right]$$



Nel caso di carico distribuito si trova una configurazione a bulbo in cui ogni superficie compie il valore  $\sigma_z/q = \text{cost}$ .

Cedimento: 
$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[ C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right]$$

$$\left. \begin{aligned} C_r &= -\Delta e / \Delta \log \sigma'_v \\ C_c &= -\Delta e / \Delta \log \sigma'_v \end{aligned} \right\} \text{parametri compressibilità}$$



$e_0$  = indice dei vuoti

$\sigma'_p$  = Tensione di preconsolidazione (max Tensione verticale al quale è sottoposto il materiale nella sua storia)

$\sigma'_{v0}$  = Tensione di consolidazione, Tensione verticale efficace

$\sigma'_p = \sigma'_{v0} \Rightarrow$  **Tenore NC** Quando la massima Tensione verticale efficace alla quale un Tenore è stato sottoposto coincide con la Tensione verticale efficace attuale allora è detto **NORMAL CONSOLIDATO**  $\sigma'_{v0} = k_0(NC) \cdot \sigma'_v$   $k_0(NC)$  coeff. spinta a riposo

$\sigma'_p > \sigma'_{v0} \Rightarrow$  **Tenore OC** È detto **preconsolidato** se attualmente è sotto compresse una Tensione verticale efficace inferiore a quella raggiunta nel corso della sua storia  $\alpha = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$  rapporto di preconsolidazione per quantificare il fenomeno di preconsolidazione.

$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v = \sigma'_{v0} + q$  = Tensione efficace finale che tiene conto del carico applicato