NUMERO : 161

DATA : 03/10/2011

A P P U N T I

STUDENTE : Goso

MATERIA : Fondazioni I
Prof. Costanzo

FONDAZIONI I

Prof. COSTANZO

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 3 di 188

FONDAZIONI I - Costanzo

Nome testo che Capitolo 6 (fondazioni)
" 2

Programma

- Fondazioni superficiali o dirette (plinti (isolate + pilastri), che appoggiano dirett. sul terreno e scaricano x compressione (travi di fondazioni)
  possono essere parallele o a telaio (2 ordini di travi) → graticcio
  quando è chiesta Area > di impronta di carico = fare platea (fondaz continua)
- Fondazioni profonde (ma ≡ con i pali, fondaz a pozzo).
  pali di fondazione distinti → ≠ x modalità esecutive { pali infissi / pali trivellati / altri (intermedi).

Si fanno verifiche di carattere geotecnico (carichi limite che la fondaz può portare = capacità portante) e comportam. di esercizio.
x le fondaz. dirette di uso comune → dimensionam. strutturale della fondazione (predimensionamento).
Tutti concetti di base della scienza e tecnica costruzioni (C.A.) e geotecnica devono essere noti.

- Squadretta, compasso, calcolatrice

Imp! - Tutti gli esercizi devono essere riportati su quadernone A4 da portare all'esame.
- Esercitazioni da consegnare (ma sul quaderno ma su fogli protocollo a quadretti) e poi portare all'esame.

ESAME: Prima di accedere all'orale bisogna risolvere un esercizio.

TESTI: GEOTECNICA (Lancellotta).
FONDAZIONI (Lancellotta, Calavera) McGraw-Hill.

24/02/09

La fondazione ha 8/10 MPa di sollecitazione → non tollerabile da nessun terreno = diffondere i carichi = ridistribuire → con elevata rigidezza ottenuta usando volumi cls esuberante = strutt. tozze (ce ne muso acciaio xchè R ma flessibile).
Le strutt. analizzate sm bidimens. o 3D (plinti)
Raffinare calcolo strutt. x fondaz è velleitario → le incertezze nel calcolo delle fondaz dipende da vari fattori (incertezze su parametri terreno)
" di modello
i carichi che arrivano dalla struttura non sono certi sopratt. se si parla di fondazioni continue → in una strutt. iperstatica (e lo sm quasi tt) la ridistribuz degli sforzi avviene x cedim differenziale dei pilastri → fondaz possono subire cedimenti → peso sm ≠.

IMP! Aspetto chiave del probl geotecnico è la caratterizzazione del sito x trovare i parametri mecc. del sistema. (Quanti sondaggi, fino a quale profondità, quali prove a seconda del terreno).
↓
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA del sito (Ing. Comina).

Dimension. fondazioni non modelli complicati

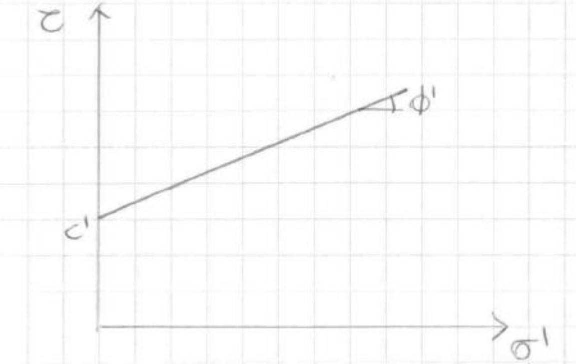
Fondazioni dirette → stabilire dim in pianta della fondaz x soddisfare 2 requisiti { CAPACITÀ PORTANTE / SLITTAMENTO. SLU (norme) / CEDIMENTI (SLE)

_ I PLINTI _

La fondaz soggetta a q progetto deve garantire margine sicurezza rispetto a collasso di tipo geotecnico.

lo S scivolamento è a livello piano di posa (non arrivo al P.C.).

Scegliere legge costitutiva x il materiale (di solito il criterio di rottura + usato in campo geotecnico è quello di MOHR-COULOMB).

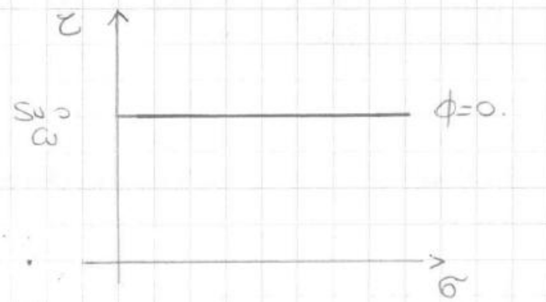


→ nel piano τ/σ' inviluppo di rott. è una retta identificata dalla sua pendenza (angolo di R al taglio) e da intercetta su asse τ (c' = coesione

$\tau = c + \sigma' tg\phi$

tens. efficace (conosco le sovrapress. (u) dell'acqua nel terreno). Mat. granulare tens. si dissipano subito allora uso tens. effic. Se a grana fine = perm. bassa = tens. eff. provocano Δu variabili da punto a punto che non so preved. ed anche tanto (fine consolidazione) Δu>0 → capita che applicat q parte carica tens + variaz subito dopo applicat carico (Δu max) se poi q ↗ allora si stabilizzano e coeff. sicur. → ↑ nel tempo. La rott. si ha poco dopo applicat q in condizioni non drenate

CONDIZ. NON DRENATE fosse stima attendibile Δu (se la sapessi misurare la calcolerei pto x pto ma non è così) → sviluppo analisi in termini tensioni totali (modello costitut. ≠) → non è reale mecc. Mi riferisco a crit. rott nel piano τ/σ (totale) ed è mecc. puramente coesivo (crit. rott. = retta orizzontale φ=0 e l'intercetta è detta R al taglio nondrenato o R al T iniziale (Su o Cu).



τ = Su (crit. rottura)

ordunque cost.

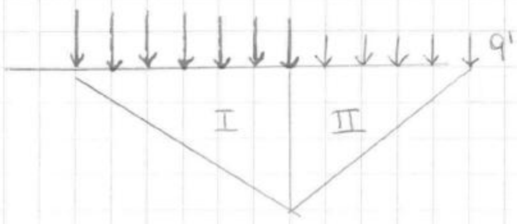
φ' non tutti sono param. reali del terreno solo φ' critico e φ' residuo lo sono
↓
valore legato solo a natura (granul e mineral.) del mat ma non fine di sollecit, stato addensam e percorso di sollecitazione. (se ⊘ φ è qll del tipo di provino)

Cu o Su param. fittizi scelti in base a stato iniziale e percorso di carico
es Su x tipo probl di capac. portante = ricavato da prove compress x q (percorso analogo a qll che induco nel mat). x arrivare a rottura.

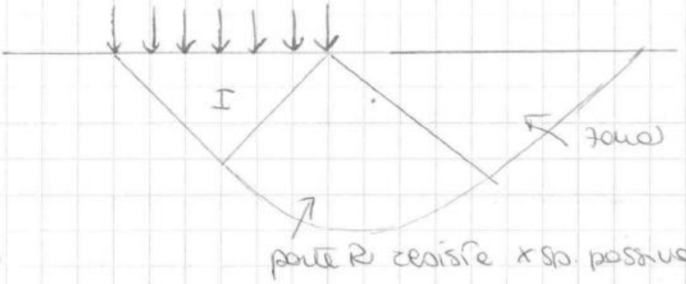
Rott. x spinta attiva x scavo tensionale allora devo avere Cu ≠ xchè ricavato da prova triassiale di compress. x scarico.

Per mat coesivi devo fare 2 verifiche di cap. port
- a breve termine (dopo applicat q) mat non subito drenato (tens. totali) non sono sicuro condiz. + critica ⊘ so φ' e c' allora posso fare analisi)
- term. condiz. drenate (analisi a lungo termine) esaurita la consolidaz primaria dissipate le sovrapressioni.

Di solito ci occupiamo di **terreni sciolti** (non rocce o rocce tenere (arenarie...)) → grani indipendenti (comprese le argille)
coesivi = con coesione efficace? ce l'ho solo se tra grani ∃ legame chimico (cementazione).



Condiz drenate



Raccolgo i termini e esprimo qlim in fun delle dette forze

$q'_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma + c' N_c + q' N_q$ questa espressione è molto comune nelle fondaz. È l'unica x il calcolo della capacità portante

c'è metodo simile a quel delle curve di interazione (M e N) ma è poco usato.

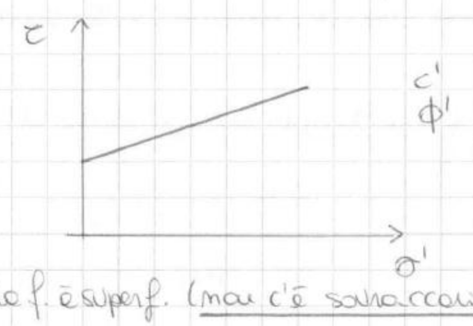
La formula si è sviluppata x tener conto di q e delle esatt geom.
Qst form. è una formula approssimata.

I 3 coefficienti N_γ N_c N_q = fattori di capac portante e sn fun sl dell'angolo di R al taglio sn fun della st data al probl.

F. nastriforme
q verticale → semplificano il probl
q centrato

Una st esatta che tiene conto di tt e 3 fattori ∄. La st esatta (nel campo della plasticità ∃ ≠ teo → teo del limite superiore e inferiore non danno st esatte ma dei limiti → se le st = allora la st è esatta. Qnd parlo di R se non trovo la st esatta serve almeno limite inf. accettabile (ma sup kdue non cautelativo).

1) Ql sn le st esatte disponibili? Una st rigorosa con metodo caratteristiche (Prandtl) 1921 x caso ideale → terr. con inviluppo rettilineo in condiz drenate



→ $q'_{LIM} = c' N_c$

Se determino q'_{LIM} ricavo N_c
si è ricavata una st esatta

$N_c = \cot\phi' \left[\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan\phi'} - 1 \right]$

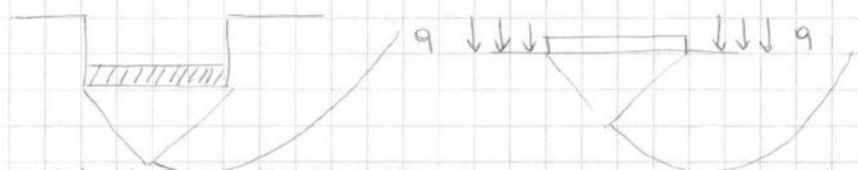
la f. è superf. (non c'è sovraccarico laterale) → $q' = 0$

$\gamma = 0$ peso nullo x non aver variaz con la profondità
si schematizza forte.

3

Ci sn altri 2 termini

- d (depth = profondità) = qud faccio per semplificazione = supposto f superf e al terreno attorno sostituito il suo peso q. = la S di rott. si arresta al piano di posa



In realtà la S di scivolam si estende al PC tiene conto della R x attrito del piano aggiuntivo

(relativo a analisi in term. tens. efficaci)

$q'_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c + q N_q s_q i_q b_q g_q d_q$

sapere significato di ∀ termine e qud deve essere applicato ecc

Il fattore può essere ≥ 1

$s > 1$
$d > 1$

s porta a incremento R. se ho f. nastrif con φ ho certo q_{lim}. se passo a f. finita tendo a ↑ q_{lim} e arrivo a max x f. quadrata o circolare < effetto legato al cuneo che va a rottura. f. nastrif S di tipo cilindrico (è = in ∀ piano) contributo dato da laph fond (non effetti bordo)

Quadrata — cuneo ha per forma simmetrica ma ai bordi si divide → perde a incremento R unitaria.

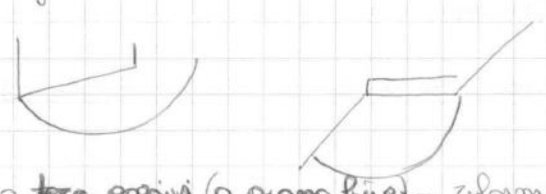
Non tutti gli autori sn d'accordo (sn legati all'angolo di R al taglio)

$d > 1$ (ho attrito terreno superiore → R ↑)

$i < 1$
$b < 1$
$g < 1$ } x la geom. — x ↑ coeff x es inclino la base

la presenza componenti tang fa sì che q_{lim} ↓ in modo significativo (modifico stato tensionale e forma S rottura

inclino f. eq non è indiff. dove si taglia = si taglia dove la S di scivolam è + corta ideale x f.



Qnd ho terr coesivi (a grana fine) = riformi a inviluppo rottura con Su

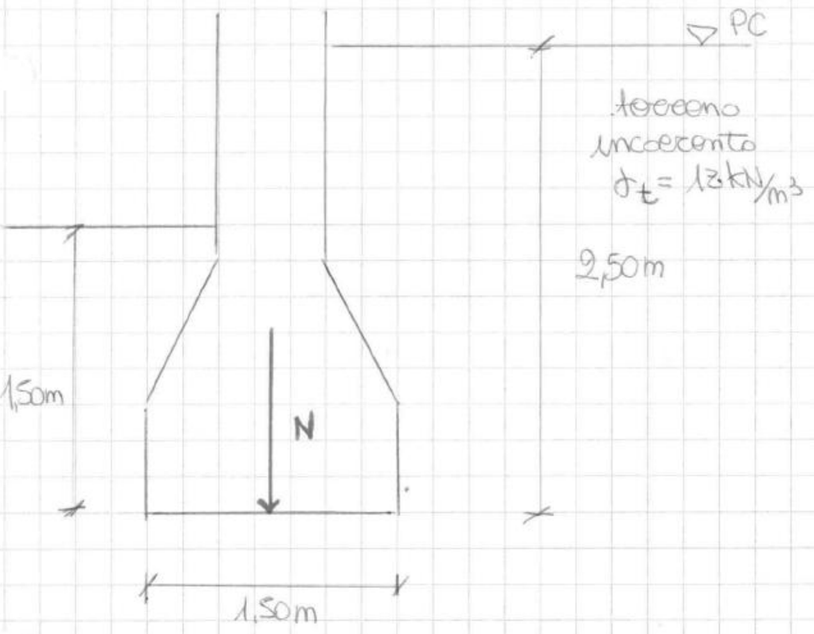
$\phi = 0 \quad c = S_u$

Quindi i 3 fatt. hanno 3 valori univoci
→ $N_\gamma = 0$
→ $N_q = 1$
→ $N_c = 2 + \pi$ (5,14)

$q = c_u N_c s_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 d_c^0 + q$

in termini tensioni totali — Coeff correttivi solo x il termine coesivo
↳ hanno 0 x dire che analisi in termini $\phi = 0$

Muro portante di un edificio



Suppongo q centrato

incertezza

Il terreno è incoerente → $c' = 0$
$\phi' = 36° \pm 2°$ (da indagini geotecniche).

Non c'è falda.

? Nein

ϕ'	N_γ	N_q
34°	41,1	29,4
36°	56,3	37,8
38°	78	48,9

$$\boxed{\begin{aligned} & q'_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma + q' N_q \\ & q' = 1{,}5\gamma' \\ & N_{LIM} = q'_{LIM} \cdot B \end{aligned}}$$

Non ci sono coeff correttivi — kPa — terreno sopra lati il contributo γ e γ' non c'è falda — $q = q'$

$$q'^{34°}_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}5 \cdot 41{,}1 + (1{,}5 \cdot 18) \cdot 29{,}4 = 1348.65\ kN/m^2$$

$$q'^{36°}_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}5 \cdot 56{,}3 + (1{,}5 \cdot 18) \cdot 37{,}8 = 1780.65\ kN/m^2$$

$$q'^{38°}_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}5 \cdot 78 + (1{,}5 \cdot 18) \cdot 48{,}9 = 2373.3\ kN/m^2$$

$$N^{34°}_{LIM} = 1348.65 \cdot 1{,}5 = 2022\ kN/m$$

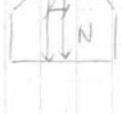
$$N^{36°}_{LIM} = 1780.65 \cdot 1{,}5 = 2672\ kN/m$$

$$N^{38°}_{LIM} = 2373.3 \cdot 1{,}5 = 3561\ kN/m$$

Si duplicati ci sono 2 spessori ≠ → la sup. rottura si sviluppa dove R< allora dove sovraccarico è 1,5m di terreno.
Quanto pesa il contributo del terreno? Più della metà è dovuto dal pl laterale (qui è solo 1,5m) → 57% della R totale. (Non c'è ancora percentuale sicurezza xché non sono in esercizio ma all'atto di rottura).
Soprattutto x mat granulari (ϕ' elevato) q' pesa molto e non sempre c'è (magari x manutenzione tolgo un tratto e mi porta sotto i valori di rottura).

Poi ho incertezza su parametri (ϕ') → incertezza 1/2° non è molto su 36° però porta ad esem.
$\phi' = 34° \rightarrow$ 25% riduzione
$\phi' = 38° \rightarrow$ 33% aumento

Valutare più influisce il sovracc.
Valutare incertezza x posizione di N ($\phi' = 36°$, $e = 25cm$)



Disegnare diagr. di q

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 13 di 188

26/02/'09 **VERIFICA della SICUREZZA**

Ci sn norme che def opere forniscano sicurezza allo SLU. Mecc. collasso = capacità portante
scorrimento

V verifica def ≠ margini di sicurezza _

APPROCCIO DETERMINISTICO (applicazione di coeff. globali

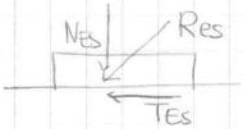
Deve ∃ fattore sicurezza

$$F_S = \frac{R}{S}$$ ↗ resistenza
→ sollecitazioni

la R è il q = N_{lim} (calcolato)

$$\boxed{F_S = \frac{N_{lim}}{N_{es}}}$$ valore sulla f in condiz di esercizio

Se faccio la verifica a scorrimento



È la compon. tg che tende a far scorrere.
suppongo blocco R solo x attrito (∃ δ (angolo) tra terr e fond).

$$T_{lim} = tg\,\delta\, N_{Es}$$

$$F_S = \frac{T_{LIM}}{T_{Es}}$$

I coeff di sicurezza sono fattori di q $\left(q_{lim}/q_{es}\right)$ q_{es} non deve superare q_{amm}.

Posso vederli come riduttori dei param di resistenza del terreno. / ø coesione (azioni dalla fondaz.

In lef li vedo come fattori di q.

I fattori di sicurezza globale coprono incertezze
- stratigrafia, geologia
- param di R del terreno
- azioni sn incerte (i valori sn cautelativi ma posso sbagliare la stima)_
- incertezze di modello

Quanto peso ∀ incertezza è difficile = norma fissa un valore che dipende dall'esperienza - da casi reali di rottura e al rischio connesso. Se dim muro sostegno che hanno una scarpata norma dice fatt. sicurezza 2 se però è x edificio fatt. sicurezza è 3 x lo stesso f.
∀ stato in base a carichi, suolo, incidenti, modi costruzione... ho ↑↓ il coeff di sicurezza_

CAPACITÀ PORTANTE X EDIFICI $\boxed{F_S \geq 3}$

" " MURO SOSTEGNO $\boxed{F_S \geq 2}$

SCIVOLAMENTO di MURI di SOSTEGNO $\boxed{F_S \geq 1{,}3}$

Questi sn valori consigliati ma posso accettare margini sicurezza + alti x opere particolarm. complesse uno può dire accetto 2 ma ho responsabilità penale se ci sono degli incidenti.

Fs per la cap. portante era espresso

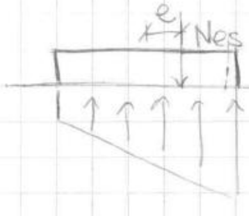
$$F_S = \frac{q_{LIM}}{q_{SERV}}$$

pressioni di contatto

Non è rapp. tra tens. di Fs ma rapp. di F.

$$*' \quad F_S = \frac{q_{LIM} \cdot B}{q_{SERV} \cdot B} = \frac{N_{LIM}}{N_{ES}}$$ Assumo = distribuzione (rettangolare costante).

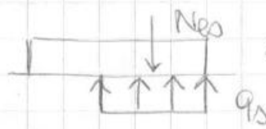
Fittizio non è la distrib. reale di tensioni in esercizio sotto la f.



In esercizio suppongo comport. lineare = distrib. di tens. è lineare = la press. di contatto σ_D è lineare e ha distribuzione *

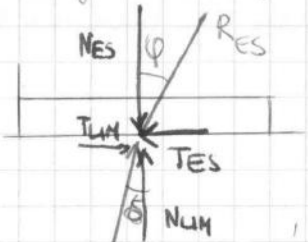
$$* \quad F_S = \frac{q_{LIM}}{\cancel{\sigma_D}} \text{ No}$$

per scrivere *' allora devo assumere distrib. cost. sulla base ridotta



VERIFICA a SLITTAMENTO

negli edif. di solito q verticale è >, nei muri sostegno posso avere Risultanti inclinate



l'azione che sollecita a slittamento è la componente tg.

$$T_{LIM} = N_{ES}\, tg\, \delta + c_a BL$$

δ = angolo attrito fond. terreno
c_a = se a sn forze adesione
BL = dim. f. su cui agisce

Terreno reale = rimaneggiamento + getto cls → adesione è incerta
è variabile nel tempo (es argilla ha variaz. contenuto acqua)

se un'aliquota è variabile = trascurabile per cui anche su terreni coesivi $c_a BL = 0$

Attrito c'è sempre

$$\boxed{T_{LIM} = N_{ES}\, tg\, \delta}$$

Con T_{LIM} assumo che T_{LIM} (R_{max}) stia nel rapporto con $tg\,\delta$

$$F_S = \frac{T_{LIM}}{T_{ES}} = \frac{\cancel{N_{ES}}\, tg\,\delta}{\cancel{N_{ES}}\, tg\,\varphi} = \frac{tg\,\delta}{tg\,\varphi} \quad tg\,\varphi = T_{ES}/N_{ES}$$

Rapporto tg angoli:
- angolo attrito
- angolo di obliquità (Normale forma con la verticale).

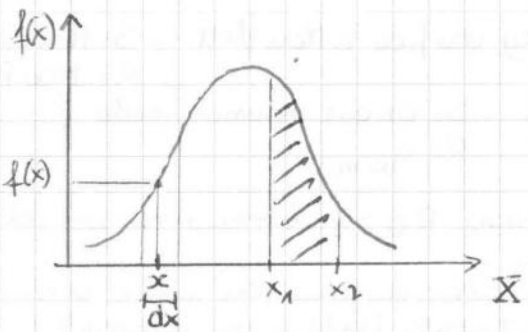
Noto il valore di δ so margine di sicurezza senza fare calcoli.
Non serve cambiare B, L non intervengono nell'analisi.

Fs (1,3 ÷ 1,5) (nella norma è 1,3).

Quanto vale δ = f = cls gettato contro terra = max δ è $\varphi'_{critico}$ del terreno (7)

03/03/'09 MISURE della SICUREZZA

Secondo DM 1988 la misura della sicurezza (soddisf requisiti sicurezza) = metodi st bandi.
= individuazione delle azioni nominali che la strutt. deve sopportare e prendo con valore determin → mai tt agenti con = intensità → esploro ≠ condiz di carico = in fondo † def valori probabili di sollecitazione. Valutavo quali erano i valori + critici (di una stessa f. faceo o + verifiche (vedi esercitaz) e il margine di sicurezza deve essere > di un certo valore.
R assunto come deterministica = valori di R.
Def fattore di sicurezza R/Sollecit = verso Prob che si verifichi collasso = è deterministico non def la distrib. probab. prendo i 2 valori nominali e dico devono stare a certa dist. → l'azione non è univoco varia nel tempo, ~~con le~~, può variare pto x punto nello spazio come nel tempo la R del cls varia + incertezze nel determinare le grand.
so che R e S non sono determin. ma su caratt da distribuz di probab.



$\underline{X}$ = grand qualsiasi variabile (es q norm. al piano di posa ƒ, Mar flett. trave...)

x = valore istantaneo di X (quantità numerica).

Considero la variabilità di X e la valuto con 2 modi:
- Descrizione con la fun $f(x)$ = DENSITÀ di PROBABILITÀ o DISTRIBUZIONE di PROBABILITÀ.

x def Prob. che X compreso in certo intervallo di valori uso $P\{x_1 \leq X \leq x_2\}$ → P che valore numerico $\in [0,1]$
$p=0$ ~~certo~~ avvenim. non può accadere
$p=1$ certezza dell'accadimento.
Ma posso associare p a un solo valore x ma ad un intervallo → prendo intervallo dx
p che $x \in dx$ → $p = f(x)\,dx$
↓
valore fun nel punto mediano

la curva non rappresenta misura p corrispondente a x = la p è data dall'area sottesa dalla curva = ~~ar~~ ∫ della f. se dx piccolo A → 0 non la fun.

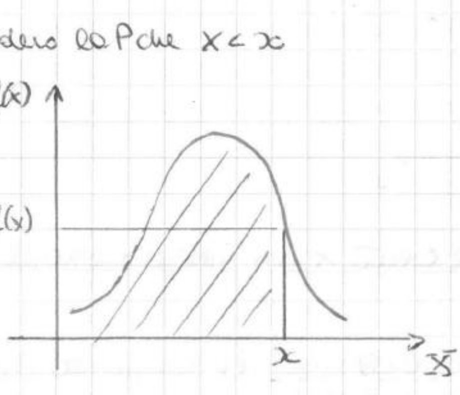
Prob. che $x \in [x_1, x_2]$ posso def i limiti dell'intervallo sull'asse e prendo in esame l'area sottesa dalla curva

$$p\{x_1 \leq x \leq x_2\} = \int_{x_1}^{x_2} f(x)\,dx \quad \Big| \quad f(x) \geq 0 \quad \int_{-\infty}^{+\infty} f(x)\,dx = 1$$

ho la certezza che x cada nell'intervallo

Un altro modo x rappresentare la p. è riferirsi a altra curva $\boxed{F_X(x) = p\{X \leq x\}}$ FUNZIONE DI DISTRIBUZIONE CUMULATIVA

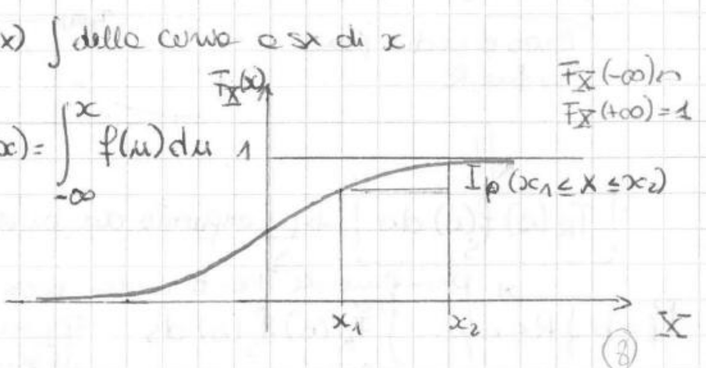
Considero la P che $X < x$



$F_X(x)$ ∫ della curva a sx di x

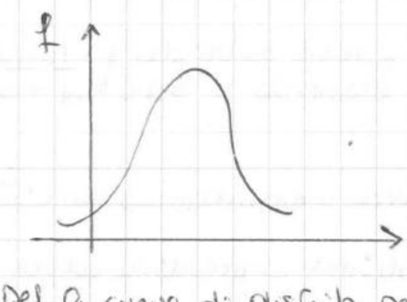
$$F_X(x) = \int_{-\infty}^{x} f(u)\,du$$

$F_X(-\infty) = 0$
$F_X(+\infty) = 1$



Apparte di fattore di sicurezza es. centrale + prob di rottura - se modifico curve distribuz della R es si abbassa e allargo (sqm >). *1
Se + sono strette + si riduce la p di rottura -
La norma vecchia **non da misura** delle sicurezza **come p. di accadim. del collasso**

Quali sono i ≠ modi di calcolare la sicurezza?
Penso di conoscere la distrib. statistica delle grand. fond. e che le grand. siano indipendenti (non vero).
Livello di rigoroso è **METODO DI LIVELLO 3** prendo tutte le grand. che entrano in gioco e compongono R e S e le considero come grand. variab. ∀ azioni (peso proprio, az. est. ...) sn variab. e hanno curve di distribuz. = suppongo di conoscerle

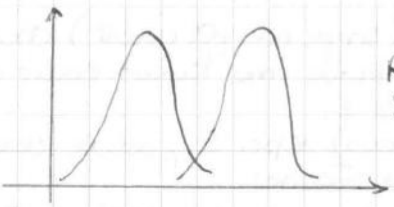


Lo stesso vale per le R (ρ', f_{cm} ...) hanno f.
Anche la geometria è variab. = soggetta a incertezza

- M
- Q
- a

} Tre classi che def valore di sollec. e Resist.

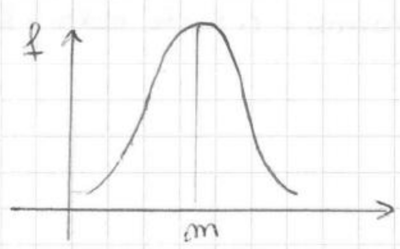
Def la curve di distrib. per R e S



R
S

Se so la reale distrib. = ho applicato met. statist. livello 3
Qst sn date da M Q e a allora non sono indipendenti
Se avessi davvero le 3 curve calcolo P_f.
Qst metodo complesso = non applicabile ai casi reali = analisi strutt. si accontenta del LIVELLO 2 (+ semplificato ma sempre statistico).

non descrivo ∀ grand. con esatta curva di dens. di p. ma uso i suoi Mom di I e II ordine = m e σ^2.



m e quella curva è aperta o chiusa σ_x
A m e σ_x possono corrispondere ∞ curve
∀ grand. allora ho solo $\bar{x}$ e $\bar{\sigma}_x$ (medi).

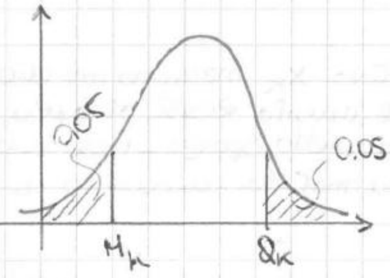
Con approccio statistico arrivo a def le stesse grand. x la R e lo sollecit.
Non ho + la curva di distr. ma $\bar{R}$ $\bar{\sigma}_R$ / $\bar{S}$ $\bar{\sigma}_S$ posso associare
con ip del tipo di distrib. delle curve allora associo pf

Anche qst metodo non è banale x i casi pratici

Livello 1 → semiprobabilistico o metodo dei valori estremi → gli EC si collocano a qst livello di analisi.

↓

x cui ∀ grand. fisso determinati valori estremi → identificati con il termine valore caratt. X_k
Se avessi la curva di distribuzione di una grand. → X_k è il frattile del 95% se considero un'azione (se sfavorevole = massimizzo l'azione)
se parlo della R (materiale) → R_k = frattile del 5%.



Frattile associato a p. di superam. o grand. inferiore
Se avesse distribuz. statistica per R ho area 0,05 per S frattile del 95% area a dx 0,05% = prob. che venga sup. il valore
Viene dato da norma il valore e lo assumo affidabile

(9)

- a_d = geometria (es. Hole f., altezza dello scavo, prof. dove ho cambio di strato).

- **Ed si ricava come funzionale**: fun di H e quantità con valore di progetto, param. di prog. e pesi di prog. = valore di calcolo dell'effetto dell'azione

in ambito geot. posso calcolare effetto azioni con X_d, a_d e valori caratteristici dell'azione allora devo moltiplicare $E \cdot \gamma_E$ → γ_E di solito assunto $= \gamma_F$

es un'azione che posso avere in geot. = Pa contro muro di sostegno → introduco x_i e calcolo i param di calcolo del terreno (X_d = fun di ϕ') = Tr se ho sovracc. interviene nel calcolo della spinta. Non è equivalente usare le 2 formule

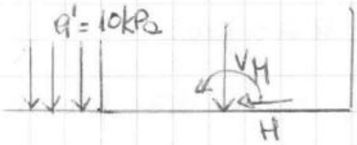
- R_d: nelle strutture mancano $\frac{1}{\gamma_R}$ e poi aggiunto set di coeff. $R\left[\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d\right]$

→ in campo geotecnico introduco γ_R parziale sulle R calcolate →

- Calcolo azioni, sollecit. = hpo lineare
- le azioni sono dipendenti è vero: H del cls non fun del mat. = non vero in ambito geotecnico
R e Ed sono fun dei param del terr. e delle azioni → N_γ N_q sono esponenti, i_q ... non lineari → cambia profondamente a seconda angolo ϕ è ≠. la spinta attiva è un'azione e dipende da ϕ' se considero diaframma ho spinta passiva ma è fun ϕ' → tutte ss. complicat. hanno bandito ... psf metodo alle geot. = complicat. successive.
γ_R variab., ci sono 3 mod. x calcolare Ed e Rd. → DESIGN APPROACH. Usiamo due scegliere quale D.A = scelti 2 ma non per H
DA1 } a seconda della
DA2 } verifica.

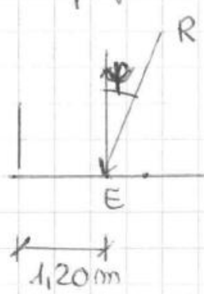
04/03/09

Correzione esercitazione



$V = 500 kN/m$
$H = 195 kN/m$
$M = 150 kNm/m$

Per v.a profica



Def E dove cade la Risultante

$|R| = 536{,}7 kN/m$

$\psi = 21{,}3°$

Dato la distanza d'E → $B_R = 2 \cdot 1{,}2 = 2{,}4 m$

Dai valori di $\delta = 26°$ e $\psi = 21{,}3$ = non verifico a slittamento → $FS = \frac{V \operatorname{tg}\delta}{H} = \frac{V \operatorname{tg}\delta}{H/V}$ (Resistenza)

$= \frac{\operatorname{tg}\delta}{\operatorname{tg}\psi} = \frac{26}{21{,}3} = 1{,}25 < 1{,}3 \div 1{,}5$ → la fondazione deve essere modificata

Verifica a capacità portante

$q'_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma i_\gamma + q' N_q i_q$ $\quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V}\right]^{m+1}$ $\quad$ m = rapporto geometrico

$= 451 kPa$ $\quad i_q = \left[1 - \frac{H}{V}\right]^{m}$

(10)

Ammane c'è analisi dei q della struttura sulle quali progetto la fondazione - molle > parti edif nel calcolo delle azioni esterne q, geom ma poco param del terreno (eccetto muri berm, ...) ≠ se parlo di diaframmi
Bisogna vedere se q è stato calcolato secondo quanto è necessario x la geotecnica.

Analisi dei q di una struttura (2.5)
def le azioni e come variano - permanenti G (forze perm. del terreno fluidi, viscosità, ritiro).
caratterizzate con opport. γ_G
- Variabili Q azioni sulla strutt. o sull'elem. con valori istantanei variabili nel corso della vita -
- eccezionali A non detto strutt. debba sopportare questi azioni
- sismiche: E

Nelle verifiche considero le azioni G e Q. G sono di solito peso proprio e F di gravità, le F variabile sono ≠.
Q_{ki} = valore caratt. della F variabile i-esima (persone, neve, vento, peso merci).

Sono azioni variabili e il valore caratt. è la frattile del 95% (cautelativo). scale, balconi = 400 kg/m² → su un solaio 200 kg/m²
Se ho valori moderati → coefficiente
Nelle f. è ancora - improbabile che tutti i q agiscano con intensità chiaro prendo ψ_{ij} = coeff di combinaz delle azioni. A seconda dello stato limite prendo 1 azione dominante e le altre accessorie.

$\boxed{2.5.3}$ COMBINAZIONE delle AZIONI → combinazione x def q in fondaz. A seconda dello SL da considerare ci sono ≠ modi di combin. le azioni.
es verifiche a scorrim / cap. portante = SLU
↓
USO COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \underset{\text{↳ amplifico se sfavorevole}}{\overset{\text{presa con valore max}}{Q_{k1}}} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_2 + \ldots$$

le azioni permanenti ci sono sempre ma possono variare i coeff. γ_{G1} o γ_{G2} a seconda che l'azione sia favorevole o no per la verifica. Poi ci sono F di precompress. e le azioni var.

$\gamma_{Q1} = \emptyset$ se Q_{k1} favorevole

ψ_{02} = riduce le altre azioni

Penso qs più eve ai plinto → ho la combinaz ma poi ∀ possib. combinaz di q mi da ≠ set = ho 10/20/30 combinazioni.

Noi possiamo ovviare questo → so G_d e Q_D o N_d H_d M_d = carichi + sfavorevoli.

Tab $\boxed{2.6.1}$ → G
→ G non strutturali (vale solo x edifici altri) → pesi portati, (tramezzi, sottofondi).
→ sono equiparati ai Q. es peso soletta deve essere distinto da sottofondo e pavimento perché può essere modificato.
→ Q
Ci sono 3 colonne EQU, A1 STR, A2 GEO.

X analisi limite delle strutt. si calcolavano amplificaz q con γ $\left\langle \begin{matrix} 1{,}3 - 0 \\ 1{,}5 - 0 \end{matrix} \right.$
Quando analizzo F di natura geotecnica es F di spinta di un pendio portavano a risultati assurdi = prob. di instabilità se lo prendevo favor. da un lato e sfav. dall'altro su terreno
no piano → frane
Coeff non sono univoci ma sono ≠ ∀ SLU

05/03/'09 **Edificio civile abitazione**

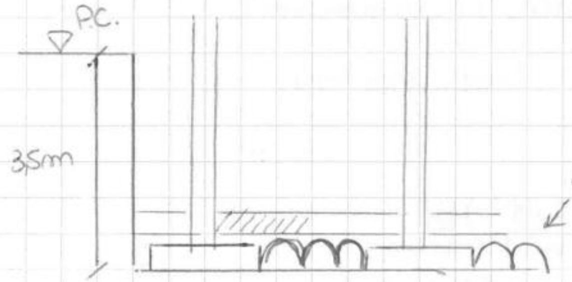
Piano primo fondazione : 3,5 m dal P.C.

Fondazioni a Plinto

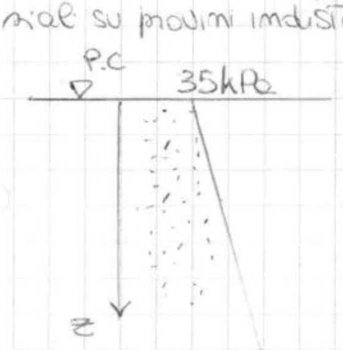
Terreno: argilla moderatamente OCR

$\gamma = 18\, kN/m^3$

$C_U = 35 + 6z$ (kPa), z dal p.c. (m)



Prima della costruzione dell'edif. indagine in sito x lo quale si è def i valori (con prove triassial su provini indisturb. o scissometriche).



Def profilo di progetto e param. di progetto del sito.
Suppongo ho valore iniziale di cu e poi ↑ linearmente.

Faccio valutaz. su fond. a plinto per cui sono dati valori di q in esercizio
Quindi progetto le f. a plinto siffatte + uguali
Devo def. classi di pile e tipologie di plinto → lo stesso plinto devo verificarlo x diverse combinazioni di q.

1) $N_{es} = 770\, kN$ la progett. è dimens. x tentativi della f. e poi vedo se x certe dim soddisfo i margini di sicurezza

plinto quadrato $l = 2,5\,m$, piano posa a 3,5 m dal PC. e rimane intercapedine tra I solaio e plinto riempito con la terra e ghiaia non con la ghiaia — peso limitato

Verificare se plinto risponde alle condiz. di q
Vedere anche per $e = 0,32\,m$ di carico
Fare una verifica a breve termine.

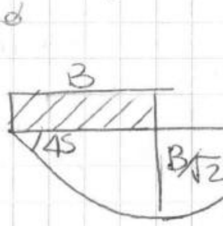
$B = 2,5\,m$

$q = C_U N_c\, q$

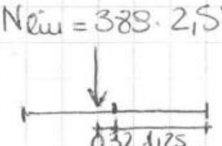
$q_{lim} = (35+6z) N_c s^\circ \quad s^\circ_c = 1 + 0.2\frac{B}{L} = 1 + 0.2 \cdot \frac{2,5}{2,5} = 1,2$

$\int d_1 q_{lim}$ ↓ superficie della base ↖ $q_{lim}(3,5\,m) = (35 + 6\cdot(3,5+1,25))\cdot(2+\pi)\, 1,2 = 388\, kPa$

$N_{lim} = 388 \cdot 2,5^2 = 2431\, kN/m \quad F_s = \frac{2431}{770} = 3,16$



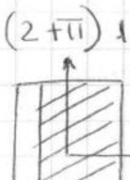
Considero la coesione che si sviluppa lungo tutta la superficie di rottura
Se Cu aumenta con la prof. allora Cu ≠ a seconda del punto. Allora cerco un valore medio tra i 2 → trovo $B/\sqrt{2}$
Cu media a quota sotto il piano di posa prendo $\sim B/2$
se fond. grande e il terreno è stratificato (= Cu ≠ da strato a strato) = Cu = media pesata con l'area



$1,25 + 0,32 = 1,57$
$2,5 - 1,6 = 0,9$
$B_R = 0,9 \cdot 2 = 1,86 \qquad s^\circ = 1 + 0,2 \cdot \frac{1,86}{2,5} = 1,15$

$q_{lim} = (35 + 6\cdot 4,75)(2+\pi)\, 1,15 = 372\, kPa$ (varia poco)

$N_{lim} = 1731 \cdot (1,86 \cdot 2,5) =$
(Varia di più perché è l'integrale su un'area minore)
$F_s = \frac{1731}{770} = 2,24$



Basta considerare una piccola eccentricità in una sola direzione.
Con base scelgo sempre la dimensione minore. Struttura = blocco rigido → se collassa mantiene le sue dimensioni geometriche

③ q verticale eccentrico $\begin{cases} N = 1220 \text{ kN} \\ M_x = -240 \text{ kNm} \\ M_y = 420 \text{ kNm} \end{cases}$

$$e_x = -\frac{240}{1220} = -0{,}2 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{420}{1220} = 0{,}35 \text{ m}$$

$$B = 2(1-0{,}2) = 1{,}6 \text{ m}$$

$$H = 3 - 0{,}35 \cdot 2 = 2{,}3 \text{ m}$$

$$s_\gamma = s_q = 1 - 0{,}1 \cdot \left(\frac{1+\sin 36}{1-\sin 36}\right) \frac{1{,}6}{2{,}3} = 1{,}25$$

$$q'_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1{,}6 \cdot 41{,}06 \cdot 1{,}25 + 10 \cdot 29{,}44 \cdot 1{,}25 = 739 + 368 = 1167 \text{ kPa}$$

$$N_{lim} = 1167\,(1{,}6 \cdot 2{,}3) = 4074 \text{ kN/m}$$

$$F_s = \frac{4074}{1200} = 3{,}4 > 3 \qquad (2{,}27 \text{ se } q' = 0)$$

④ Carico inclinato eccentrico

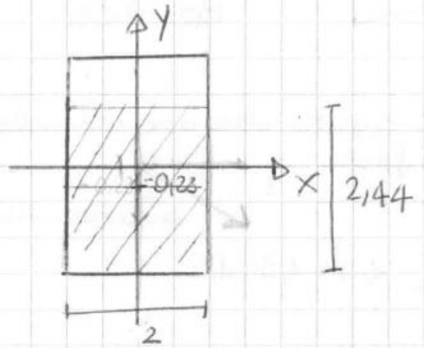
$N = 1100$ kN

$H_x = 60$ kN

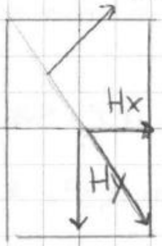
$H_y = -80$ kN

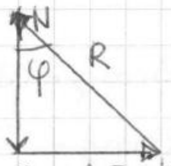
$M_x = 0$

$M_y = -310$ kNm



$$e_y = -\frac{310}{1100} = -0{,}28 \qquad \left(\frac{M_y}{N}\right)$$





Seduto H angolo inclinazione vedo che è basso allora con 34° non ho scivolamento

$$b_R = 2\,(1{,}5 - 0{,}28) = 2 \cdot 1{,}22 = 2{,}44 \text{ m}$$

Il carico non è verticale: è inclinato e eccentrico
Devo calcolare H_{TOT}

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{60^2 + 80^2} = 100 \text{ kN}.$$

Posso calcolare tutti i coeff. che servono:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0{,}1 \cdot \left(\frac{1+\sin 36}{1-\sin 36}\right) \cdot \frac{2}{2{,}44} = 1{,}25$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m+1} \qquad i_q = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m} \qquad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} = 1{,}55$$

$$\left(1 - \frac{100}{1100}\right)^{2{,}55} = 0{,}78 \qquad i_q = 0{,}86$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B_R N_\gamma i_\gamma s_\gamma + q' N_q i_q s_q = \frac{1}{2}(18) \cdot 2 \cdot 41{,}06 \cdot 1{,}29 \cdot 0{,}78 + 10 \cdot 29{,}44 \cdot 1{,}29 \cdot 0{,}86 =$$

$$744 + 327 = 1071 \text{ kN/m}^2$$

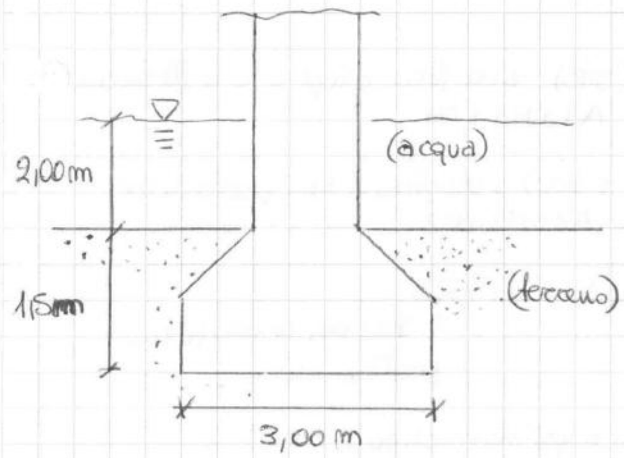
$$N_{lim} = q'_{lim} \cdot B\,L = 1071 \cdot 2 \cdot 2{,}44 = 5226 \text{ kN} \rightarrow F_s = \frac{5226}{1100} = 4{,}75 > 3 \quad (3{,}3 \text{ se } q' = 0)$$

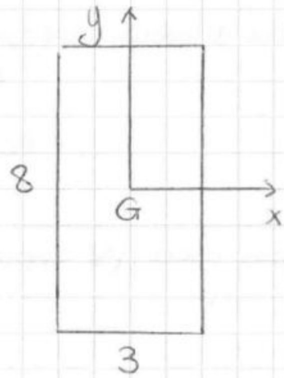
⑬

10/03/09

Terreno: limo sabbioso $\gamma_t = 18\ kN/m^3$ → ho certo perm. allora considero condizioni drenate

Acqua: $\gamma_w = 10\ kN/m^3$





Carichi in esercizio (G)

$$\begin{cases} N = 2870\ kN \\ H_y = 487\ kN \\ H_x = 0 \\ M_y = 2436\ kNm \\ M_x = 0 \end{cases}$$

$\phi' = 32°$
$c' = 0$
$N_\gamma = 30,2$
$N_q = 23,2$

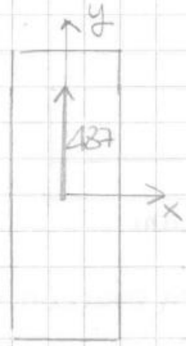
? Verifico a capacità portante di pila di ponte in alveo di un fiume.
L'approf. 1,5 potrebbe essere > ma voglio vedere se x erosione va ancora bene, 2,00 m acqua piena con certo periodo di ritorno
def una condizione di q e di condiz. perm.

Verifico con tensioni efficaci: xché sono in condizioni drenate

$e = \frac{M_y}{N'} = \frac{2436}{2030} = 1,2\ m$

Da qui in poi considero che tutte le grandezze sono espresse come tensioni efficaci

$B_R = 8 - 2 \cdot 1,2 = 5,6\ m$



$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m} \qquad m = \frac{2 + \left(\frac{3}{5,6}\right)}{1 + \left(\frac{3}{5,6}\right)} = 1.65$

$i_\gamma = \left(1 - \frac{487}{2030}\right)^{2,65} = 0.48 \qquad s_\gamma = s_q = 1 + 0,1\left(\frac{1 + \sin 32}{1 - \sin 32}\right) \cdot \frac{3}{5,6} = 1,17$

$i_q = \left(1 - \frac{4,87}{2030}\right)^{1,65} = 0,64$

$q'_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma' B_R N_\gamma \cdot i_\gamma s_\gamma + q' N_q\, i_q\, s_q = \frac{1}{2}\underbrace{(18-10)}_{8} \cdot 3 \cdot 30,2 \cdot 0,48 \cdot 1,17 + (2 \cdot 10 + 1,5 \cdot 18 - 3,5 \cdot 10) \cdot 23,2 \cdot 0,64$

$\cdot 1,17 = 204 + 208 = 412\ MPa$

$N_{LIM} = 412\,(5,6 \cdot 3) = 6922\ kN/m$

$F_s = \frac{6922}{2030} = 3,41$

$F_s = tg 26 \cdot \frac{2030}{487} = 2,03$

il q è alleggerito dall'acqua non lordo
Sotto il piano della fondazione ho sottospinta idraulica
$u = \gamma_w z = 3,5 \cdot 10 = 35$ che tendono a sollevare la fondazione

→ la sottospinta $U = 35 \cdot (8 \cdot 3) = 840\ kN/m$ agisce in tutti i punti (uniforme e costante)
Acqua agisce sulla superficie normalmente applicata nel G

CARICO VERTICALE EFFICACE → $N_{es} = N_{es} - U = 2870 - 840 = 2030$
Alo affido alla Resistenza dello scheletro solido che deve rispondere in termini di tensioni efficaci

14

$q_{eff} = 0{,}80 \cdot 16 = 12{,}8$ kPa | Deriva da peso di volume del terreno → i coeff. parziali sono sempre 1,0 da applicare al terreno → γ_{terr} non passo dire se favorevole o no per es. x un pendio. *

$q'_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma' B_R N_\gamma + q' N_q = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (1{,}8) \cdot 22{,}4 + 12{,}8 \cdot 18{,}4 = 383 + 236 = 618$ kPa (uguale a quello dell'approccio deterministico)

→ $E_d = N_d = 480$ kN/m

→ $R_d = N_{ult,d} = \dfrac{q_{lim} \cdot B_R}{\gamma_R} = \dfrac{618 \cdot 1{,}8}{1{,}0} = 1114$ kN/m

→ ~~$F_S = \frac{R_d}{E_d} = \frac{1114}{480} = 2{,}27 > 2$ Verificato~~

→ $E_d < R_d$ $480 < 1114$ Ampliamente verificato.

*Per tener conto delle incertezze si lavora sulla geometria → per es se ho diaframma aumento l'area di scavo.

se voglio fare una doppia verifica mi faccio dare i valori di esercizio e faccio verifica norma vecchio (es. precedenti).

DA1 – C2: A2: $\gamma_G = 1{,}0/1{,}0$ $\gamma_Q = 0/1{,}3$

M2: $\gamma_{\phi'} = 1{,}25$ →

R2: $\gamma_R = 1{,}8$

- $N'_d = \gamma_G N'_k(G) + \gamma_Q N'_k(Q) = 1 \cdot 0{,}7 \cdot 360 + 1{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 360 = 252 + 140 = 392$ kN/m
- $\phi'_D \Rightarrow \operatorname{tg}\phi'_D = \dfrac{\operatorname{tg}\phi'_k}{\gamma_\phi}$ → $\phi'_D = \operatorname{arctg}\left(\dfrac{\operatorname{tg}\phi_k}{\gamma_\phi}\right) \cong 25°$ → $\begin{cases} N_\gamma = 10{,}9 \\ N_q = 10{,}7 \end{cases}$
- $q'_{LIM} = 186 + 137 = 323$ kPa (ridotto valore delle q_{lim})
- $N_{LIM} = \dfrac{q_{lim} \cdot B_R}{\gamma_R} = \dfrac{323 \cdot 1{,}8}{1{,}8} = 323$ kN/m anche N_{lim} è ridotto

→ $E_d = N_d = 392$ kN/m

→ $R_d = N_{ult,d} = 323$ kN/m

$\boxed{E_d > R_d}$!!

C2 condiziona di più progetto, fond. che era accettato con normativa vecchia non è più accettabile

DA2 A1: $\gamma_G = 1/1{,}3$

$\gamma_Q = 0/1{,}5$

M1 = $\gamma_M = 1{,}0$

R3 = $\gamma_R = 2{,}3$

- $N'_d = 480$ kN/m
- $\phi'_D = 30°$
- $q'_{LIM} = 618$ kPa

$N_d < \gamma_F \underbrace{N_{ES}}_{N_K}$ $\quad E_d \le R_d \Rightarrow \gamma_F N_{ES} \le \frac{R_K \cdot B}{\gamma_R}$ ($R_K \cdot B \sim N_{LIM}$)

$\gamma_F \gamma_R N_{ES} \le N_{LIM} \rightarrow \frac{N_{LIM}}{N_{ES}} = F_S$ (come prima)

$\rightarrow F_S = \gamma_R \cdot \gamma_F \simeq 3$ Qui capisco cosa sto combinando, amplifico le azioni e metto incertezza sulle R.

$2{,}3 \quad 1{,}4$

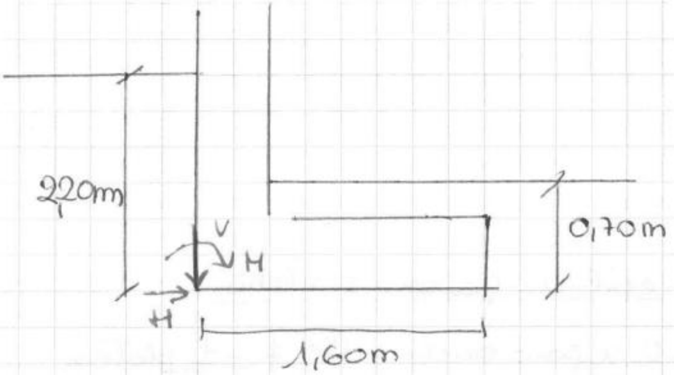
Tutti i param sul terr. hanno significato fisico.

Cosa succede qnd faccio DA1? Probl nella geotecnica perché tutte le formule sn non lineari (N_q, N_γ sn tg exp di ϕ') applicare coeff. sicurezza cost. è ≠ a secondo di ϕ'.
→ Non è così facilmente controllabile. Le param del mat. entra con R e così ottenute geotecniche = param non realistici.
ϕ' = mat fornisce limite inferiore è il valore critico $\left(\frac{\delta y}{\delta x}=0\right) \rightarrow$ es/ $30°$

Con DA1-C2 → $\phi' \simeq 25°$ mat non può avere qst = riduco la R ma in modo artificioso e poco reale.

DA2 → ricorda norme vecchie
→ param terr. legati a valori fisici
→ progettista (di solito).

ESERCITAZIONE ③



$\gamma_T = 17\ kN/m^3$
$\phi'_K = 38°$

No set di qdo analisi strutture
- Verificare con approccio DA2
→ la capacità portante ($N_d = 655\ kN/m$, $H_d = 78\ kN/m$, $M_d = 580\ kN/m$)
→ a slittamento (vedere eq slittamento) (aumentare a favore dello slittamento coeff 1 max alle azioni).
$N_d < 520\ kN/m$
$H_d = 105\ kN/m$
$M_d = 440\ kNm/m$

$\delta_d = \phi'_d =$

$B_R = 1{,}40m$
$\phi'_K = \phi'_d = 38°$

$q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma^* d N_\gamma i_\gamma + q N_q i_q = 1078\,kPa$

$i_q = 0.68 \;/\; i_\gamma = 0{,}77$

$R_d = \frac{1078 \cdot 1{,}4}{2{,}3} = 657$ → grosso contributo del sovraccarico (bene ad di sotto se non c'è)

slittamento $\gamma_R = 1{,}1 \;/\; \delta = \phi = 38°$

$R_d = \frac{N_d\, tg\,\delta}{\gamma_R} = 368\ kN/m$

$0 \rightarrow \sigma_{v0} \rightarrow q_{lim}$
totalm. compens. — parzialm. compens.

Fs copre stime su param. mecc. di calcolo...
Da $\emptyset$ a σ_{v0} = impossibile avere rottura, anche qud sm a σ_{v0} = ho ripristinato le condiz. geostatiche.
Rischio da qud supero tens. che avevo. Allora zona dove intervengo incertezze è x $N_{es} > W_t$ → applico Fs solo alla porzione parzialm. compensata.

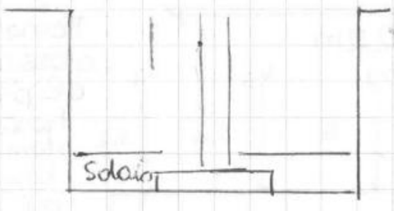
$$q_{amm} = q + \left(\frac{q_{LIM} - q}{F_S}\right)$$ ↗ applico Fs alla differenza.
sovracc. su cui non ho incertezze

Si ottiene un valore + alto.
Suppongo mat così scadente da avere $C_u < \emptyset$ (sabbie mobili) e la fond. ho portanza se l'approfondisco = pari a peso del mat rimosso (anche in fluido è lo sottospinto) - sopporto peso pari a gll asportato.

Se poi mat ha certo $C_u \neq 0$ allora x arrivare a rott. deve formarsi S' scivolamento che ... a resist. C_u.
Ho incert. su C_u e formula di q_{LIM} → sulla dff. voluto Fs.

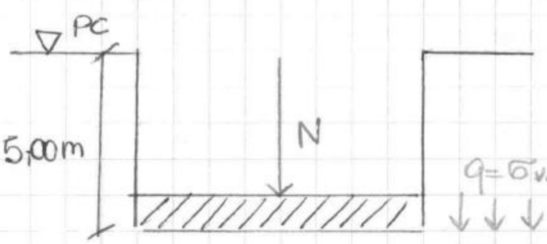
$$F_S = \frac{q_{LIM} - q}{q_S - q}$$

Perché fond. compensato o parzialm. allora q deve essere su tt. i 4 lati = vale x la platea **non vale x i plinti**.



Non c'è il sovraccarico o è incerto
Se faccio la platea il sovraccarico c'è.
Qud scarico terr. potrebbe rigonfiare e poi comprimo = in prima approssim. sm in campo elastico (piccole deform.). Qui analisi SLU allora interessa solo R. non la deformabilità.

Esercizio Fondazione a platea, materiale coesivo tenero (bassa R). → ho già tenuto conto della profondità = C_u = media del valore assunto con la prof.



$C_u = 45$ kPa

$\gamma_t = 18$ kN/m^3

ANALISI A BREVE TERMINE

- 18x12
- N centrato
- ? N_{am} → max già esercizio. (vedere le diff. con i 2 calcol. ≠).

$N_{am} = q_{am} \cdot B \cdot H$

$$q_{am} = q + \left(\frac{q_{lim} - q}{3}\right) = q + \frac{C_u N_c S_c^0}{3}$$

$q_{lim} = C_u N_c S_c^0 d_c^0 + q$ $\quad d_c^0 \nearrow > 1$ (S si sviluppa fino a P.C. con C_u medio allora tendo a trascurarlo)

(17)

$V_d = 640 + 820 + 730 + 600 = 2750\ kN = 2750/18 = 150\ kN/m = E_d$

$P_d = V_d/e = 150\ kN/m$

$M = 640 \cdot 1 + 820 \cdot 6{,}6 + 730 \cdot 12{,}6 + 600 \cdot 18 = 26606\ kNm/m$

$e = \frac{M}{V} = \frac{26606}{2750} = 9{,}40$ → Trascurabile

si discosta 10 cm dal G

FONDAZIONI

$E_d < R_d$

Scelta di e_v sotto al piano di posa fino al pto + profondo dove passa la S

La f è nostriforme = una dim (sviluppo assiale) > sviluppo trasversale.
Avvicinarsi a q unif. distribuito → verificare che la R dei q non sia molto eccentrica tanto da dare diagr. disomogeneo

17/03/08

Scelta del parametro: calcolo φ' = difficile → ci sono dei criteri appositi

PROGETTO di una FONDAZIONE

1) Verifica dei margini di sicurezza nei confronti dello SLU (capacità portante e/o slittamento). } Verifiche geotecniche B, L
2) Verifica dei cedimenti SLE
3) Verifiche strutturali (taglio, flessione ecc.)
4) Dettagli costruttivi (durabilità)

Scelta la tipologia della f. (stiamo trattando le f. dirette) si fanno delle verifiche
1) Sussistenza dei margini di collasso
2) A volte 1) non è la + restrittiva = def la minima impronta sul terreno fissa le min. dim in pianta x non mandare in crisi il terreno

Di solito x argille / org. tenere = bassa R = + vincolante (1)
F. su sabbia = molte riserve di R. = capita che probl. da verifiche a servizio (2).

Una volta che ho def la pezza in pianta = vedo le sollecit. trasmesse da terreno e pil = e vedere se f. è a tassi di lavoro accettab. x garantire la durabilità.
Dunque → stabilire quant spesso x che non tagliata e punzonata e quant armatura x resistere a flessione = ~~verifica a servizio~~
Poi verif. a servizio (durabilità) = evitare la fessuraz. (la def. dicendo quant'è cls, dist min armatura...) Di solito sn in ambienti aggressivi = umidità (da falda) e sopratt. rischio so sono le variazioni di umidità
Nel terreno ci sn solfati = attacco cls e armat. (scoppio cls, distacco materiale).
e sn sost. che sciolgono la malta
A questo si aggiunge la corrosione accelerata x acqua con sostanze porosità...
E poi soprattutto non riesco ad accorgermene perché sono interrate.
Molto spesso capita che fessurazione succede senza accorgersene.
Per ridurre fenomeno di alterazione = cls impermeabile = attenzione nella scelta del cls e del fuso granulom. (bassa a/c) e cura esecutiva soprattutto (casseforme/vibrazione).
Cerco di limitare la microfessuraz. → le f di c.a. sn progettate con metodi di calcolo grossolani → non si fa spesso xchè le strutt. sn massicce. → spiego le approssim.

Strutt. massicce = x avere diffus. pression di contatto da pil o terr. devo diffondere q = ed è possibile con la rigidezza = con la forma e la massa.

(18)

Di solito viene delegato ai geotecnici di stabilire il valore.
Per def valori ammissibili def
"Danno": dipende da molti fattori anche psicologici → strutt. con f. rigide che cede rigidam. basi più sn. dilumenti = no sforzi di coazione o fessure (anche se spostamento).
→ strutt. rigida = vincolo x le f. e poi va giù e non ho danno strutt.
Xò possono essere connessioni tra tubature e terreno, se q non centrato edificio si inclina (oppure x variabilità dei param. del terreno) = innesco rotazione (me ne accorgo se alto). lenta.
Magari solo danno estetico ma non strutturale (es. Torre di Pisa → poteva ribaltare ma non è danneggiata).

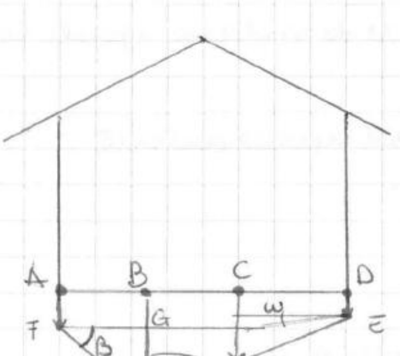
Danni evitare
- estetici (fessurazioni, porte che non si chiudono ...)
- strutturali innescano fessure

Correlare cedim S con DANNO è DIFFICILE fun strutt.
caratt mat
" terr.
" f
modalità costrutt
tempi in cui si manifestano i cedim.

Fare o strutt. rigide oppure = → q → S → se rapido = coazione forte → fessure
" lento (argille di consolidaz) = costrutt. ha propr viscose e segue cedim. senza innescare danni.

Def valore di soglia = approccio seguito = riferirsi all'esperienza = fondamentale avere casi reali ben documentati + caratteristiche terreno, pubblicato progetto, def q e cedimenti, → correlo grandezze x dare delle indicazioni.
Approccio può essere semplificato vedo quanto ceduto e vedo danni = empirico acriticamente (senza vedere meccanismi, parametri ...).

VEDIAMO APPROCCIO SU BASE EMPIRICA CHE PERMETTE VEDERE PARAM. CHE DEF DANNO STRUTT



Scelgo pti dove posizionare note e def gli abbassamenti.
Se analizzo telaio allora corrispondono ai pilastri.
Devo conoscere ∀ istante i carichi q che arrivano in f. e associarli a generico istante t al profilo dei cedim S(t).

Ad un certo istante valuto cedim ∀ pto misura.

S = cedimento assoluto (non sn. gli che creano probl).
Unisco pti e def altre grandezze che posso correlare.
Tutta la parte che è visto come moto rigido la elimino x che non interessa.

ω = angolo di rotazione. → def cedimento rigido della parte sopra che non da danno. Le problema sn le diff tra 2 pti = cedim differenziali

ΔS_{DC} = cedim. differenz. tra D e C $= S_D - S_C$

Si è visto da analisi strutt. che una grand + correlabile al danno strutt. è la rotazione relativa $= \beta$
Pil. rigidi → la def è delle travi in elevaz.
β è rotaz def ∀ tratto def. rispetto alla linea di moto rigido → E, F pti che avrei se non ci fossero cedim. differenz.

19

ARGILLE

Smax (mm) { 30000 βmax (PLINTI) ; 35000 βmax (PLATEE/GRATICCI).

Abbiamo indicazioni x max valori p evitare danni strutt. e estetici = prendo valori + restrittivi. Allora ricavo:

SABBIE

Smax (mm) { 15000 βmax (30) ; 18000 βmax (36)

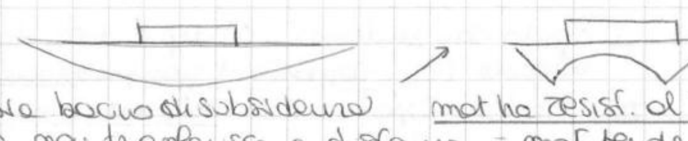
ARGILLE

Smax (mm) { 30000 βmax (60) ; 35000 βmax (70)

* plinti sn separati allora si flettono + => cedim differenziali - la platea è + rigida = + % di molto rigid

Terzaghi/Peck → sabbie → limiti 25 o 50 mm (plinti o platee). Skempton/McDonald → argille → limiti 60/100 mm. (plinti o platee) { valori di soglia + alto.

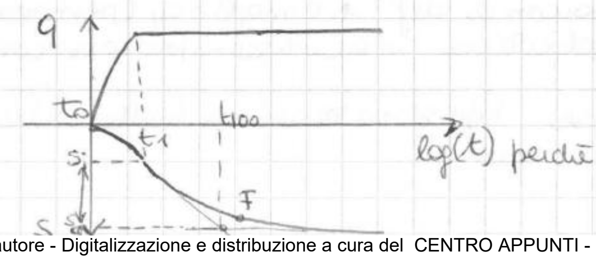
Tenuto conto di tt le incertezze sn congruenti. Questi valori di soglia sn ≠ a
- SECONDA TIPO F.: se ho edificio a telaio fondato su plinto = danno x cedim totale > 30 mm. se fondo su platea ↑ Scelta f. incide su soglia max di danno.
A parità cedimento totale posso avere grandi cedimenti ma la diff è limitata dalla rigid delle strutt. per cui ~~la~~ ~~argille~~ permetto cedim. > (platea cedim > perché > rigidezza) da
A parità edificio e fondaz. se poggia da sabbie o argille accetto cedim. doppi → Danno cedim differenziali = da sabbie o argille la frazione di cedim. diff < (x le sabbie è >) → questo è legato alla genesi del mat. (e alla sua eterogeneità spaziale) e comport. mecc.
Depositi argillosi si formano in fondo al mare (variab. spaziale ridotta), mat. a grana grossa da fiume, trasportato). Se vedo deposito sabbioso = risultato deposito detriti da fiume = elevata variabilità spaziale.
Param. di progetto sulla base risult. indagini
Altro aspetto: **deposito coesivo** = se lo carico in un pto cedim x q si estendono oltre impronta di q (mat. è come elastico) è dotato di "coesione" (apparente) = trasferisce T oltre.



se ho sabbia bacino di subsidenza mat ha resist. al T = 0 dove stato tens = 0 = fuori da f. le molle non trasferisca a distanza = mat tende a plasticizzarsi subito. (si avvicina di + al metodo alla Winckler).
Quando ho molti plinti vicini = x argille cono interagiscono = > interazione = > cedim totale ma cedim totale contenuto.
Quando sn su sabbia <> diff trop pie perché solo sotto pie ma non ho elevato cedim totale ma c'è diff tra pie (> cedim diff).
Con ϕ ho > R rispetto Cu.
Quando fondo su argille verifiche in eserc. poco critica (la ed + gll a SW) viceversa x le sabbie.

I valori limite a quale istante sono riferiti? Alla **fine della vita utile** (non subisco danni x tutta la vita 50 anni o 100 anni). Come evolvono?

Terreno Coesivo



le q è limitato in mente non è applicato in S.

(20)

Storia tens. potrebbe dipendere da altri fatt oltre σ'_p (tensione snervam. = cambiam. comport. da rotto + rigido (tratto elastico abbast.) con def piccole (fase def grani) a zona con def > irreversib. (= plastiche - quindi scarico non recupero tt solo la parte elastica).)
La tens. di snerv. se non ci sn altri fenom. (dovuto alla chimica) dipende dalla struttura (orienta. piani particelle) che ha subito + applicaz. q. Se $\sigma < \sigma'_p$ allora reagisce elasticam.
$\sigma > \sigma'_p$ = riarrang. piani e le def sn irrecuperabile: plastiche. Tens. snerv. associata a storia recente
Assumo σ'_p = max tens. verticale a cui elem. soggetto.
Se valuto σ_{v0} (stato tens. corrente a gll quota)

- $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ mat detto NORMALCONSOLIDATO (NC) e def OCR (grado di sovraconsolidazione).

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \geq 1 \qquad\qquad OCR = 1$$

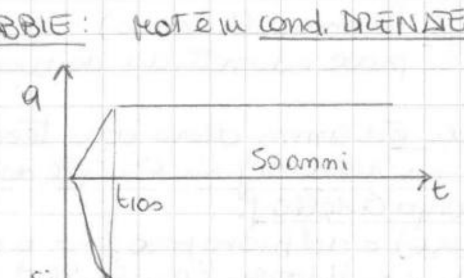
Mat se sottoposto a q ↑ allora subisce def plastiche elevate per cui param. def = $C_R > RR$.

- $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$ mat SOVRACONSOLIDATO (OC) OCR>1

Mat + consistente fino a σ'_p def contenute e poi dopo def + elevate.

Questo x terreno argilloso. Devo def vita utile: in argilla diffic. def vita utile rispetto t_{100} xchè t_{100} è difficile xke def elevata incertezza.
Valuto cedim. con metodo edometrico e poi confronto con cosa misurato su edifici reali.
Ip: Vita strutt comparab. con t_{100} → $\boxed{S_{ed} \simeq (S_i + S_c)}$

SABBIE: mat è in cond. DRENATE. Non senso dividere cedim. immediato e di consolidazione



Ho cedim istantaneo che è la Σ dei primi due termini (cedim. consolidazione già compreso).
C'è solo gll secondario (abbast. cost.
Cicli = ∀ volta t ~~tanto~~ diventa multiplo t_{100} → pendenza cost. allora cedim. cost. ∀ ciclo
Ced. second. a pari pend. cresce se strutt. subisce molti cicli
t_{100} piccolo x sabbie se vita utile 50 anni: dopo consolidaz. primaria ho molti cicli (50 multiplo t_{100}) viceversa nelle argille t_{100} stesso ordine grand. della vita utile

Tutt'al più ho 1 ciclo second. **su f. in sabbia S_{sec} molto + elevato che S_{sec} argille anche se argille comport. viscoso + spiccato.**

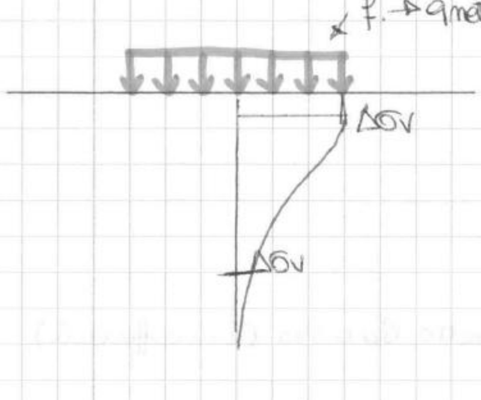
Domani metodo etc. (x argille). X sabbie → 3 approcci ≠ metodi che fanno uso dei risultati sperimentali in sito. CPT e SPT molto diffuse 3 metodi riferiti a questi prove. Con altre prove metodi ≠ oppure ho prove sismiche danno param. rapid

(leggere ELASTICITÀ)

qlordo, tensione al piano di posa

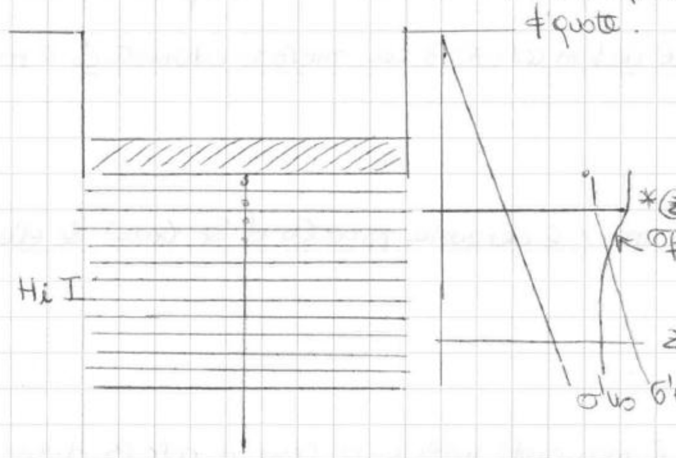
$\boxed{q_{NETTA} = q - \sigma'_{vo}}$ (indifferente esprimerlo in termini tens. totali o efficaci).

lo calcolo con riferimento alle tensioni elastiche alla Boussinesq. Equiparo con semispazio a livello piano di posa



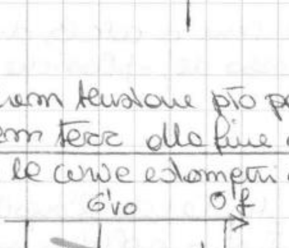
a sm ≠ se o II forme S', tipo distribuzione e presenza di substrati rigidi = formule x calcolare $\Delta\sigma_v$ x q applicato in S, lo valutiamo su G della verticale. Nella stima ci sm errori x considerazione del mezzo elastico.
Nel calcolo la tens. verticale è gll effetto da incertezza non dipende da rigid. del mat e da varie stratigrafiche.
Gli ↑ di σ_{ho} sm affette da incertezza ⊕ > perché legati a param di rigid. (ma qui non intervengono).

Discretizzare la prof di interesse (x strati prof ≠ o limite)
Suddividiamo strati (> n° strati > precisione ma non troppo perché la qualità legata a dati sperimentali RR e CR e previsione σ'_p alle ≠ quote.



Alla prof di interesse esso def? Suppongo RR e CR costanti
1) Calcolo σ'_{vo}
2) Dai dati sperimentali ricavare profilo σ'_p
3) Noto q e fond. e prof. piano posa calcolo qnetto
Valuto increm. tens. elastiche ($\Delta\sigma_v$).
Vedo quando $\Delta\sigma_v$ rapporto a σ_v allo stesso punto è < 5/10% mi arresto

Σ increm tensione pto per pto → trovo profilo (*) = PROFILO delle TENS. FINALI CHE SUBISCE ∀ elem terr. alla fine del processo di consolidaz ($\sigma_{vo} + \Delta\sigma_v$ questo ∀ quota).
Se ho le curve edometriche = a ∀ prof.



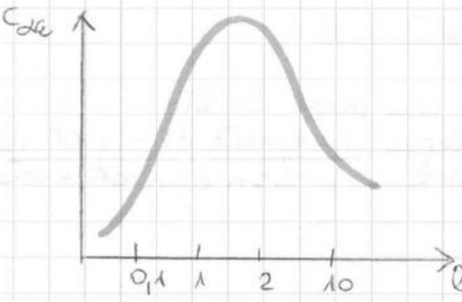
Nella quale vedo $\sigma_{vo} < \sigma'_p$ e vedo $\Delta\sigma_v(z)$ porta a valore tensionale $> \sigma'_p$
Per qst strato terreno la def verticale ε_v = Σ contributo elastico (def passando da σ_{vo} a σ'_p) + contributo soprat. plastico (ε_2).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 = RR \log \underbrace{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}}_{\substack{\sigma'_p \text{ rapportato} \\ \text{a tens. di partenza } \sigma'_{vo}}} + CR \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}$$

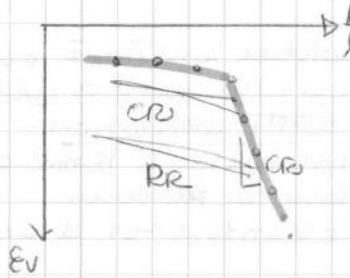
Se ho prof. delle def con la prof. allora ∫ ε_v e ho S → lo faccio discretizzando in strati.
Posso prendere genericamente h strato = Hi
∀ strato calcolo la corrispondente def: calcolo in mezzeria dello strato (prendo valore medio) e valuto σ'_{vo} ~~elast~~, proprietà mat (RR, CR e σ'_p (posso avere σ'_{po} OCR) perché potrebbe essere ≠ ∀ strato)
Con le formule dell'elasticità valuto $\Delta\sigma_v = f(q_{netto})$
Valuto percorso tensionale dello strato → $\sigma'_f = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v$ (vedo se sm in campo di NCL o OCR o tt e 2) → valuto l'abbassamento → ΔH_i

$\boxed{\Delta H_i = \varepsilon_v H_i}$ se ho tutte le ΔH_i → Calcolo $\boxed{S_{TOT} = \sum_{i=1}^{m} \Delta H_i}$

22



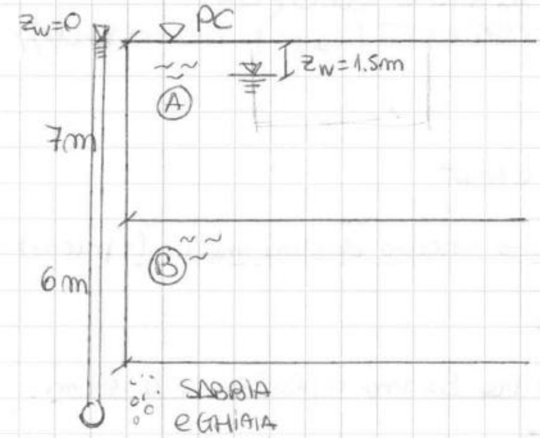
Dalle curve vedo che ~~...~~ per lo stesso tenendo (curva data da gradini di q su ε_v / ~~...~~ $\log \sigma'_v$) → ∀ incrementi di q ho $C_{\alpha\varepsilon}$ e vedo non è cost. ma varia)
Def intorno a al livello sì marcato max dopo σ'_p e poi decresce.
Def param. è più sensibile al disturbo del campione. Se molto disturbato perdo σ'_p ma la I pendenza la colgo (RR). Anche con prove scarico carico ricavo dei valori corretti
Devo def stato tensionale dove def e diff, alto prevedi tempo di fine consolidazione.



2 strati argillosi con ≠ stato tensionale e ≠ param. deformativi.

ESERCIZIO

x mercoledì



RR = 0.03
CR = 0.177
OCR = 5
γ = 18 kN/m³

RR = 0.014
CR = 0.124
NC
γ = 18 kN/m³

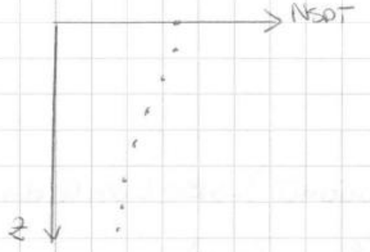
γ = 20 kN/m³
φ' = 38°
c' = 0

Per piezom. nella sabbia/ghiaia z = 0
nella argilla $z_w = 1.5m$

Costruisco f. circolare di un serbatoio (φ = 15m)
N_{tot} = 30 MN = 30000 kN
PIANO DI POSA a quota 3m dal P.C.

? Calcolare cedimento edometrico (Sed).

$H_i = 2m$.



$\boxed{z_i = 2B}$

strato compressibile

w cedim totale in S posso caratterizz con param di rigidezza o cedevolezza e posso spalmarlo su z_i

$$\bar{\varepsilon}_z = \frac{w\,(mm)}{z_i\,(m)} = \frac{w}{B^{0,7}}$$

Def. media viene **correlata** a q' carico applicato in S' · I_c (param medio di cedevolezza)

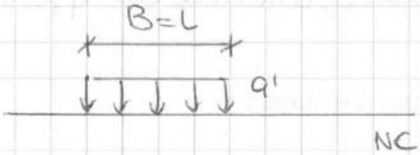
$$\boxed{\bar{\varepsilon} = q' I_c}$$

Presto così interpretati e **correlato** I_c con **risultati** delle **prove NSPT** che ricadono all'int dello strato.

Partiti con ipotesi ip x una fond.:

- SUPERFICIALE
- QUADRATA (B = L)
- SU UNA SABBIA NC

IP di PARTENZA dietro alle assunzioni.



$$\boxed{w = q' B^{0,7} I_c}$$

[w] = mm
[q'] = kPa
[B] = m

sia al progett. prende metodo a valore <

Se nell'ambito della prof. di interesse ho ≠ valori di NSPT → trovare trend dell'andam di NSPT (approccio fu media) approccio usa per correlare il valore medio alla prof. z_i (N_{AV})

$$\boxed{I_c = \frac{1,7}{N_{AV}^{1,4}}}$$

- ASSUNZIONI:

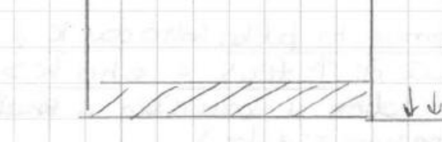
1) sabbia si assume NC xchè difficile trovare stato tensionale = difficile prelevare campioni indisturbati x tesioni. Molto spesso mi metto in NC = cautelativo = se fosse OC avrei valori w <.

Se sabbia fosse OC → cedevolezza si riduce di 1/3.

$$OC \rightarrow \frac{I_c}{3}$$

Tengo conto dell'approfond della f. se deposito fosse NC approf. la f alla quota piano posa mi aveva σ'_{v0} → carico tra $0/\sigma'_{v0}$ = cedim x ricarico + piccoli di ql del ramo vergine

Da 0 a σ'_{v0} = mat è OC → σ'_{v0} più basso allora ho $I_c/3$



$\sigma'_{v0} \rightarrow q'$ suppongo ≡ (potrei trovarmi in ramo vergine) → I_c

$$w = \left[\sigma'_{v0} B^{0,7} \frac{I_c}{3} + \underbrace{(q' - \sigma'_{v0}) B^{0,7} I_c}_{\text{agisce su terreno NC.}}\right]$$

$$w = \left(q' - \tfrac{2}{3}\sigma'_{v0}\right) B^{0,7} I_c$$

24

se $H < z_i$ $\quad f_H = \frac{H}{z_i}\left(2 - \frac{H}{z_i}\right) \leq 1$ fattore geometrico
z_i valutato con curve di prima
- se prof. K ↑ $z_i = B^{0.7}$
- se prof. K ↓ $z_i = 2B$

- Valori NSPT sono presi così senza correzioni → il livello tensionale e NSPT cresce in realtà una correzione → terr. sabbiosi con sabbie fini o con limi = bassa permeabilità → se sono sotto falda impulso dinamico genera Δu che non si dissipano rapidam. ma non tanto quanto x sabbie grosse → Δu non sono porom. R ten. ma tendono a far sovrastimare stato adde. somento e caratt. mecc. del mat.

Allora se ho sabbie fini / limose sotto falda

$\boxed{N_{SPT} > 15}$ → correzione $\boxed{N = 15 + \frac{(N_{SPT} - 15)}{2}}$ ← misurato

i risultati sperimentali: prendo eccesso a 15 e lo riduco di metà.

- Di una sabbia difficile det. storia tensionale = diff avere σ'_p (up NC) posso avere con dove so σ'_p se compreso tra 2 strati limosi che posso campionare astratto in meno ho = storia = ho info su σ'_p.
↓
Se conosco σ'_p al σ vo sostituisco σ'_p → differenzio inpendenza delle 2 curve di carico e II sono su tratto NC o OC. Possono succedere 2 casi

1) $q'_{carico} < \sigma'_p$ (mat. molto OC)

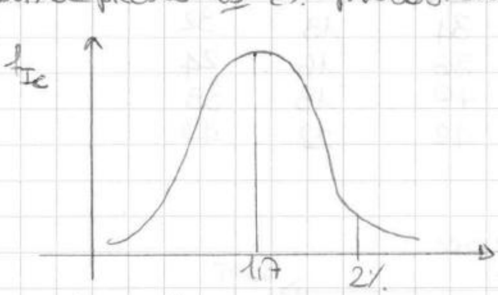
$$w = f_s f_t f_H \left(q' B^{0.7} \frac{I_c}{3}\right)$$ tutto qsi muove nel tratto di ricompressione.

2)

$$w = f_s f_t f_H \left(q' - \frac{2}{3}\sigma'_p\right) B^{0.7} I_c$$ al posto di σ'_{vo} metto σ'_p.

- I_c caratterizzato da fattore 50%. Seguendo correlazione tra I_c e NSPT (ho fun. dens. di probabilità). c'è istogramma di valori che fa vedere che valore corrisp. a 1,7 è valore mediano. Ho probab. I_c 50% più piccolo di quel che è nella realtà.
se metodo fosse cautelativo (farebbe piccolo es 2% probab. solo 2% essere superato) allora dovrei passare da 1,7 a 5

$$I_c = \frac{1.7}{N_{SPT}} \quad (5)$$



Variabilità spaziale = causa dei cedim differenziali

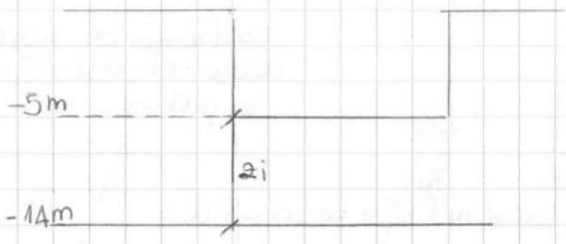
$\bar{S}$ ← cedim calcolato usando $I_c = \frac{1.7}{N_{SPT}}$ $\quad S$ = cedim reale $\quad S = \bar{S} \pm 50\% \bar{S}$ questo solo x la variab. spaziale

lo posso leggere come: max cedim differenziale è dello stesso ordine di grand. del cedim assoluto

$\Delta S_{max} \simeq \bar{S}$
cedim diff (causa danno) ↘ circa stesse entità

25

$z_1 = B^{0,7} \simeq 5m$



Cercare valore medio o al più limite inferiore scartando pti. = vedere se nello prof. inferiore 5/14 m vedere se ho contrasto delle rigidezze elevate (ferro + carpetto) = poi andam. continuo = meno omogeneo

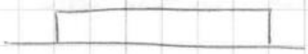
Tra 5 e 14 la prof. media è 9,5 m $\rightarrow N_{AV} = 27$ valore medio

$$w = f_t f_s \left[\left(q' - \tfrac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) B^{0,7} I_c \right]$$
(kPa) (m)

$$I_c = \frac{1,7}{N_{AV}^{1,4}} = \frac{1,7}{27^{1,4}} = 0,0168$$

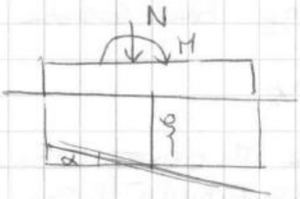
$\sigma'_{v0} = 18 \cdot 5 = 85\ kPa$

Nel calcolare q' non ho senso parlare di B_R = ho ecc. di q ma non la voluta



Nello progett. f. e calcolo g_k faccio in modo che la risultante sia centrata piuttosto divido edificio in blocchi x avere R + centrato $\rightarrow \Delta$ ... x evitare lenta rotazione

Stimo cedim medio = al centro della f. Se ho N ho cedim. e + rotaz. x mom ma non influente s = calcolo a parte assimilando il terreno a campo elastico



? Scelta param. di rigidezza in particolare del modulo di taglio
Calcolo cedim. come se compon. normale = baricentrica

$$q' = \frac{154000}{22 \cdot 40} = 175\ kPa$$

$$f_s = \left(\frac{1,25\ L/B}{0,25 + L/B} \right)^2 = \left(\frac{1,25 \cdot 40/22}{0,25 + 40/22} \right)^2 = 1,21$$

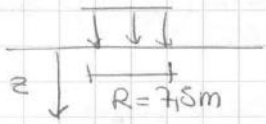
$$w_i = f_s \left[\left(q' - \tfrac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) B^{0,7} I_c \right] = 18,8\ mm = 20\ mm = \underline{\underline{20m}}$$

$$f_t = 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} = \left(1 + 0,3 + 0,2 \cdot \log \frac{50}{3} \right) = 1,54$$

$$w_{50\,anni} = w_i\, f_{t=50} = 20 \cdot 1,54 \simeq 30\ mm \simeq 3\ cm$$

È una f. continua (cedim. ammissibile può essere superiore) = questo cedimento è corretto

Ip semispazio parte dal piano di posa della f.



z dal piano di posa non dal PC.

Considerando cedimento e rigonfiamento x ricarico = ∅ allora considero la qnetta

$q_{LORDA} = \frac{N}{A} \simeq 170\,kPa$

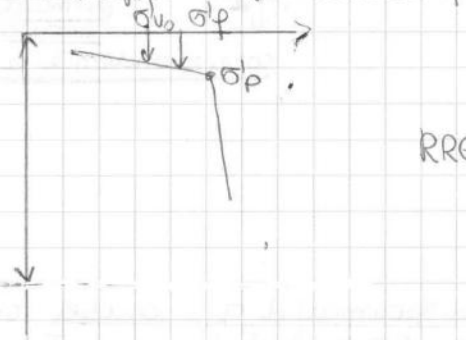
→ $q_{netta} = 113\,kPa$.

$\sigma'_{v0} = 19 \cdot 3 = 57\,kPa$

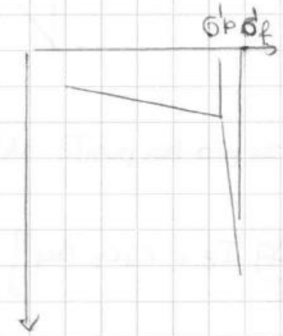
u_0	σ'_{v0}	σ'_p	$\Delta\sigma_v$	Δs_i
28,3	47,7	382,5	113	30mm
50,3	63,1	315,5	107	30mm
73,5	77,5		93,7	80mm
96,1	90,9		77,1	70mm
118,7	104,3		61,8	50mm

→ ΔS 270mm.

Per ciascuno strato verificare il percorso di q



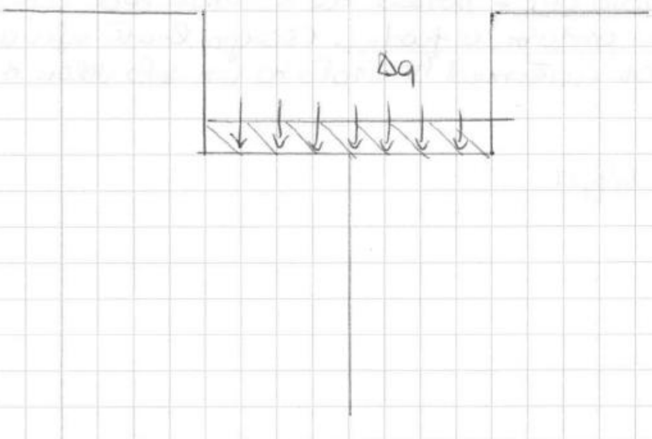
$RR \log_{10} \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{v0}}$



$CR \log_{10} \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{v0}}$

SCHMERTMANN (1978) Prove CPT

Metodo prende avvio da distribuz. delle def verticali ε_z sotto la f.



Si ha assunto che le ε_z misurate lungo la verticale seguono legge

$$\boxed{\varepsilon = \frac{\Delta q}{E} I_z}$$

applicato dal fondo della f.

coefficiente di influenza

$\boxed{\Delta q = q_{netto} = q' - \sigma_{v0}}$ (carico netto (no scarico)).

Metodo applicato $\Delta q > 0$ (f. parzialm. compensate). Stimo solo cedimento x qnetto (non ho cedimento di ricarico).

A differenza soluzioni elastiche: qui relaz è puntuale E valore E(z) varia da pto a pto.
Tutto sta su andamento I_z

27

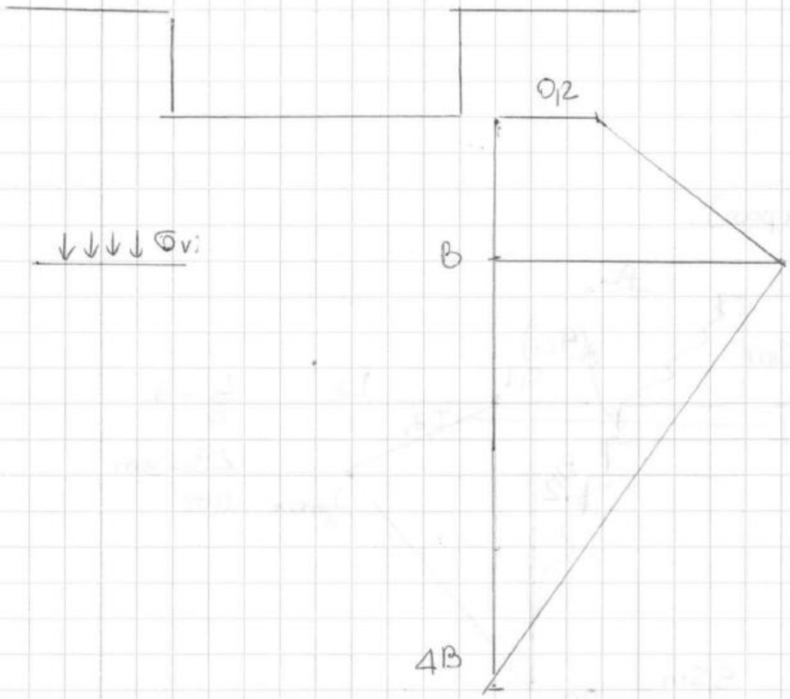
• $\boxed{C_2 = 1 + 0{,}2 \log\left(\frac{t}{0{,}1}\right)}$ t = anni tiene conto dei **fenomeni viscosi** (ma c'è nel cedim immediato).

2) FONDAZIONE NASTRIFORME

Raddoppio tutto

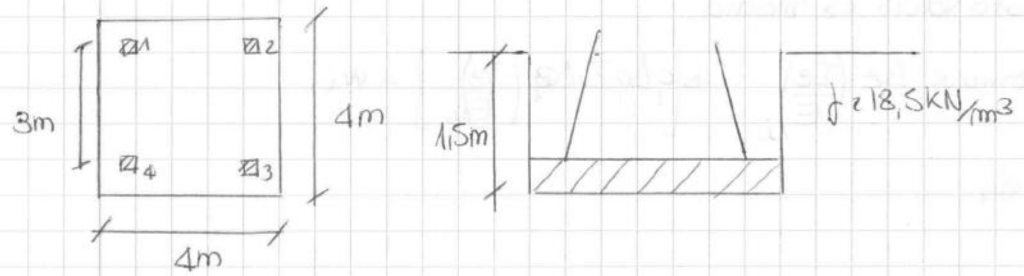
σ_{vi} = calcolato a livello del max = a **B**

$\boxed{E = 3{,}5\, q_c}$ $L/B = 10$.



A differenza modello preced. non calcolo ~~ma~~ valore + probabile (= medio) ma è **prudenziale** e si vede dal rapporto E/q_c (limite inferiore) **Vale** solo se la **SABBIA** è **MOLTO SCIOLTA**
Se ho **terreno leggermente sovraconsolidato** → considero $S = S/2$ o al max raddoppio valori
oltre cui vale bene solo x f. **parzialmente compensate**.

• **ESERCIZIO** Piastra quadrata su cui fondati 4 pilastri = traliccio (interasse piedritti traliccio = 3m).



Combinazione di q: (SLE):

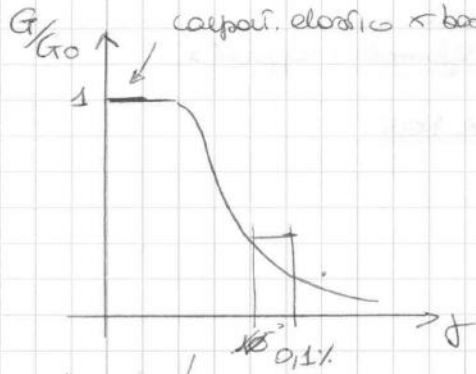
	N_1	N_2	N_3	N_4 (kN)
Comb 1)	1200	1250	700	650
Comb 2)	950	800	800	950
Comb 3)	1000	1520	1000	480

Proprietà meccaniche date dalla curva penetrometrica

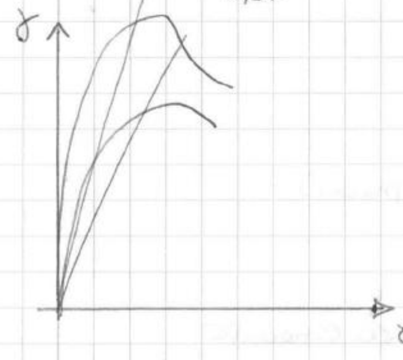
? Stima S_i
$S_{30\,anni}$

3) BERARDI - LANCELLOTTA

Deriva dalla teoria dell'elasticità = gli stessi approcci di B/B con delle assunzioni ≠.
→ si teoria del semispazio omogeneo e elastico
Tiene conto E non costante stato tensionale in cui mi muovo a livello deformativo e modulo di rigidezza (G) ≠ a II del livello def.
Bassa def = comport. terreno elastico e trovo max valore di rigidezza che caratterizzo con G_0



comport. elastico x bassa def. (Go correlato a pst livello def)
$G/G_0 = 1$ fino a livello di soglia = da lì def non lineari e ho decadimento del modulo.



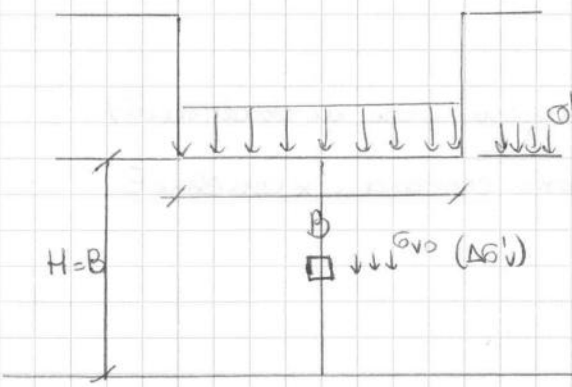
Dipende dal livello tension. e deform.

Quindi scelgo param. rigidezza vedere quale valore assumere x processo di q monotono considerando la non linearità con scelta di modulo secante a II del livello tensionale e def.

Per rimanere in ambito elastico → def di taglio $= 10^{-3}/10^{-4}$ (basse)

Nel caso reale ho def a cavallo di un valore che è tra 0,1% $= 10^{-3}$ Quindi facci prove lab triassiali e valuto curve sforzi/def → misurare def in modo attendib. x def da lì in poi = a volte non riesco x disturbo campioni = potenzialità prove dinamiche e in sito = stato indef e def basse so a quali valori rigid. riferirmi.
Nelle analisi elastiche non posso usare per valori G (→ G valori di pli nominali)_

Ogni metodo tiene conto della non linearità



FONDAZ. QUADRATA
Scarico il lordo a quota del piano di posa dove ho tensione σ'_{v0}

Assumiamo dello strato in cui ho la def $H = B$
Quando uso teoria elasticità devo usare E equival. x H strato (Rigidezza media) e tengo conto valori livello tensionale e deformativo

Tutte le valutazioni del G della fondaz.
Ho elem terreno a $B/2$ all'interno soggetto a σ'_{v0} (Con ip: giunzione scarico e carico però cedim equivd. = rigonfiamento e poi recupero) → cedim x f non + compensato valuto intervallo da σ_{v0} a σ_{vf}

$+\Delta\sigma'_v$

Ip fondazione semispazio al piano posa f applicando q unif. di larghezza B che non è il q lordo ma q netta
↓
$q'_{lordo} - \sigma_{v0} = q_{netta}$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 61 di 188

Nell'interpretazione risultati autori hanno stimato σ'_{vo} → stimato con la correlazione $\Delta\sigma$

$$\boxed{E' = k_E \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo} + 0{,}5\Delta\sigma}{p_a}\right)^{0,5}}$$

2) Come tenuto conto del livello deformativo - se ho abbassamento w ε med def media sullo strato

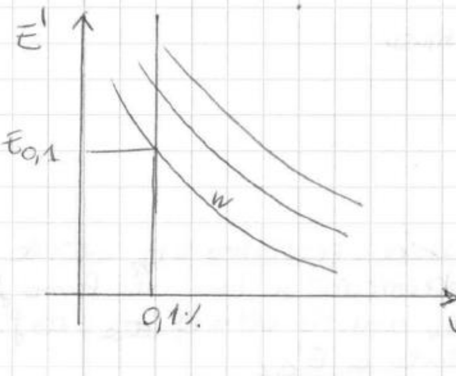
$$\bar{\varepsilon}_z = \frac{w}{H} = \frac{w}{B}$$

w → cedim. in superf.; H → spess. strato def.

(cedim. rapportato alla dim. della base) = CEDIMENTO RELATIVO

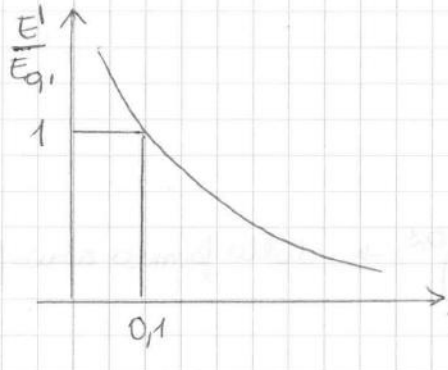
Tutti sperimentale valutato $\bar{\varepsilon}_z$ (livello def medio) -

Mettendo insieme pure tutto trovato andam. dei moduli E' in funz. di $\frac{w}{B}$ in funz. dello



stato di addensamento = curve ≠ al valore iniziale (stato addensam. di partenza) dei moduli
Dati = dens. relativo iniziale tutti i valori attorno a una curva -

Per strutt. ben dim livello def ≃ 0,1% → scelto di normalizzare per valori a 0,1%.
Usato addensamento stimo valore di E riferito a 0,1% $E_{0,1} = k_{E0,1}$ = valore def allo 0,1%.



Curva di decadim E mar funz. del valore iniziale di E
In corrisp. 0,1 ⇒ 1

la curva è stata interpolata (dati sperim. interpolati)

$$\boxed{\frac{E'}{E_{0,1}} = 0{,}008\left(\frac{w}{B}\right)^{-0,7}}$$ ESPRESS. CURVA INTERPOLATA

Ci sono i 200 valori dei casi di B/B reinterpretati

Tener conto valore di K riferito a ≠ stati di addensamento = entrano N_{SPT}
Il terreno info del profilo in profond. delle prove N_{SPT} → non correlare valore N_{SPT} a E ma prima valuto livello addens. di partenza -
↓
Valutare densità relativa di il deposito.
Usato la correlazione di Skempton valori N_{SPT} sono corretti x tener conto dello stato tens.

$N_{SPT} \to D_R$ $\quad N_1 = C_N N_{SPT}$

Correlato il valori sperimentali a ≠ livelli di densità relativa -
Per valori $D_R \uparrow$ $E\uparrow$ ma le curve mantengono = forma

Correlare k_E con lo stato di Dens. relativa del deposito
Grafico di interpolazione dati reali.

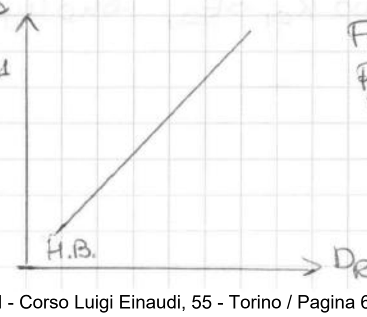
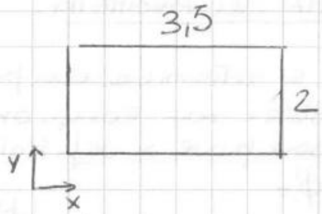


Fig. 8,25
Pg. 456

31|03|'09

PLINTO



0

Terreno vegetale e di risulta — $\frac{3}{7-9-12}$ — $\gamma = 18\ kN/m^3$

2,5

3,2 — Sabbia fine limosa $\phi'_{cv} = 35°$ — $\frac{4,5}{8-10-13}$ — $N_{SPT} = 23$

1,60m

z_i

6,3

Sabbia grossa e limosa $\phi' = 34°$ — $\frac{6}{11-9-12}$ — $N_{SPT} = 21$

Sabbia e ciottoli $\phi' = 34°$ — $\frac{8,5}{13-14-16}$ — $\frac{10,5}{12-25-28}$ — $\frac{13}{16-24-26}$

Piano di posa 3,2m

$N_K = 1820\ kN$

$H_{K_x} = 215\ kN$

$M_{K_x} = 820\ kNm$

$\left(\begin{matrix} G_K = 65\% \\ Q_K = 35\% \end{matrix}\right)$

? Verifica se la fondazione soddisfa i requisiti di sicurezza
- cedimento < 25mm
- reale margine di sicurezza nei confronti della capacità portante

$S_{30\ anni} \le 25\ mm$

Non c'è falda

La situazione è nella sabbia fine limosa (cedimenti + gravosi sono nelle sabbie)
Ho prove N_{SPT} allora conviene riferirsi a B&B.

$$s = f_s f_t \left[\left(q' - \frac{2}{3}\sigma'_{v0}\right)\right] B^{0,7} I_c$$

$$\sigma'_{v0} = 3,2 \cdot 18 = 58\ kPa$$

$$q' = \frac{N_K}{B \cdot L} = \frac{1820}{2 \cdot 3,5} = 260\ kPa$$

$f_s = 1,2$

$f_t = 1,5$ $\quad (t = 30\ anni)$

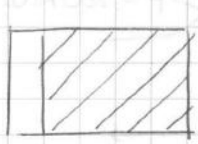
I_c : $\rightarrow z_1 = 2^{0,7} \cong 1,5 \div 1,6$

$I_c = 0,00224$

$$s = 1,2 \cdot 1,5 \left(260 - \frac{2}{3} 58\right) \cdot 2^{0,7}\ 0,00224 \cong 15\,mm \le 25\ mm \quad \text{(verifica soddisfatta)}$$

VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE

- $\phi'_{cv} = 33°$ dalle tabelle $\rightarrow N_\gamma = 35,2$
- $e = \frac{M_{Kx}}{N_c} = \frac{820}{180} =$ $\quad \rightarrow B_R = 2\ m$, $L_r = 2,6\ m$



Troviamo il sovraccarico $\rightarrow q'_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 2 \cdot 35,2 \cdot 1,26 \cdot 0,72 = 575\ kPa$

$s_\gamma = 1.26$

$i_\gamma = 0,72$

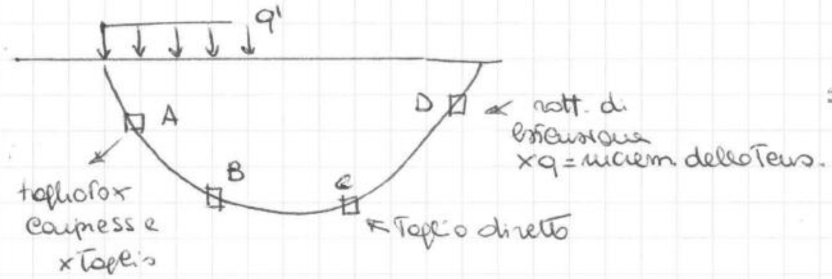
$$\rightarrow q_{serv} = \frac{N_K}{B \cdot L} = \frac{1820}{2 \cdot 2,6} = 350\ kPa$$

$$\rightarrow F_s = \frac{q'_{lim}}{q'_s} = \frac{575}{350} = 1,64 \quad \text{Non è verificata.}$$

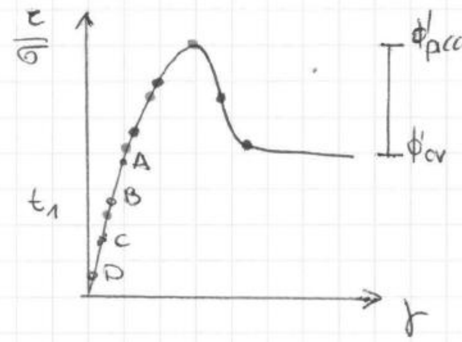
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 65 di 188

ROTTURA PROGRESSIVA

Evoluzione sforzo di def e quindi dell' **angolo di mobilitaz di R al taglio lungo la S di rottura.**



Metto def = allora ho def > A e < negli altri = premo e sopra



Terreno non rigido ∀ i pti non subiscono stessa def. suppongo che il profilo uguale * ∀ i pti

↑ q

t_1 (lontano da rott. ABCD sono lontani dal picco).

Valuto momento in cui A ≡ Picco • non sono ancora a rottura x che gli altri pti hanno R che possono crescere.

Collasso = A ha subito def così elevate da aver superato il sforzo critico
BC hanno ϕ' ≅ di picco, D non lo ha ancora raggiunto

Tutti i pti lungo S → ϕ' ≠ ⇒ **scegliere ϕ' operativo devo tener conto di q.sti e scegliere ϕ' medio che si mobilita lungo S rott.** il collasso non può essere ϕ'_D o ϕ'_{picco} ⇒ allora valore operativo è medio stimato che tiene conto rott. progressiva con limite inferiore ϕ'_{cv} e superiore ϕ'_{picco} = ϕ' operat. è intermedio

Bolton (1986) ha proposto **formula x tener conto dell'effetto della dilatanza** -

→ press. di confinamento

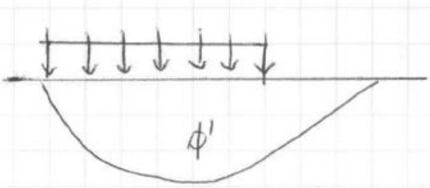
$$\phi'_{max} - \phi'_{cv} = m\left[D_R\left(10 - \ln p'_f\right) - 1\right]$$

Effetto dilatanza stimato come $\phi'_{max} - \phi'_{cv}$

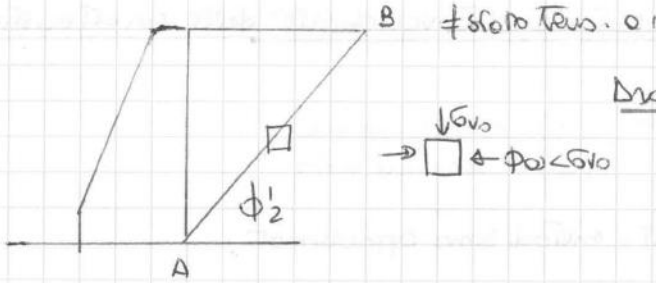
La formula non è dimensionalmente corretta: allora devo mettere le grandezze in modo corretto

- p'_f = KPa
- D_R = decimale (non %) ⇒ dalle prove in sito.
- m: def piana (es trave nostri forme) m = 5
- assialsimmetria (fond. quadrata o circolare) => m = 3

Quò deve valere p'_f? oltre a caratt mat e stato addens. iniziale entra in gioco il probl ingegneristico
↓
valore medio all'istante di rottura = σ'_{v0} + q_{lim}

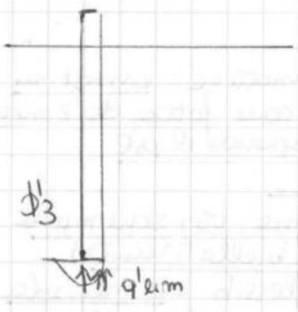


q superficiale i pti risentono in modo ≠ della presenza di q'. Dalle analisi teoriche visto che x rott. xq = $p'_f \cong \frac{1}{10} q_{lim}$ l'interesso avere solo un ordine di grandezza -



$\neq$ sforzo tens. o rott. $\Rightarrow \phi' =$ valore operat. medio lungo AB-

Rott. elem. soggetto a σ'_{v0} e p_0 allora $\boxed{\phi'_f \simeq \frac{1}{3}\sigma'_{v0}}$



STIMA della PORTATA alla PUNTA di un palo di f.

$\boxed{p'_f \simeq \frac{1}{10} q_{lim}}$ è sempre un multiplo di q.

Il mat. è uguale, ho uguale sforzo addens. x i 3 parti dovrei scegliere 3 valori $\neq$ di ϕ'_{cv}.

$\phi'_2 > \phi'_1 > \phi'_3$ INTERVIENE MOLTO IL GIUDIZIO del PROGETTISTA.

> dilat. (picco + elevato)

sforzo tens + basso

Rapporto a q_{lim} ma è superficiale $= q_{lim} < p_{lim}$ alla prof. del palo

Serve ϕ' per calcolo q_{lim} $\Rightarrow$ suppongo certo p_{lim} calcolo Bolton e valuto q_{lim} se va bene ok se no itero per arrivare a converg. oppure a favore di sicurezza_

Nell'esercizio $\Rightarrow$ stimo della D_r.

- Sostituendo 21 e 23 nella formula di Skempton $\Rightarrow D_r < 60\%$

- ϕ'_{max}? $\Rightarrow$ max valore operativo (non è quello di picco). $\phi'_{max} = \phi'_{cv} + m[DI] \Rightarrow$

$$\phi'_{max} = 33^\circ + 3\left[0.60\left(10 - \ln\frac{1500}{10}\right) - 1\right] = 33^\circ + 6^\circ \simeq 39^\circ$$

$q_{lim} = 575$ so che se $\phi\uparrow$ $q_{lim}\uparrow$

$p'_f < \frac{1}{10} p_{lim}$

Ma detto serve max posso incrementare di tot $\rightarrow$ scelgo $\phi' = 37^\circ$ ($\frac{2}{3}$ incremento x dilatanza).

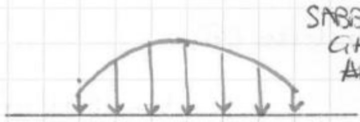
$\phi'_{37^\circ} \Rightarrow N_\gamma = 66{,}2$

$s_\gamma = 1{,}31$ $\rightarrow q_{lim} = 1124$ kPa

$\Rightarrow$ FS = 3,2 sufficiente a verificare le ipotesi $q_{lim} < q_{lim}$ stimato $\Rightarrow$ ma devo iterare di nuovo ho valore + piccolo di quello ipotizzato (dovrei aumentare) e poi ho preso valore < ϕ'_{max} = sm nel range consentito. Se voglio ridurre dim fondaz. allora cerco di sfruttare tutto il margine = la fond. lavora a 3 kg/cm² circa. $\Rightarrow$ soddisfo requisiti sicurezza (33)

ARGILLE
LIMI PLASTICI

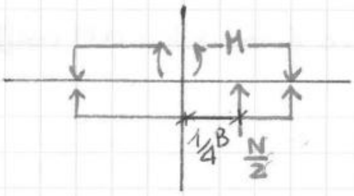
Per argille cedim
$>$ ai bordi e $<$ al
centro
→ q tende a concentr.
ai bordi e ridursi
al centro



SABBIE
GHIAIE
~~ARGI~~ ARGI NON
PLASTIC.

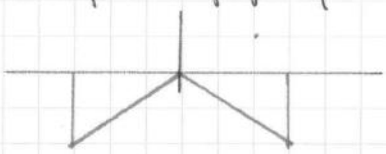
Al bordo si plasticizza

In realtà assumo andam. lineare cost. ma è una forte semplificazione
Quantifico l'errore.

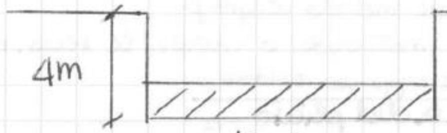


$M = \frac{N B}{8}$ (max momento)

Ip: su argilla semplifico q



01/04/09 Correzione esercitazione n.5

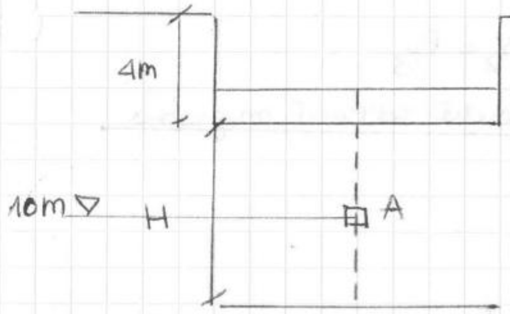


$\gamma = 19\ kN/m^3$
$\nu = 0{,}20$
Prove penetrometriche dinamiche

N = 50,4 MN

Caratterizz. modulo di rigidezza

H = B = 12 m



Strato def. di spessore limitato e il coefficiente
I ricavato dalle formule di Boussinesq
(fig. 9.14 pg. 435 Geotecnica).

$\frac{h}{a} = 2 \quad \frac{b}{a} = \frac{20}{10} = 1.67 \rightarrow I = 0.67$

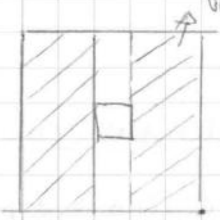
1	0.61
2	0.70

x interpolazione

Calcolo della D_R con Skempton in punto tabulare puntuale (tenendo conto se ho sabbia fine o pozzolana → C_n tiene conto anche di σ'_{vo}).

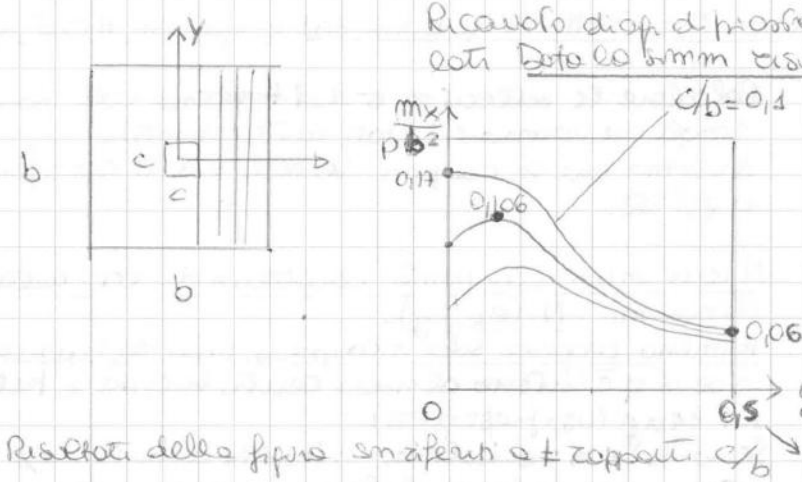
$N_{SPT} \rightarrow C_n \rightarrow N_1 \rightarrow D_R$ Bisogna rappresentare il diagramma dove ho D_R in funz della profondità poi vedo lo strato di interesse e ho $55\% < D_R < 60\%$ → assumo il limite inferiore sabbia mediamente addensata → 55%
Dal grafico Berardi Lancellotta ricavo K_E $(H=B) \rightarrow K_{E0,1}(55\%) \cong 600$

– Valutazione stato tensionale medio. $\underbrace{\sigma'_{vo}}_{190\,kPa} + \frac{\Delta\sigma_v}{2}$ → in corrispondenza di A



ep. plinto = 2 mensole incastrate su striscia e cavallo del pil.
Risultati sperimentali (pp. 498 Geotecn. II edizione)
Leonard ha preso plinto dim. reali (quadrati lato b con pil centrale con dim variab) e lo ha caricato

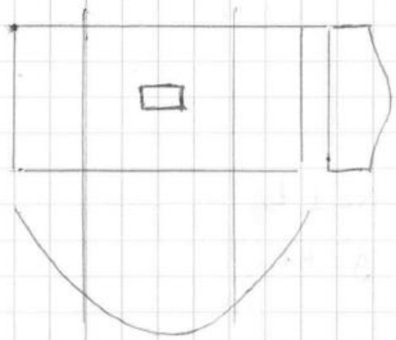
Ricavato diagr. di pressione nelle varie sez (// a uno dei lati). Dato la simm risultati riportati solo x un quadr-



M flett su ∀ sez verticale M e m_x (tende le fibre lungo x (ruota attorno a y)).
x u di lungh (kNm/m)
- vedere come m_x si distribuisce su una sez verticale
- valutare il suo $\int$ = m. compless sulla sezione.

I risultati della figura si riferiscono a ≠ rapporti c/b

m_x normalizzato al q = N che arriva in fond.
Non tutte le fibre in direz. x hanno la stessa rigid. (quelle al bordo − rigide → q < quelle centrali sono più sollecitate). Questo serve x distribuire l'armatura in modo regolare. Dovremmo concentr. armatura nelle zone centrali dove ho max mom e − ai bord. Evito fessurazione e distribuz. plastiche.
Quando plinti sono molto rettangolari la diff m. in direz y è < → armat in direz x unif.
lungo x diff m + marcate = def fascia centrale dove metto + armatura e il rimanente sulle ali laterali



Se il pil. diventa + grande (c/b = 0,2) m_{max} è all'int. Da questi risultati = EC detto di calcolare sez max mom (x plinto flessibile), non a filo pil (approssimaz.) ma in una sez all'int del pil a 0,15c

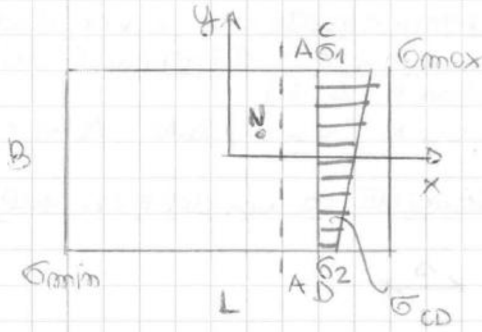
- Confronto distribuz del diagr
- Valori ≠ = curva si abbassa e ancora di + se ho c/b = 0,3
lo dim del pil incide nella distrib e valore mom.
m complessivo = $\int$ curve x i tratti di competenza si riduce anche drasticamente

se sono mensole perdo il la curva.

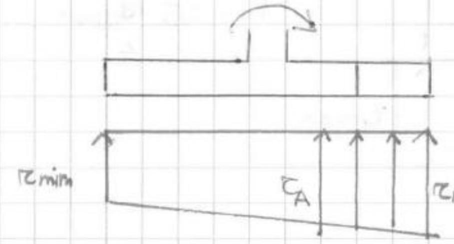
Oltre a info su m. prossimo ho info su errore che faccio considerando m con questi distrib (q unif. e 2 mensole) rispetto dati sperimentali

$\frac{c}{b} \simeq 0,1$ → err = 10%

$\frac{c}{b} \simeq 0,2$ → err = 25%



Valuto le tensioni su qualsiasi sez A-A.
Valuto plinto su strutt. lineare = considero solo la direzione x → assimilo plinto a strutt lineare (non considero lo spessore come x le travi) e lo carico con q lineare.



Considero l'ascissa x e devo trasf. le σ del terr in un q lineare che chiamo τ (kN/m).

Quale relazione fra σ e τ?

∫σ lungo una qualsiasi sez ⊥ all'asse y dove ho σ che varia linearm. o cost.

Su CD conosco pto x pto le σ → la R è ∫ delle σ

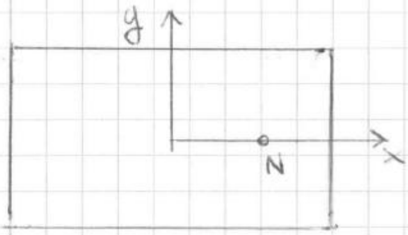
$$\tau = \left(\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right) B$$ ↗ intervallo integrazione

se tt la base è reagente i valori sono e variano linearm. infatti i pti anche τ varia linearmente. Lo valore di τ è legato solo al momento M_x per i lati corti, poi lo posso valutare per il M_y che tende i lati lunghi

- $$\tau_{\substack{min \\ max}} = \frac{N}{L} \pm \frac{6Ne_x}{L^2}$$ Formula della pressof. applicata a una retta non a un piano

Questo se il pto di applicazione di N non è esterno al nocciolo.

2) Esterno al nocciolo



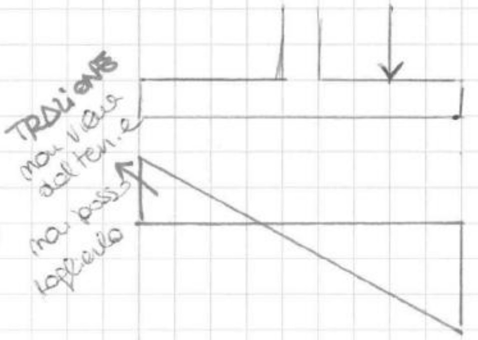
$e_y = 0$

$e_x > \frac{L}{6}$

Sezione si parzializza non posso usare i dati sopra

Vedo il plinto come strutt. lineare

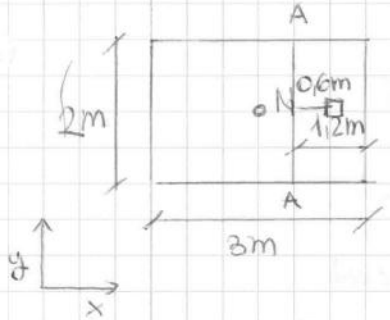
Dalla pressofless



CASO I

Esercizio Plinto rettangolare, pilastro baricentrico

$N = 900\ kN$

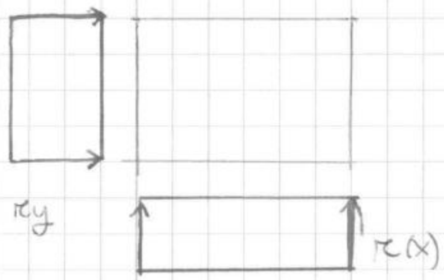


? Valutare σ agli spigoli

Diagramma τ lungo x ($\tau(x)$)?

Valutare T e M su sez A

- $\sigma = \frac{N}{BL}$ (σ è uniforme) $\sigma = \frac{900}{2 \cdot 3} = 150\ kPa$
- r_x è costante sotto la f ($r_x \neq r_y$)



$r(x) = 150 \cdot 2 = 300\ \frac{kN}{m}$

$r(y) = 150 \cdot 3 = 450\ kN/m$

- $V = \sigma A = 150 \cdot (2 \cdot 1{,}2) = 360\ kN$

lo posso ricavare da r (dallo spigolo a A)

$V = r \cdot 1{,}2 = 300 \cdot 1{,}2 = 360\ kN$

- M è solo a dist 0,6 dalla sezione

$M = V \cdot b = 360 \cdot 0{,}6 = 216\ kNm$

CASO ②

$N = 900\ kN$
$M_x = 315\ kNm$

? σ
Diagr $r(x)$
V e M

$e = \frac{315}{900} = 0{,}35\ m$

$e < L/6$ $0{,}5 > 0{,}35\ m$ ok

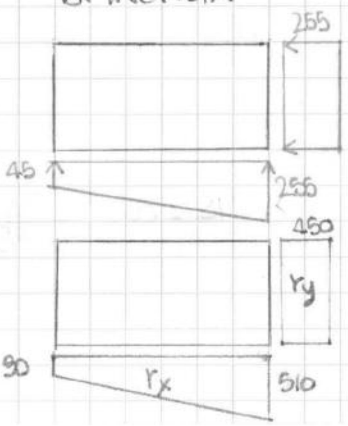
CADE nel NOCCIOLO CENTRALE DI INERZIA

y x ∀ sez. ⊥ asse x → le σ sono costanti

$\sigma = \frac{N}{BL} + \frac{6Ne_x}{BL^2} = \frac{900}{2 \cdot 3} \pm \frac{6 \cdot 315}{2 \cdot 3^2} = 150 \pm 105 = \begin{matrix} 255\ kPa \\ 45\ kPa \end{matrix}$

$r_{x\,max} = \sigma B = \frac{N}{L} \pm \frac{6Ne_x}{L^2} = \frac{900}{3} \pm \frac{6 \cdot 315}{3^2} = 300 \pm 210 = \begin{cases} 90 \\ 510 \end{cases}$

(Per r_x i diagrammi sono nelle 2 direzioni)

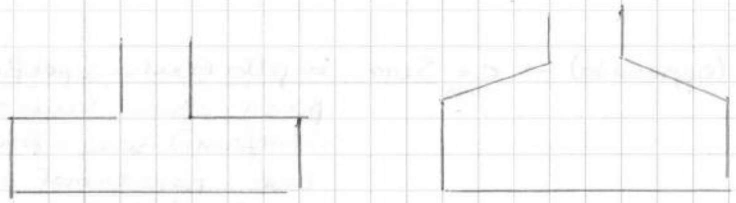


37

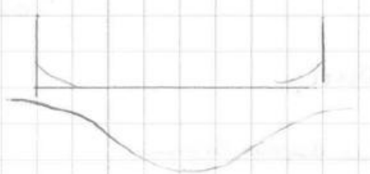
02/04/09

DIMENSIONAMENTO SPESSORE e ARMATURE

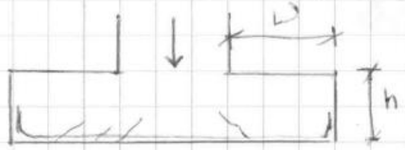
Costo cls < > costo casseforme = forzati sono posate da mano con chi rendevano rapide le f" (x risp. mat inerte e costo di sagomature) = oggi ridotto costo allora oggi si fa 4 pareti di casseratura, getto, vibrare.



Strutt. massicce ma è che plinto non deve rompersi obiettivo suff. rigid. x avere scaricamento con alti tassi lavoro e si deve scaricare su terreno che sopporta poco q = deve diffond. q = replica la Rigid. se R mo sottile (molto armat) tende a flettersi e il q tende a concentrarsi sotto il pil.



Spessori elevati sn governati da: **verif. strutt. a punzonamento o rottura al taglio** = scelgo **h** x cui la **R al taglio soddisfatta senza armatura a taglio** (assorbito da cls)



Metto armat a taglio < spessore plinto ma = flessib = scarsa diff us. q, se armat deve essere efficace = devo avere fessurat cls se non supero la sua R a flessione bassi livelli def e flessarsi

Se invece fessurat si propagano dall'esterno (45°)

Δ differenza strutt. elevat sn a contatto con aria, acqua e concentr. porosità = rip. aggr. cls x solfati, corrosione armature.

limitare il + possibile la mi a fess. = > durabilità nelle f. tendo a non far lavorare mat a alti tassi lavoro ma sfruttamento nella qtà di mat

Sulle strutt. in elevazione cerco di tirare al max il tasso di lavoro del mat = tondelle = - peso sulla struttura. Risparmio su ser = risparmio pesi e risp. sollecit.

Ne f p.p. non entra nel calcolo delle sollecitazioni se faccio travi massicce non risent. del p.p. → deforma terreno cls reduce prende forma terreno ma è soggetto dal terr. p.p. non interviene (come x trave piede nel coppone) → qui non scossero. NON HO PROBL ALLEGGERIMENTO.

Classe CLS è ORDINARIO NON ALTA RESISTENZA C20/25 → C28/35. (poli f usare cls + prestante x meccan. funzionamento ≠).

Acciaio H armat reale = une sl categorie.

Dim plinto dopo le verifiche geotecniche

1) Noti q → verifiche geotecniche $\left[\begin{array}{l}\text{capacità portante}\\ \text{cedimenti}\end{array}\right\}$ → B, L impronta f in pianta (dalle + gravosa delle 2)

2) Verifico a Taglio o Punzonamento x fissare assumendo nessuna Armatura specifica dice qual è H_{min} del plinto

3) Solo def H le condiz. geotecniche in base B/H posso considerare valida teoria della flessione

$\frac{B}{H} \geq 2$ Valide le ip. di D. S. Venant (plinto detto snello). Calcolo il flett. con teoria flessione

-VERIFICA A TAGLIO (cap. 4 NT).

CONVENZIONI dei MATERIALI

fare tabella con tutti i valori

- C 20/25 → classe di R $f_{ck} = 20\,MPa$ ↗ R caratt. cls
  $R_{ck} = 25\,MPa$ → R. caratt. cubica

- Usa solo tipo di acciaio (barre ad aderenza migliorata) $\phi = 6/40\,mm$ (di solito $\phi = 24/26\,mm = \phi_{pali}$). $\phi_{mu} = 12\,mm$
  armat. con fun. strutt. (flessione compressione)

$\boxed{B450C}$ $f_{yk,nom} = 450\,MPa$
$f_{t,rott} = 540\,MPa$

- X le verifiche servono VALORI di CALCOLO ($_d$). $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$
  X cls x R a compress. di lungo durata → $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$ α_{cc}: a lungo durata $f_{cd}\downarrow$
  $\alpha_{cc} = 0{,}85$, $\gamma_c = 1{,}5$

- $f_{cd} = 0{,}85 \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}5}$
  - C 20/25 $f_{cd} = 11{,}8\,MPa$
  - C 25/30 $f_{cd} = 14{,}1\,MPa$
  - C 28/35 $f_{cd} = 16{,}5\,MPa$

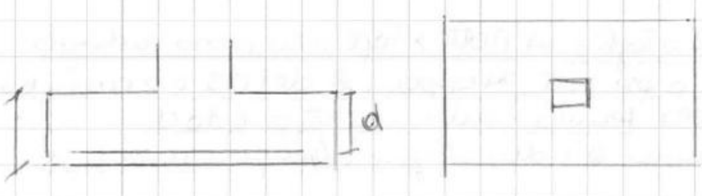
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ → $f_{yd} = \frac{450}{1{,}15} = 391{,}3\,MPa$

- $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$ Per calcolare lungh. ancoraggio armature
  $f_{bk} = 2{,}25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ ← valore di aderenza
  η → 1 ϕ armature è $\leq 32\,mm$

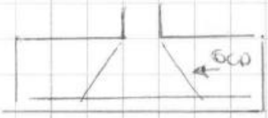
Per le verifiche quali coeff. calcolo? Campo strutturale → 1 approccio di calcolo → set di coefficienti A1.

A1 (STR) → Nd Md Vd se usavo approccio 1 A2 non devevo prendere quelli della combinazione 1.

VERIFICA a TAGLIO (senza ARMATURA per TAGLIO)



d = altezza utile della sezione.
d = h - 5 cm.



Tone tab con ≠ k (20/70 cm h)
fck ≠
h ≥ 2 min

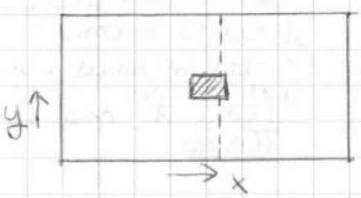
!! Non so ancora de armatura !!

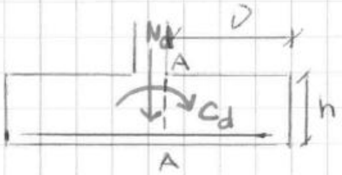
le strutt di f sn fatte con dim variabile x classe (incremento da 10 cm in su) cioè x h incremento di 5 cm di spessore
faccio IP su d_1 (di tentativo) fisso sez di calcolo faccio le verifiche
X armature ci sn range (trascuro o metto valore ultimo o valore minimo) -> IP A_f(min)

Se non soddisfatta ↑ 5 cm se abbondante riduco.
Non sempre capisco quale direz è + critica allora faccio 2 verifiche nelle 2 direzioni (se plinto rett e rigido)

DEFINIZIONE QUANTITÀ ARMATURA LONGITUDINALE
(x flettente)

Def la geometria del plinto Arm secondo x e secondo y.





Direzione x

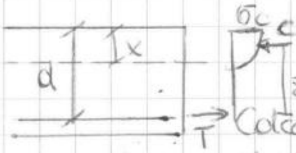
Def v/h -> se $v/h \geq 2$ PLINTO SNELLO -> calcolo Arm con la Teoria della flessione retta (= sez con sezione piana).

sez leggermente interna pil o di attacco al pil. Prendo la sez dove ho Mom max

Md (Mom agente di calcolo) le azioni con cui calcolo σ e z (z sono di calcolo valutate con i coeff A1.

M_R? Parlo di strutture e faccio approssimazioni + uso formule semplificate

$$A_f = \frac{M_d}{0{,}9\, d\, f_{yd}}$$



+ diamo bado compresso
azione sollecit.
Calcolo Mrd (M. Resist. di calcolo) = valore che provoca rottura

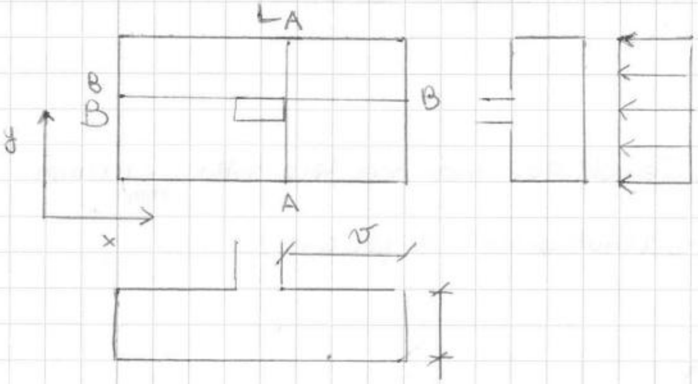
ΔII % Arm ≠ comp rott -> snerv e lato cls -> da evitare xché fragile (poco preavviso)
snervam acciaio
qui ho molta Arm.

Avere strutt poco armat ma duttile = lunghe rotaz = preavviso rott.
Strutt. rigide = molto arm -> faccio in modo avvenga lato acciaio - Mrd garantito a R armat acciaio e zona cls compressa
se ho solo M sollecit. (Non ho N di solito) dove avviene C=T $z \simeq 0{,}25/0{,}9\,d$

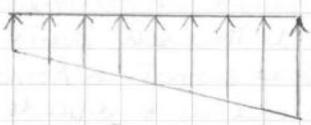
(40)

07/04/'09

Def le dim in pianta B e L def h x chè plinto resiste a taglio e punzonamento senza predisporre specifica armatura.



Come dim sn analoghe verifica a σ_t se c'è eccentricità, considero la mensola + sollecitata e la verifico



lo stesso lungo y. Fissato h il rapporto delle 2 snellezze possono essere ≠: es plinto flessibile da una direz. e tozzo nell'altra direz = 2 verifiche ≠.

$\frac{v}{h} \geq 2$ snello si viene prescritto se si riferisce a filo pil → noi consideriamo il filo del pil.

Dal disegno ho $+\sigma_t$ a dx = voluto per sezione corrente + sollecitata = voluto M su A. → M_d e N_d

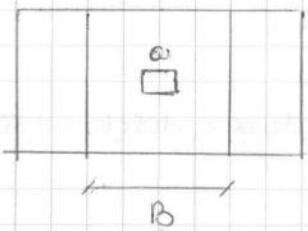
sono calcolati con A1 STR. $N_d\ M_d \rightarrow \sigma_t \rightarrow \int \rightarrow \tau$

lo strutt. di ds è massiccia x motivi detti + x verifica a taglio = la rott. x flessione avviene lato acciaio = si può semplificare il braccio di leva.

$$A_f = \frac{M_d}{0{,}9d\ f_{yd}} \ (mm)$$ → $n\phi$ si scelgono armature che sn distribuite in modo uniforme

Se ho A_{fy} disposta lungo lato corto, la rigidezza è contenuta. Di solito per pl. □ distribuisco uniforme ≠ l'armatura per gli altri è uniforme (passo i) lungo y. (A_{fy}).

Lungo la II direz. faccio calcolo lungo BB se $\frac{v}{h} \geq 2$ allora distribuz unif = fessurazione elevata (Calavera) = dispone certa % armatura def in base a $\frac{2B}{B+L}$



$\left(\frac{2B}{B+L}\right) A_f$ = quantità su fascia centrale e cavallo del pil

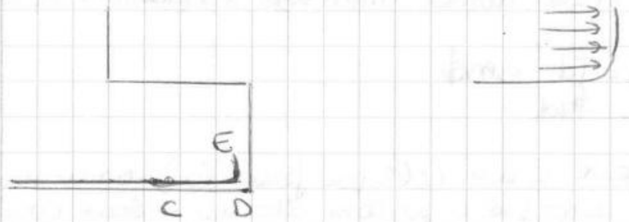
B a $\geq$ a+2h (verifico esca dal cono di punzonamento

L'armat è disposta nella fascia e il rimanente disposto uniform. ai lati (questo x $\frac{v}{h}$ >> e la % di armat. è elevata).

41

$l_b \not<$ 20ϕ 150mm — usando il minimo è soddisfatta

Se $CD \not> l_b$ allora eseguo gancio o piega → si può solo con piegatura: ora lavoro non solo x aderenza laterale, lavoro x compressione < non si sfila subito



Migliora molto ancoraggio = tempo corto

$l_{b,eff} = l_b \cdot \alpha$

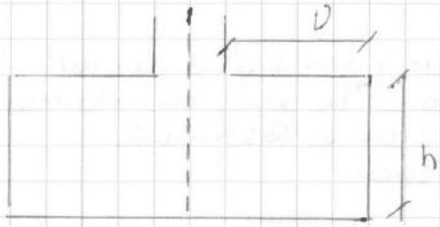
$\alpha = 1$ barra diritta

$\alpha = 0,7$ gancio, piega — più molto prudenziale — saldatura, rondelle f.

La lunghezza a disposizione è $CD + DE$ non mettere piega 5cm perché serve 10 cm x metallo allora piego 10/15 mm

$\overline{CD} + \overline{DE} > l_{b,eff}$. verifico da 2 ipotesi verifico sbordo che la verifica sia soddisfatta.

PLINTO NON SNELLO

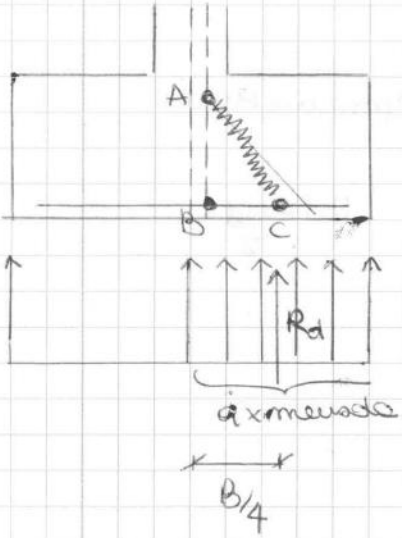


$\frac{D}{h} < 2$ mecc. resist. interno è 3D (interviene resist. attrito anche nel cls. fascio di linee isostat. che di trazione e compress.).

Armat. che metto è di sicurezza x sw armatura che deve tenere insieme puntoni di cls che trasf. al terreno → qnd supero R attrito e si formano fessure subverticali.

Si calcola con schema TIRANTE PUNTONE
tirante: sforz. attrazione del pl.
puntone: cls comp. a cavallo isostat. di compress. del pl.

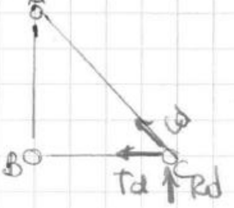
Considero 2 bielle con mecc. R int schematizzato da: puntoni di cls dopo all'int del pl.



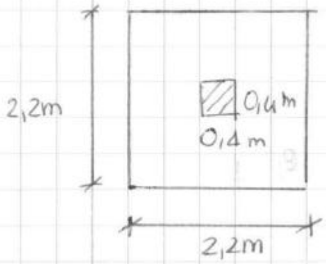
Nodi del traliccio interno sn collegate a metà della metà del pil: uno centr. a cavallo arm. e l'altro ad h (dove parte puntone compresso). a 0,15d dal filo superiore
Devo def σ che compete alla mensola
schema: trave reticolare (p/t.) nodo deve essere in corrisp. Risultante
Nell'es (pl. simmetrico) $R_d = N_d/2$ posto a distanza dal filo centrale pari a $B/4$ così x a centrato.
III centr. in asse con R e su arm. = def geom del traliccio interno

A-C = sforzo di compressione ho Rd di compress. che tende ad aprire piano cls = armat. ace = applico un tiro

Veduto equ. = def lo sforzo Td che Acc deve sopportare x trattenere puntone (= nodo C).



(42)



$N_d = 1250 kN$

C 20/25

$\left(R_{ck} = 25 \frac{N}{mm^2}, f_{ck} = 20,8 \frac{N}{mm^2}\right)$

? def d e quantità Armatura -

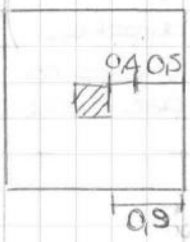
c = 5cm

Tabella Excel
200 → 700 (∀ Scu)
x 3 classi di cls
→ x v_{min}

$V_{Rd} = \left\{0,18 k (100 \rho_e f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp}\right\} d\, b_w \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) d\, b_w$ v_{min} è fne solo di d e f_{ck}

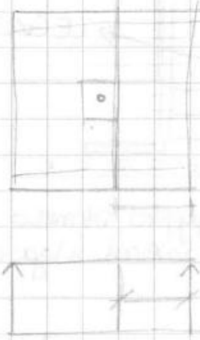
$V_{Rd} = \underbrace{0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)}_{k} \left[100 \left(\frac{A_f}{d b_w}\right) 20,8\right]^{1/3} \geq 0,035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$

d = 40 cm



$r_c = \frac{1250}{2,2} = 568,18 kN/m$

$V = 568,18 \cdot 0,5 = 284,1 kN$



$V_{Rdmin} = v_{min}\, b\, d_w = \varnothing$

$v_{min} = 0,035 \left(1 + \sqrt{\frac{100}{400}}\right)^{1,5} \sqrt{20} = 0,36$

$V_{Rdmin} = 360 \cdot 0,4 \cdot 2,2 = 313 kN > 284 kN$

$h_{min} = 45 cm$ $\quad v < \frac{0,9}{0,45} = 2$ PLINTO SNELLO

$M_d = 568,18 \cdot 0,8 \cdot 0,45 = 230,11 kNm$ (a filo pilastro)

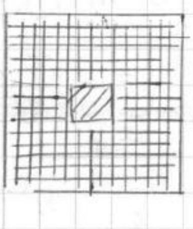
$A_f = \frac{230,11 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 391 \cdot 400} = 1635 mm^2 \rightarrow 11\, \phi 14$ (nelle 2 direzioni uniformemente distribuite)

A_f reale $= 1683 mm^2$ $\quad i \simeq 210 mm$ e alzarle visto.

se calcolo $\rho_e = \frac{A_f}{bd} = \frac{1635}{2200 \cdot 400} = 0,00192 < 0,02$ valore imposto dalla norma per formula V

$V_{Rd} = 0,18 k (100 \rho_e f_{ck})^{1/3} b_w d = 286 kN < 313 kN$

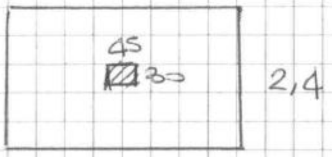
Se era > dovevo ridurre per abbassare di Scu il plinto.



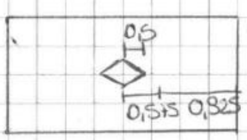
3

$N_d = 800\ kN$ C25/30

$M_{d_x} = 460\ kNm$

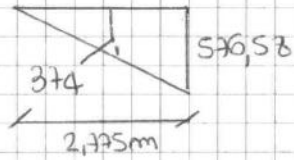


$e = \frac{460}{800} = 0{,}575 > 0{,}5$



$N = \frac{\tau_{max}\ 3\Delta}{2}$

$\tau_{max} = \frac{2N}{3\Delta} = \frac{2 \cdot 800}{3 \cdot 0{,}825} = 576{,}58\ \frac{kN}{m}$



$\sigma = \frac{576{,}58}{2{,}4} = 240\ kPa$

$d = 30\ cm$

$v_{min} = 0{,}035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{300}}\right)^{1,5} \sqrt{24{,}9} = 0{,}427$

$V_{Rd} = 427 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}4 = 307{,}8\ kN$

$V_{sd} = \left(\frac{374 + 576{,}58}{2}\right) = 463\ kN/m \cdot 0{,}825 = 428\ kN$

$d = 40\ cm$

$v_{min} = 0{,}035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{400}}\right)^{1,5} \sqrt{24{,}9} = 0{,}3895$

$V_{Rd} = 389{,}5 \cdot 0{,}4 \cdot 2{,}4 = 374\ kN$

$V_{sd} = \left(\frac{384 + 576{,}6}{2}\right) \cdot 0{,}875 = 425\ kN$

$d = 45\ cm$

$v_{min} = 0.035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{450}}\right)^{1,5} \sqrt{24{,}9} = 0{,}376$

$V_{Rd} = 376 \cdot 0.45 \cdot 2{,}4 = 406\ kN$

$V_{sd} = \left(\frac{405 + 576.6}{2}\right) \cdot 0{,}825 = 405\ kN$

valutare se plinto snello $\frac{v}{h} = \frac{1{,}275}{0{,}5} = 2{,}55 > 2$ SNELLO

Controllo nell'altra direzione

$R = \frac{800}{2{,}4} = 333{,}3\ kN/m$

$V_{sd} = 333{,}3 \cdot 0.6 = 200\ kN$

$V_{Rd} = 0.035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{450}}\right)^{1,5} \sqrt{24.9} \cdot 3000 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 507\ kN$

$M_{sd} = 311.67 \cdot 1{,}275 \cdot \frac{1{,}275}{2} + (576{,}58 - 311.67) \frac{1{,}275}{2} \cdot \frac{2}{3} 1{,}275 = 253{,}4 + 143{,}6 = 397\ kNm$

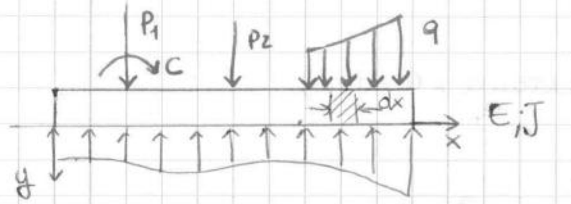
$A_f = \frac{397 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 450 \cdot 391} = 2507\ mm^2$ $17\phi14 \rightarrow 2616\ mm^2$ $i = 144\ mm$

21/04/09

FONDAZIONI CONTINUE

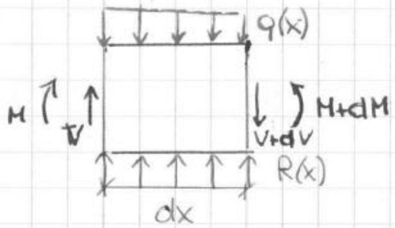
Parliamo di calcolo strutturale = calcolo sollecitazioni interne. Quando sono in zona sismica x legare le f. e non avere sollecitaz. a livello f. bisogna collegare plinti con travi portanti = elevato costo cassero = passo a f. continue
Oppure per scadente capac. port. del terr. = area superficie dei plinti troppo grande o se strutt. subiscono cedim. diff. = f. continue lega piedritti alla base e limita cedim.
Avere diffusione uniforme dei q = richiede strutt. rigida = due travi > di quelle in elevato → sono al limite delle travi snelle.

CALCOLO SOLLECITAZIONI all'interno trave che poggia su SUOLO ELASTICO.



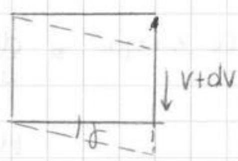
Strutt. è molto iperstatica xchè vincolo è diffuso (terreno) x risolvere trave = trovare la reazione che il terreno (R) trasmette alla trave dipende da rigid EJ e dal modello di terreno
Risolvo **probl di interazione strutt. terreno** = Teoria travi inflesse ad asse rettilineo (si fa riferimento all'**equaz della linea elastica della trave**).

Considero un concio di trave di lunghezza infinitesima dx



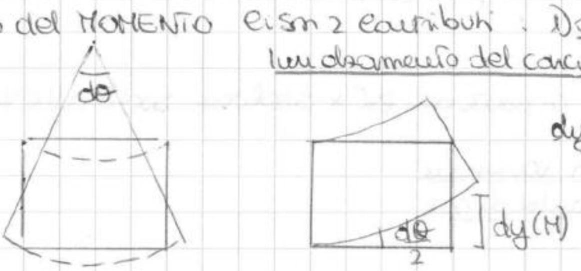
Quali sono le def subite dal concio?

1) **Taglio** = il suo effetto è: → le facce ra + ⊥ all'asse della trave
Effetto è abbassamento dato a V e >0 (verso il basso)



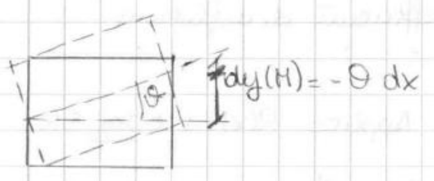
$dy(V) = \gamma dx$

2) Effetto del MOMENTO e sono 2 contributi. 1) def facce inarcandole inclinamento del concio



$dy(M) = \frac{d\theta}{2} dx$

Il secondo contributo: concio subisce rotaz. rigida x θ



$dy(M) = -\theta \, dx$

Nelle travi snelle contributo x V è trascurabile rispetto a quello + il momento. : di solito $dy(V) = \gamma dx$ trascurabile. Ma anche $dy = \frac{d\theta}{2} dx$ = prodotto di 2 differenziali = infinitesimo ordine superiore

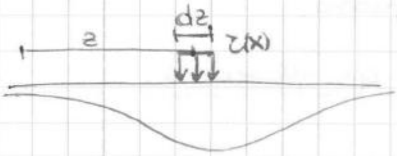
Allora $dy = -\theta \, dx$ → $\boxed{dy/dx + \theta = 0}$ → **equaz di congruenza** del concio di trave
Questo è già una prima appross. della teoria

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 93 di 188

che adatto
Sm un corpo elastico lineare allora se applico $P \neq 1$ → cedimento in un pto x è

$y(x) = P(z) \cdot \delta(x,z)$.

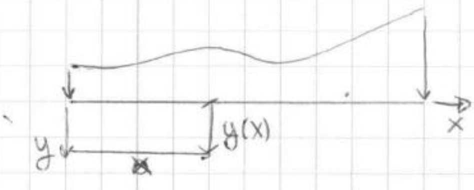
Vedere come trasformare equa x carico $\tau(x)$ distribuito.



Effetto del cedim. x parte di q distribuito è dato da

$dy = \underbrace{\tau(z) \cdot dz}_{F\ concentrata} \ \delta(x,z)$. ($\Sigma$ i diversi contributi considerando $\tau(z)\,dz$).

se considero $\tau(x)$ variabile $\forall x$ e agente su tutta lungh. trave (ℓ).



Allora trave sostituisco $\tau(x)$ del terreno
Voluto abbassamento y nella generica sezione di ascissa x
→ integro su tt la lungh. della trave.

$y(x) = \int_L \delta(x,z)\,\tau(z)\,dz$. con introduzione del coeff. influenza (abbass. generico vert. x per P=1 applicato in z) risolvo il problema.
deriva dal PSE.

Proprietà $\delta(x,z)$

- Semispazio ∞ esteso: simmetria x linearità mezzo perché mezzi indefiniti.

SIMMETRIA • se inverto le coordinate x e z il risultato non cambia $\delta(x,z) = \delta(z,x)$.

- mezzo ∞ esteso = relazione non è condiz. da effetti bordo o vincoli = indifferente dove metto origine. Cosa conta è la dist. dei 2 pti in esame.

$\delta(x,z) = \delta(x-z) = \delta(|x-z|)$ PROPRIETÀ di STAZIONARIETÀ della FUNZIONE
x la simmetria è indifferente
$\delta \geq 0$

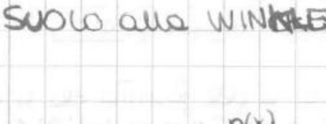
- x risolvere probl. interazione terr./strutt. tra le cond. → unica corretta è quella che pone = def pti ∈ travi e pti ∈ terreno.
Allora devo combinare le 2 equi

$$\begin{cases} \dfrac{d^2}{dx^2}\left(EJ\dfrac{d^2y}{dx^2}\right) = q(x) - \tau(x) \\ y(x) = \int_0^L \delta(x,z)\,\tau(z)\,dz \end{cases}$$

A seconda dei modelli assunti x terreno = ≠ espres. x δ.
Ho imposto che la congruenza def (= abbass. verticali) trave terreno dipende dalle 2 equi.
Trave soggetta a q noti e sollecit. → terreno ha sollecit = e opposte.

SUOLO alla WINKLER (1867).

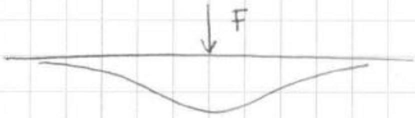
legame "locale"



insieme di molle ∞ vicine tra loro e collegate tra loro = abbass. nel pto fue pressione in quel pto = locale.
Applico p(x) di certa area e da $\delta(x,z)$ y sotto p(x)dx e al di fuori ∅.

$y(x) = \dfrac{p(x)}{K_1}$ $K_1 = [F/\ell^3]$ equivale a densità
COEFF. di REAZIONE

Fisicamente $\frac{1}{\lambda}$ è rigidezza trave/rigidezza terreno = rigidezza relativa legata alla lunghezza d'onda della fn sinusoidale.



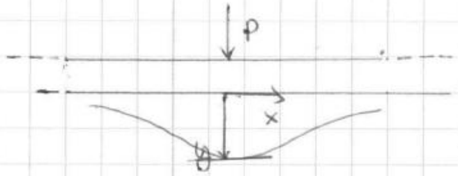
le max perturbazioni sono in vicinanza del piano e poi tendono a smorzarsi
perciò il primo termine exp non può esserci deve esserci solo termine smorzante.

$$y(x) = e^{-\lambda x}(C_3\cos\lambda x + C_4\sin\lambda x).$$

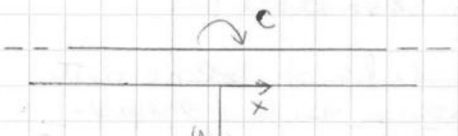
Ricavo C_3 e C_4 con le condizioni al contorno. cerco 4 sol fondamentali

(2 sol x trave con alle 2 estremità (FOC)) (trave caricata ad un'estremità)

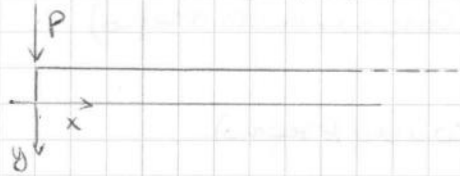
TRAVE INFINITA $(\infty - \infty)$



Attenzione alle convenzioni: $p > 0$ se verso basso



TRAVE SEMIINFINITA (∞)



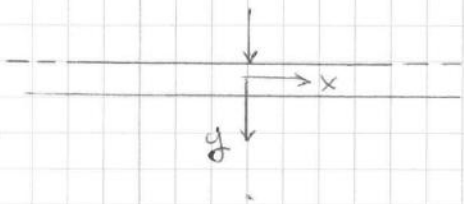
CASO (1) RICAVO LE CONDIZ. DI CONTORNO.

le c.c. derivano dalla simmetria: la tg della linea sotto il q è orizzontale.

- $y'(x=0) = 0 \Rightarrow C_3 = C_4$ mi riduco a una sola cost.
- Per sim. il Taglio deve essere = sulle facce sx e dx (a - del segno) in $x=0$

$$V = -EJ\,y''' = -\frac{P}{2} \qquad x = 0^{+}$$ devo dire su quale faccia

$$\Rightarrow C = \frac{P\lambda}{2K}$$



$$y = \frac{P\lambda}{2k}(\cos\lambda x + \sin\lambda x)e^{-\lambda x} = \frac{P\lambda}{2k}A(\lambda x)$$

$$\theta = -y' = -\frac{P\lambda^2}{k}\sin\lambda x\, e^{-\lambda x} = -\frac{P\lambda^2}{K}B(\lambda x)$$

$$M = -EJy'' = \frac{P}{4\lambda}(\cos\lambda x - \sin\lambda x)e^{-\lambda x} = \frac{P}{4\lambda}C(\lambda x)$$

$$V = -EJy''' = -\frac{P}{2}\cos\lambda x\, e^{-\lambda x} = -\frac{P}{2}D(\lambda x).$$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 97 di 188