



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1530A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

STUDENTE: Greppi

MATERIA: Fondazioni + Eserc. Prof. Costanzo

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

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

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

TEORIA FONDAZIONI

CORSO FONDAZIONI - COSTANZO

Per lo studio si considera la situazione più critica, si usa metodo semi-probabilistico del coeff. di sicurezza parziali,

$\frac{1}{2} \gamma B \cdot N \gamma$ Resistenza per attrito lungo la potenziale superficie di rottura (scorrimento)

$c \cdot N_c$ Resistenze di coesione

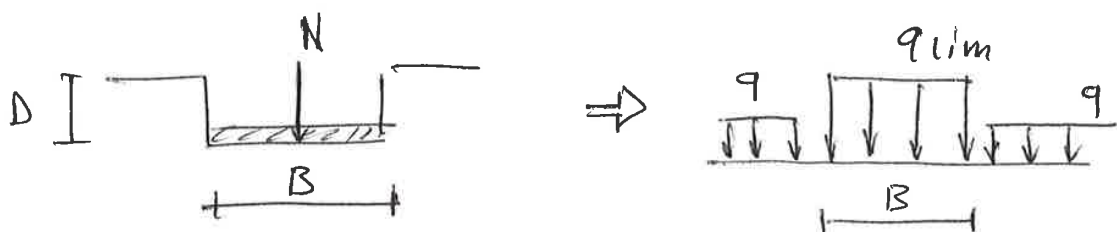
$q \cdot N_q$ carico laterale, ai lati della fondazione, dovuto alla presenza di terreno ai lati.



considerare anche il terreno ai lati può non essere sempre prudente, poiché i primi strati di terreno sono spesso rimanecciosi e scendenti

modello di calcolo - IPOTESI

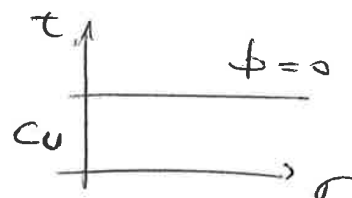
1. fondazione nastriforme (o - mente lunga) - problema diventa in 2 dimensioni.
2. carico limite verticale e centrato sulla fondazione
3. distribuzione uniforme $q_{lim} = \frac{N}{B}$



⚠ Nei materiali a grana fine va fatta la verifica a breve e lungo termine, non sappiamo quale sia la condizione peggiore

Capacità Portante COND. NON DRENATE

$$\phi = 0 \quad \begin{cases} N_\gamma = 0 \\ N_c = 2 + \pi = 5,14 \\ N_q = 1 \end{cases}$$



⚠ la soluzione di un problema a collasso (SLU) non è semplice se si vuole tener conto dell'intero percorso tensionale.

Se però ci si concentra solo sull'analisi delle condizioni presenti all'istante DEL COLLASSO è possibile ottenere soluzioni di interesse ingegneristico.

Equivalente a ridurre il comportamento del terreno a quello di un mezzo PLASTICO IDEALE e le soluzioni possono essere ricavate con i TEOREMI della PLASTICITÀ.

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

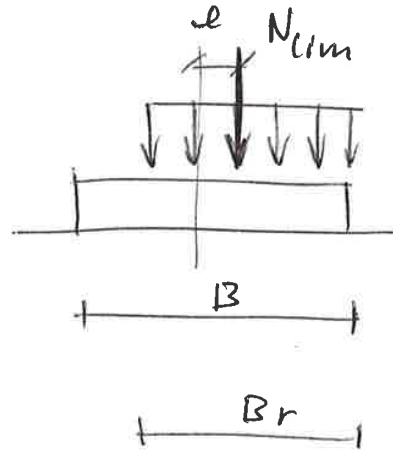
$$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{Es}} \geq 3$$

Base Ridotta

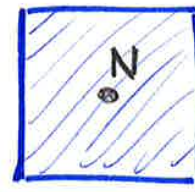
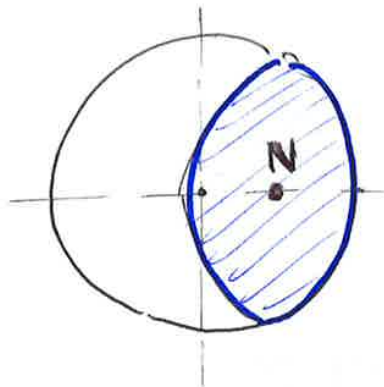
$$B_r = B - 2e$$

$$e_x = \frac{M_x}{N}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N}$$



caso circolare :



ci si riconduce
ad una fondazione
rettangolare
EQUIVALENTE

fondazione COMPENSATA

$$q_{ES} \leq q$$



$$q = \gamma D$$

fondazione + edificio pesano meno del terreno rimosso, non ho problemi.

fondazione PARZIALMENTE COMPENSATA

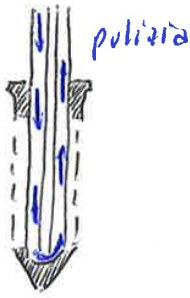
$$q_{ES} > q$$

I problemi di rottura possono arrivare una volta che il carico applicato supera il peso del terreno rimosso.

Occorrono VERIFICHE di capacità portante.

$$F_s = \frac{N_{lim}}{N_{ES}} \geq 3$$

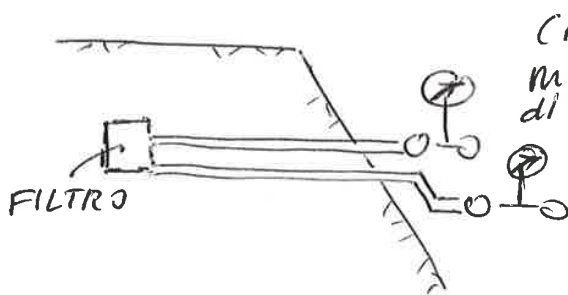
Piezometro di CASAGRANDE



Vantaggi:

1. Operazioni di pulizia più facili. Effettuate tramite acqua in pressione.
2. Strumento piccolo, posso inserire più piezometri in un foro.
3. Tubi piccoli, tempi di risposta più rapidi.

Piezometro idraulico A CIRCUITO CHIUSO



(MANOMETRI)
misuratori
di pressione

Posso avere
dei problemi
legati a bolle
che si formano
nei tubicini

Bolle che si formano a causa di pressioni negative.

La lettura delle falde può avvenire grazie a CELLE PIEZOMETRICHE.

Sono degli strumenti elettrici che mandano degli impulsi in superficie.

Problema

Tali celle quando vengono assemblate, vengono anche TARATE.

La taratura è importante per la lettura dei dati, ovvero mi lega l'impulso alla pressione dell'acqua.

Nei terreni a grana fine, Au elevati,
i risultati non sono attendibili;

PROBLEMA:

una volta effettuata la prova, come
scelgo i parametri del terreno?

quello che si valuta tramite abachi e
una stima della densità relativa D_r
in sito.

PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT)

lo strumento viene infisso nel terreno
e per spinta lo si fa avanzare a
velocità costante (20mm/s).

PUNTA MECCANICA

Abbiamo due aste
coassiali, punta e
manicotto. Prima
avanza la punta,
poi il manicotto,
prova discontinua.

PUNTA ELETTRICA

Punta e manicotto
avanzano insieme.
Misura automatica =
mente le grandezze
(sistema elettrico).

strumento misura la forza necessaria
per far avanzare punta e manicotto.
(RESISTENZA ALL'AVANZAMENTO).

$q_c \Rightarrow$ RESISTENZA ALLA PUNTA

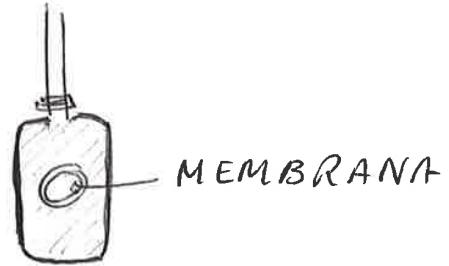
$f_s \Rightarrow$ ATTRITO LATERALE SU MANICOTTO
(poco utile poiché poco affidabile)

PROVE DILATOMETRICHE (DMT)

Lama rettangolare piatta.
viene infissa nel terreno per spinta.
Poi viene inserito del gas nello strumento,
che provoca un rigonfiamento della
membrana.

Misura i parametri
di deformabilità.

Permette una stima
delle tensioni σ_{ho}

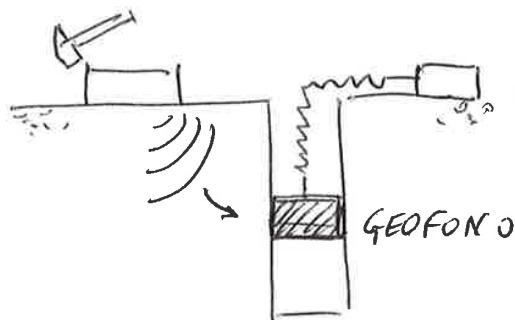


PROVE SISMICHE

Vanno interpretate.

si misura la velocità di propagazione
delle onde nel mezzo.

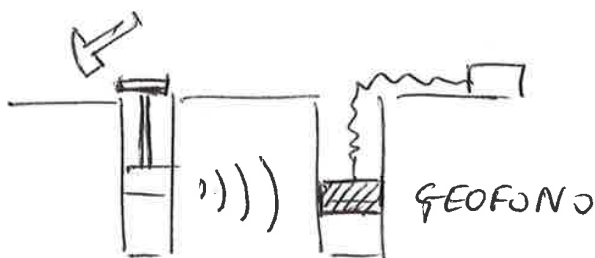
DOWN-HOLE



si alloggia il
Geofono (che
misura le onde)
in un foro.

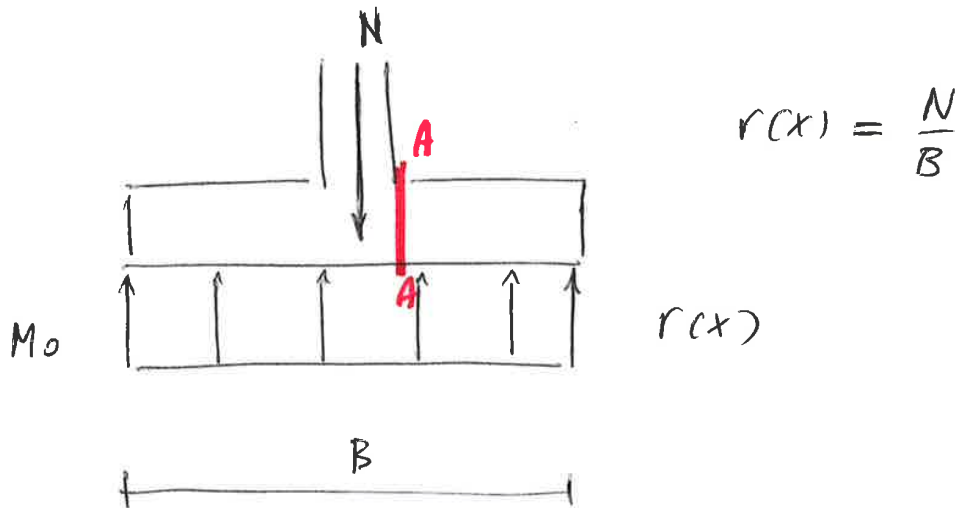
Misuro velocità
e tempo di arrivo
dell'onda.

CROSS-HOLE



Ho meno
incertezze.
Le misure avven-
gono in un
terreno
indisturbato.

Per semplificare la trattazione del problema si schematizza la distribuzione:



reazione di contatto: $G_t(x, y) = \frac{N}{A}$

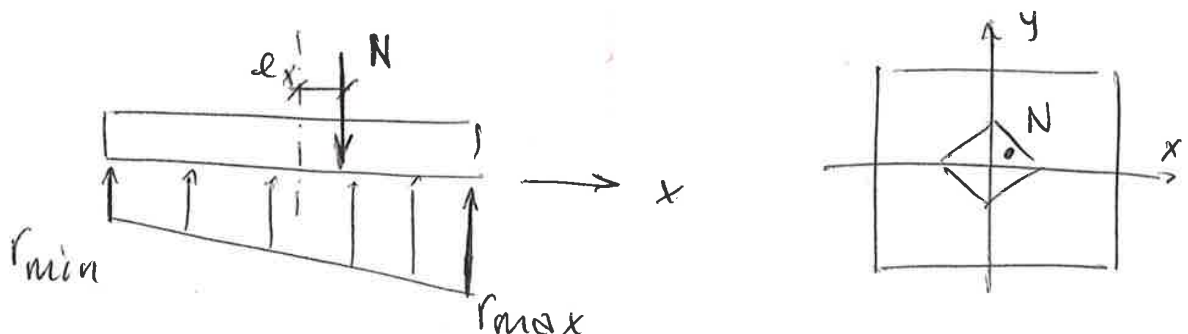
Nel calcolo del momento nella sezione A con la semplificazione commetto un errore di $\pm 20\%$

Ma tale semplificazione permette un'analisi ottimale del problema.

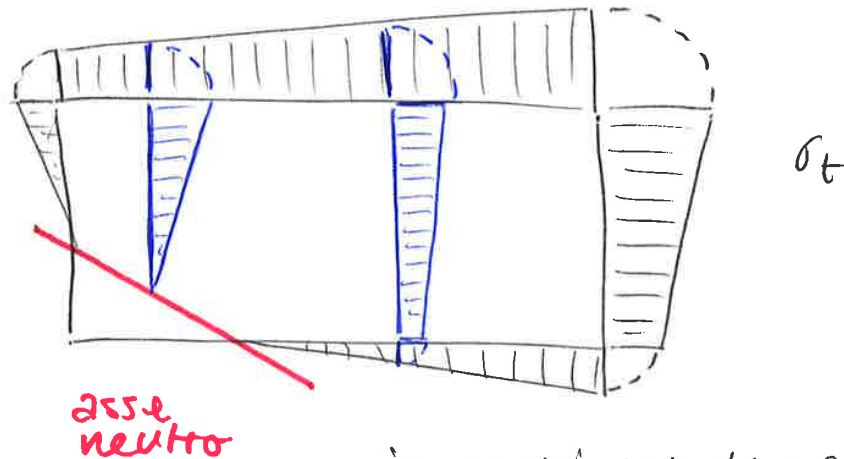
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE

se N è all'interno del nocciolo

⚠ si usa la formula della pressoflessione per il calcolo delle tensioni. Tale formula è valida solo nel caso di sezione interamente reagente.



Abaco :

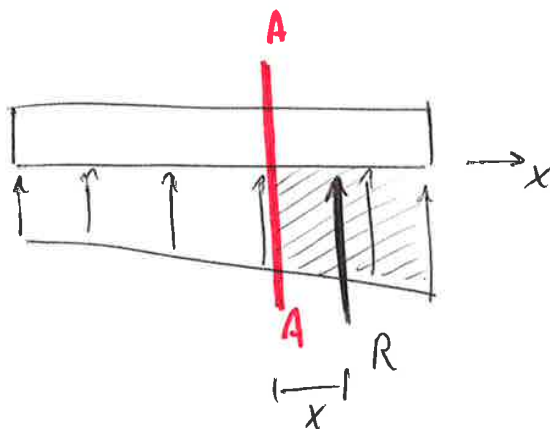


in corrispondenza
dell'asse neutro
si annullano le σ_t .

4 CASI nell'ABACO :

- I. N interno al nocciolo
- II. N vicino al nocciolo (esterno)
- III. N molto esterno al nocciolo
- IV. N molto esterno al nocciolo

Sollecitazioni in una sezione



$$V_{A-A} = R$$

$$M_{A-A} = R \cdot x$$

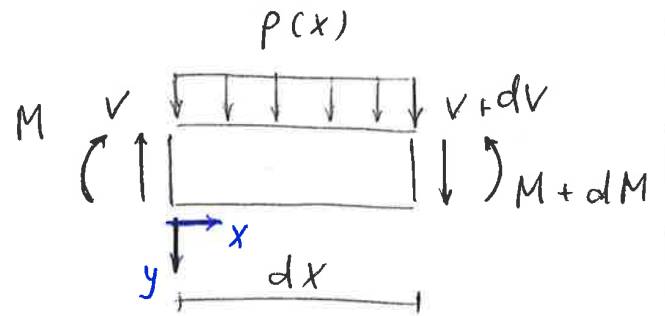
N esterno al nocciolo uso l'abaco
e valuta l'andamento delle tensioni,
poi risultanti e infine ricavo le
sollecitazioni.

TRAVE

Analizziamo la trave.

consideriamo un concio infinitesimo:

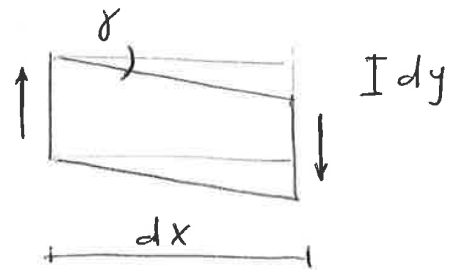
dove $p(x) = q(x) - r(x)$



deformazioni del concio

TAGLIO

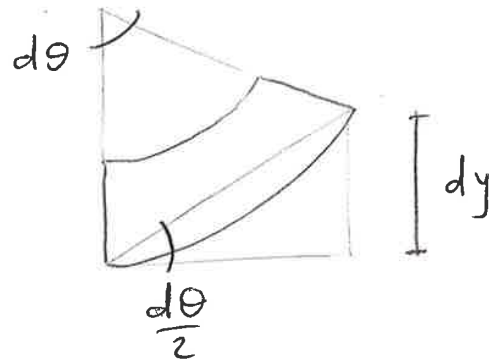
$$dy = r dx$$



MOMENTO

$$dy = -\frac{d\theta}{2} dx$$

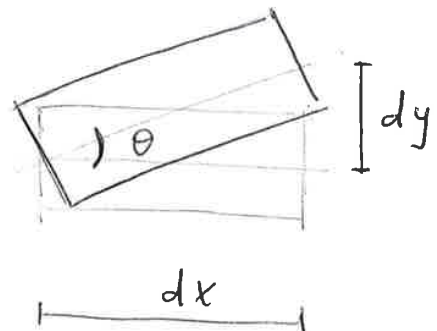
⚠ essendo un prodotto tra infinitesimi e' trascurabile.



rotazione rigida del concio

$$dy = -\theta dx$$

unico contributo del momento che si considera.



$$M = EJ \frac{d\theta}{dx} \quad \text{essendo } \theta = -\frac{dy}{dx}$$

$$= - EJ \frac{d^2y}{dx^2}$$

sostituendo M nell'espressione sopra:

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -q(x) + r(x)$$

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EJ \frac{d^2y}{dx^2} \right) = q(x) - r(x)$$

CASO PARTICOLARE $EJ = \text{cost}$

⚠ cioè con trave a sezione costante

$$EJ \frac{d^4y}{dx^4} = q(x) - r(x)$$

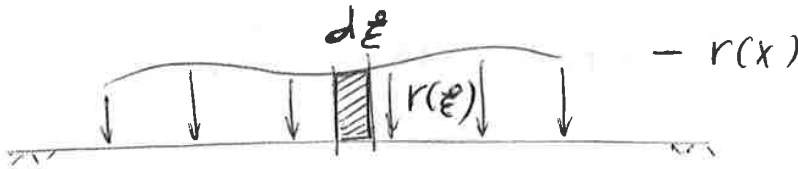
TERRENO

consideriamo il terreno come un semispazio infinitamente esteso, elastico e lineare. (vale il PSE).

In base alla legge costitutiva si definisce il COEFFICIENTE DI INFLUENZA $d(x, \xi)$.
A seconda della legge costitutiva il coeff. avrà differenti formulazioni,

x , posizione della sezione

ξ , posizione del carico

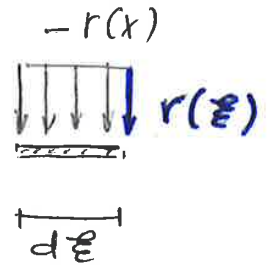


consideriamo un concio di terreno.
cedimento del concio:

$$dy(x) = r(\xi) \cdot d\xi \cdot d(x, \xi)$$

Integrando sulla lunghezza
della trave:

$$y(x) = \int_L d(x, \xi) \cdot r(\xi) \cdot d\xi$$



Problema TERRENO + STRUTTURA

Per risolvere il nostro problema devo trovare soluzione del sistema:

$$\begin{cases} \frac{d^2}{dx^2} \left(EJ \frac{d^2 y}{dx^2} \right) = q(x) - r(x) \\ y(x) = \int_L d(x, \xi) \cdot r(\xi) \cdot d\xi \end{cases}$$

⚠ così facendo si impone che i cedimenti della trave e del terreno siano gli stessi

Il sistema:

$$\begin{cases} \frac{d^2}{dx^2} \left(EJ \frac{d^2 y}{dx^2} \right) = q(x) - r(x) \\ y(x) = \int_L r(\xi) \cdot d(X, \xi) d\xi \end{cases}$$

si semplifica nell'espressione:

$$EJ y^{IV} + k \cdot y^I = q \quad EJ = \omega \rho A$$

ponendo:

$$\lambda^4 = \frac{k}{4EJ}$$

si ottiene:

$$y^{IV} + 4\lambda^4 y^I = \frac{q}{EJ}$$

soluzione $y(x)$ dell'equazione

è la somma:

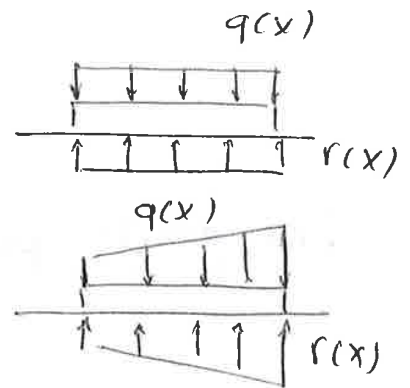
1. dell'integrale generale dell'omogenea associata: $y^{IV} + 4\lambda^4 y = 0$

2. dell'integrale particolare ottenuto con $q(x) \neq 0$

dalla soluzione $y(x)$ per successive derivazioni si ottiene:

⚠ ciò fisicamente significa che la trave si muove in modo rigido, il carico non inflette la trave.
NON nascono sollecitazioni

⚠ Winkler non è adatto allo studio di una struttura soggetta a carichi distribuiti, in tali casi sarà necessario usare BOUSSINESQ.



Integrale generale dell'omogenea associata $q(x)=0$

$$y^{IV} + 4\lambda^4 \cdot y = 0$$

la soluzione è:

$$y = e^{\lambda x} \cdot [c_1 \cdot \cos(\lambda x) + c_2 \cdot \sin(\lambda x)] + e^{-\lambda x} \cdot [c_3 \cdot \cos(\lambda x) + c_4 \cdot \sin(\lambda x)]$$

$e^{\lambda x}$, esponenziale AMPLIFICANTE

$e^{-\lambda x}$, esponenziale SMORZANTE

LUNGHEZZA CARATTERISTICA:

$$\frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}}$$

Esprime la rigidità relativa trave-terreno
 EI , rigidità flessionale della trave
 k , modulo di reazione del terreno.

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

$$\theta = -\frac{P\lambda^2}{k} \sin(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} [\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)] \cdot e^{-\lambda x}$$

$$V = -\frac{P}{2} \cos(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

Definendo delle funzioni:

derivo

$$A(\lambda x) = [\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)] \cdot e^{-\lambda x}$$

↓ derivo

$$B(\lambda x) = \sin(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

↓ derivo

$$C(\lambda x) = [\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)] \cdot e^{-\lambda x}$$

↓ derivo

$$D(\lambda x) = \cos(\lambda x) \cdot e^{-\lambda x}$$

quindi si ottiene:

$$y = \frac{P\lambda}{2k} \cdot A(\lambda x)$$

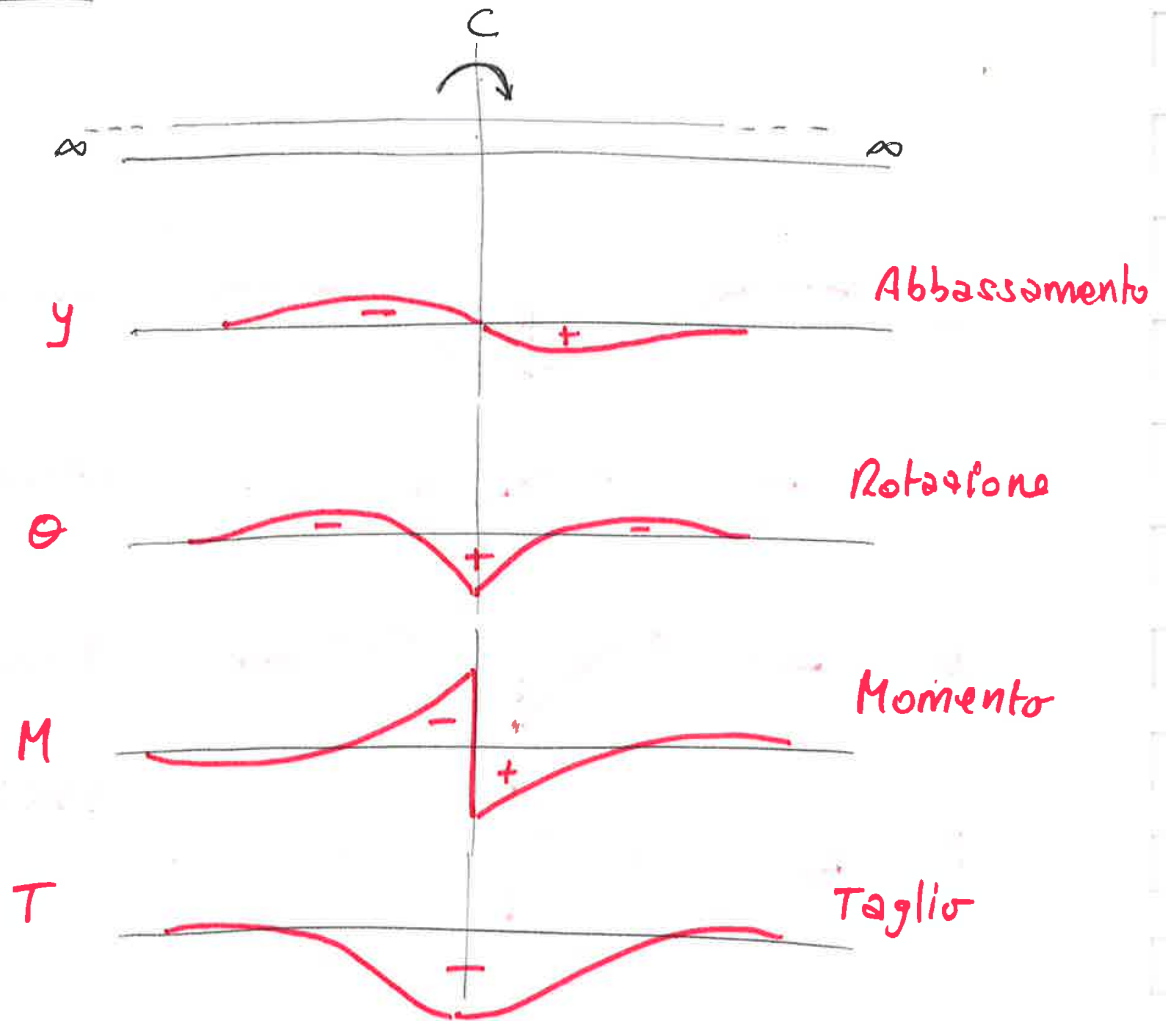
$$\theta = -\frac{P\lambda^2}{k} \cdot B(\lambda x)$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} \cdot C(\lambda x)$$

$$V = -\frac{P}{2} \cdot D(\lambda x)$$

$$\lambda x \geq 0$$

Diagrammi



Possiamo notare che tutti i diagrammi (sia delle forze concentrate che delle coppie) sono sinusoidali e smorzati.

Soluzioni trave ∞ con carico e coppia

$$M = \frac{P}{4\lambda} \cdot C (1\lambda x1) \pm \frac{C}{2} \cdot D (1\lambda x1)$$

$$V = \mp \frac{P}{2} \cdot D (1\lambda x1) - \frac{\lambda C}{2} \cdot A (1\lambda x1)$$



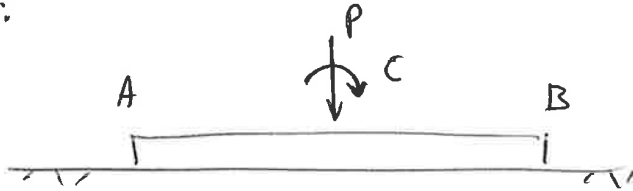
SCELTA
SEGNI

$x > 0$ segno superiore
 $x < 0$ segno inferiore

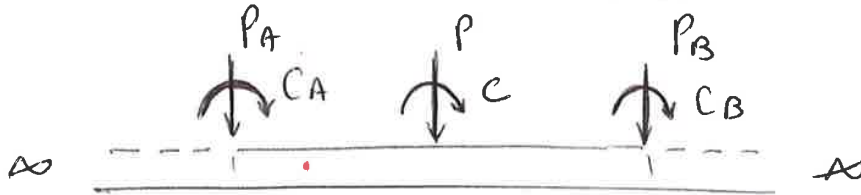
APPROCCIO ESATTO

Permette di risolvere problemi di trave di lunghezza finita su suolo alla WINKLER

Trave:



considero la trave come infinita e inserisco forze e coppie Fittizie in modo che Taglio V e momento M risultino nulli in A e B :



Ponendo:

$$V_A = 0$$

$$M_A = 0$$

$$V_B = 0$$

$$M_B = 0$$

ottengo



le reazioni fittizie
 P_A, C_A, P_B, C_B

A questo punto ho una trave ∞ equivalente alle reali e posso applicare le formule per ricavare le sollecitazioni

⚠ Tale metodo è detto APPROSSIMATO, poiché quando applico lo schema della trave semi- ∞ , se la trave è tozza, i valori delle sollecitazioni, sommando non saranno nulli.

Saranno piccoli ma non nulli, si approssima a zero.

Tanto più la trave è TOZZA tanto più il metodo è approssimato (ci si distacca molto dal valore zero, si approssima di più).

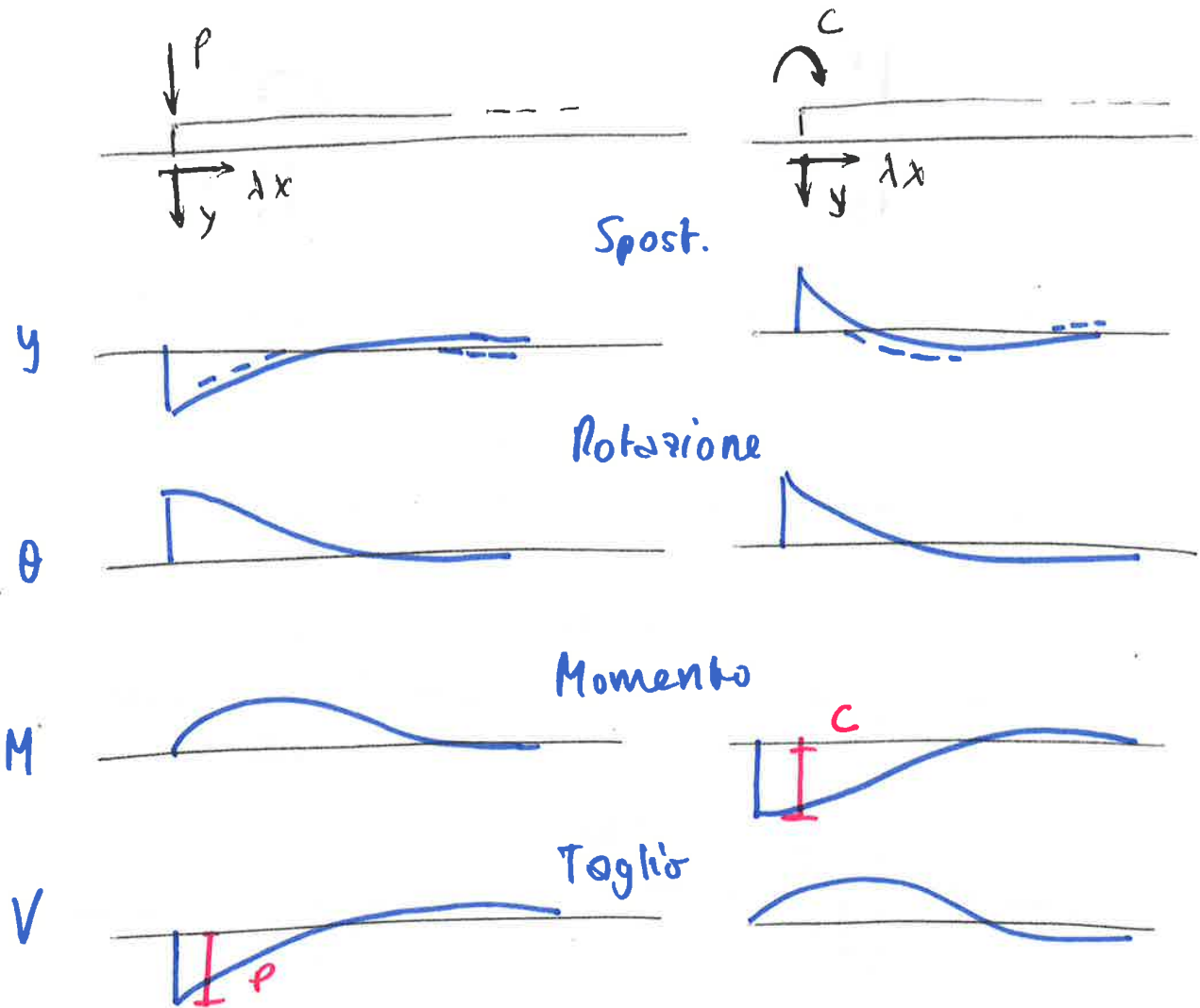
Considerazioni sui diagrammi (y, θ, M, T)

Se ho una STRUTTURA SIMMETRICA CARICATA SIMMETRICAMENTE:

- y e M sono SIMMETRICI
- θ e T sono ANTISIMMETRICI

Se ho una STRUTTURA SIMMETRICA CARICATA ANTISIMMETRICAMENTE:

- y e M sono ANTISIMMETRICI
- θ e T sono SIMMETRICI



COND. AL CONFINO

COND. AL CONFINO

$$\begin{cases} M = -EJ \frac{d^2y}{dx^2} = 0 \\ V = -EJ \frac{d^3y}{dx^3} = P \end{cases}$$

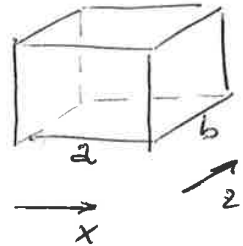
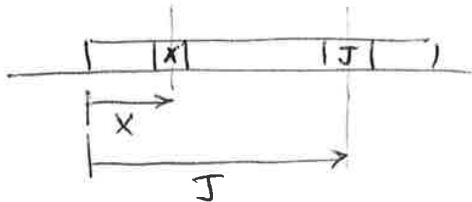
$$\begin{cases} M = -EJ \frac{d^2y}{dx^2} = C \\ V = -EJ \frac{d^3y}{dx^3} = 0 \end{cases}$$

in $x=0$

⚠ così facendo le forze distribuite $q(x)$ e $r(x)$ si TRASFORMANO in carichi concentrati applicati al baricentro del concio.
 Ogni concio avrà una reazione del terreno applicata, ma non è detto che abbia anche una forza P .

consideriamo il singolo concio:

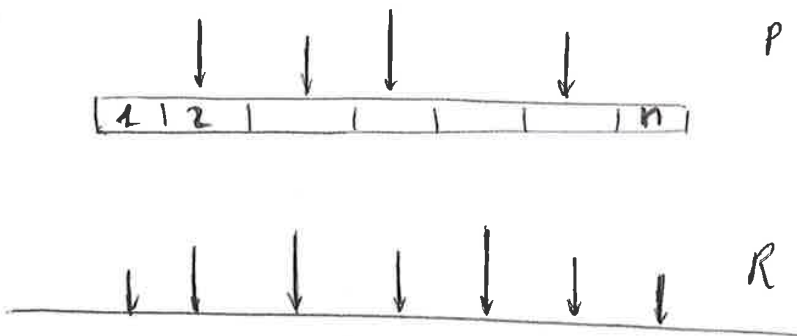
x e J sono le coordinate del punto in mezzera



Il coefficiente di influenza:

$$\begin{cases} d(x, J) = \frac{1 - \nu^2}{E \pi |x - J|} & \text{con } x \neq J \\ d(J, J) = \frac{1 - \nu^2}{E \pi a} \left[\frac{a}{b} \sinh^{-1} \left(\frac{b}{a} \right) + \sinh^{-1} \left(\frac{a}{b} \right) \right] & \text{con } x = J \end{cases}$$

Isoliamo la trave dal terreno;



$$\text{Incognite } n+2 \quad \begin{cases} R_J & (n) \\ y_0 \\ \alpha_0 \end{cases}$$

2 Equazioni di equilibrio :

$$\begin{cases} \sum_J^n R_J = \sum_J^n P_J \\ \sum_J^n R_J \cdot X_J = \sum_J^n P_J \cdot X_J \end{cases}$$

TRASLAZIONE VERTICALE
MOMENTO RISPOSTO AL PUNTO D'INCASTRO

n Equazioni di congruenza :

$$y_J (\text{TRAVE}) = y_J (\text{TERRENO})$$

Abbassam. per ogni concio

Spostamento del concio J della trave

$$y_J (\text{TRAVE}) = \underbrace{y_0 + \alpha_0 \cdot X_J}_{\text{Moto Rigido}} + \underbrace{\sum \eta(J,i) (P_i - R_i)}_{\text{Inflessione}}$$

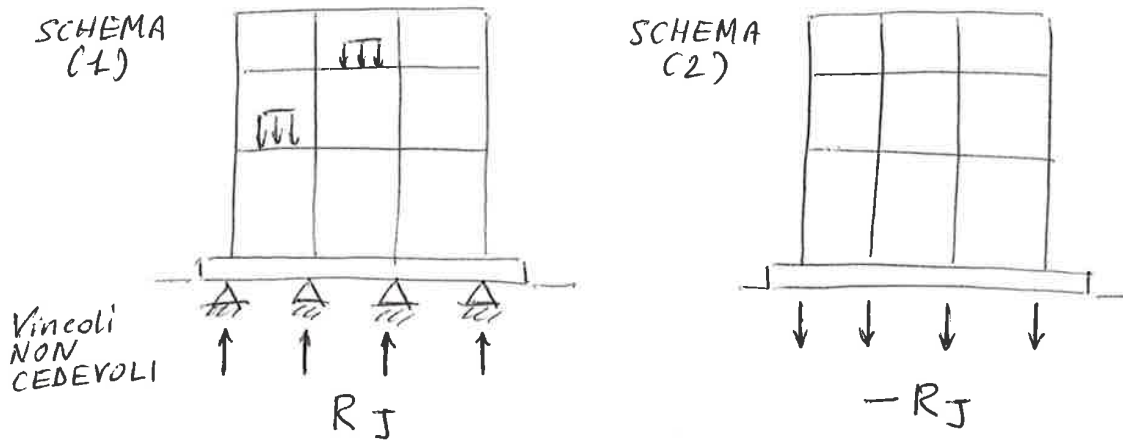
$P_i - R_i$, risultante sul concio.

Spostamento del terreno :

$$y_J (\text{TERRENO}) = \sum \eta(J,i') \cdot R_i'$$

Abbiamo ottenuto con tutte le equazioni del sistema,

(2) Stesso telaio, ma la struttura è SCARICA, anche senza i pesi propri, soggetta solo a $-R_J$ in corrispondenza dei vincoli.



I vincoli ausiliari dello schema (1) sono non cedevoli, impediscono ai nodi di avere cedimenti.

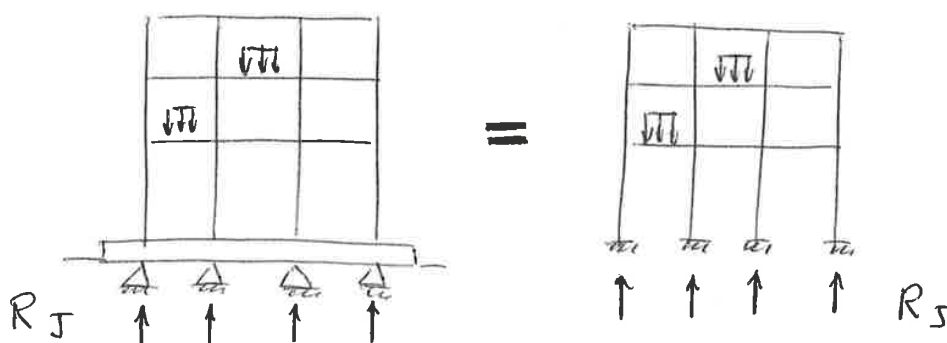
R_J , reazioni vincolari, sono calcolate mediante l'analisi strutturale.

Per riportarci alla situazione reale considero uno schema (2) con reazione R_J uguali e opposte.

$$\text{SITUAZIONE REALE} = \text{SCHEMA (1)} + \text{SCHEMA (2)}$$

schema 1

Nello schema (1) il ferreno non reagisce e la trave non si inflette:



Si impone che il cedimento del pilastro sia uguale al cedimento della trave nel punto corrispondente;

$$y_i = y_i (\text{PILASTRO}) = y_i (\text{FONDAZIONE - TERRENO})$$

Definisco le matrici di rigidità:

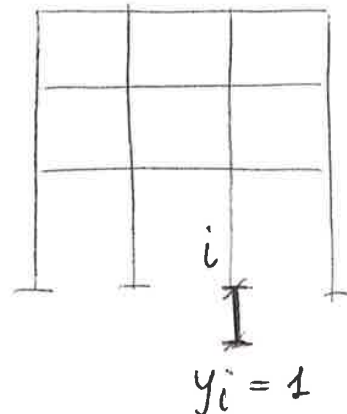
$$[D] = [D_{ji}] \quad \text{SOVRASTRUTTURA}$$

$$[F] = [F_{ji}] \quad \text{FONDAZIONE E TERRENO}$$

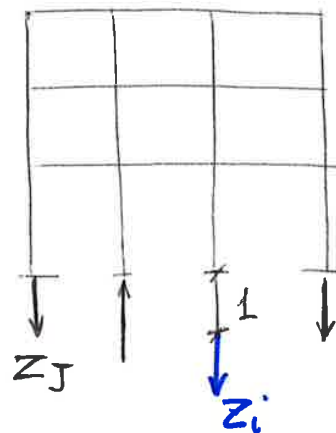
Matrice di rigidità della struttura [D]

Si impone un abbassamento al piedritto i -esimo (spost. unitario) e si pongono nulli gli spostamenti degli altri piedritti.

$$\begin{cases} y_i = 1 \\ y_{k \neq i} = 0 \end{cases}$$



Per imporre l'abbassamento si applica una forza incognita Z_i che dovrà essere equilibrata da altre forze Z_j che nascono negli altri pilastri per evitare il cedimento (dei pilastri J).



⚠ Il termine D_{ji} (coeff. della matrice di rigidità) è la reazione Z_j che nasce in J imponendo cedimento unitario in i e nullo in J .

Equazione di equilibrio al nodo:

$$X_J + Z_J = -R_J$$

sostituendo:

$$\sum_i F_{ji} \cdot y_i + \sum_i D_{ji} \cdot y_i = -R_J$$

$$[F] \{y\} + [D] \{y\} = \{-R\}$$

$$([F] + [D]) \{y\} = \{-R\} \quad \text{in forma matriciale}$$

Risolviendo il sistema si ottengono i vari abbassamenti e di conseguenza X_J

$$X_J = -Z_J - R_J$$

Matrice di cedevolezza della fondazione [c]

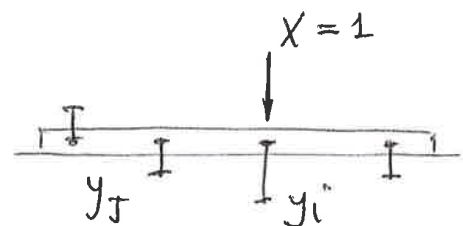
È l'inverso della matrice di rigidità:

$$[c] = [F]^{-1}$$

c_{ji} , è il coefficiente di cedevolezza della fondazione poggiate sul terreno.

c_{ji} , è l'abbassamento y_j che nasce nel nodo j quando impongo:

$$\begin{cases} X_i = 1 \\ X_{k \neq i} = 0 \end{cases}$$



⚠ Posso studiare la fondazione mediante l'analisi con terreno alla Winkler.
In questo modo ricavo le sollecitazioni.

2^a CONF. LIMITE - Sovruttura RIGIDA

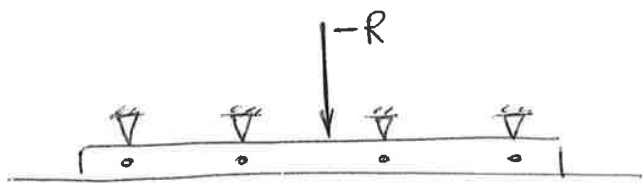
$[D] = \infty$ allora Z_j sono INDETERMINATE

La struttura è considerata indeformabile, non si possono avere codimenti differenziali dei pilastri.

quindi si impone un vincolo cinematico:

I nodi delle trave devono rimanere ALLINEATI

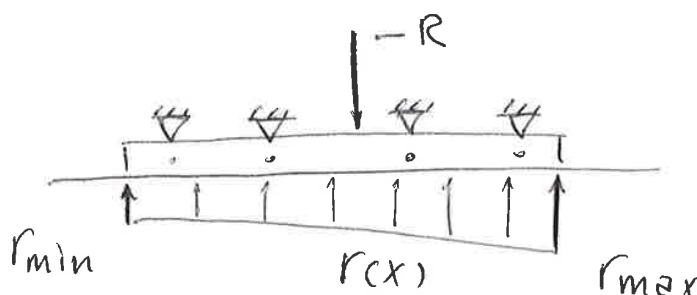
⚠ si inseriscono degli appoggi non cedevoli

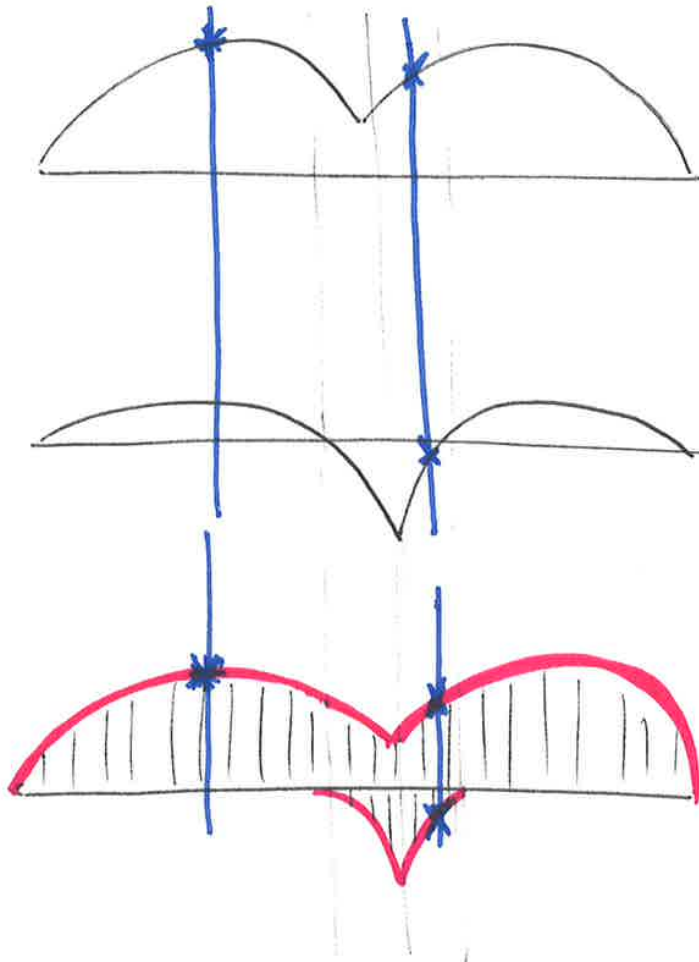


$$\sum X_j = \sum (-R_j) = -R$$

conoscendo la risultante $-R$ posso ricavare l'andamento delle reazioni del terreno $r(x)$ assumendo il terreno alla Winkler.

Vale la formula della piroflessione e avremo andamento lineare delle reazioni:





momento 1

momento 2

inviluppo

⚠ si considerano i valori
positivi
massimi +
negativi
massimi

⚠ Questa sezione è la migliore per massimizzare la rigidità a FLESSIONE, ma non per la torsione.

$$K_{fless} \gg K_{tors}$$

Semplificazione: supponiamo che i momenti vengano assorbiti TOTALMENTE dalla trave che lavora a flessione, (In questo caso trave b).

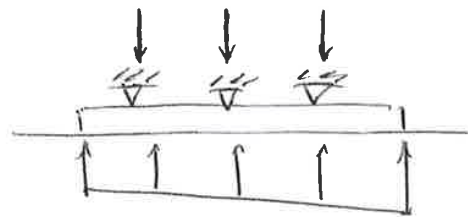
2^a CONF. LIMITE: ∞-mente rigida

sovrastuttura ∞-mente rigida.

$$[D] = \infty$$

Winkler

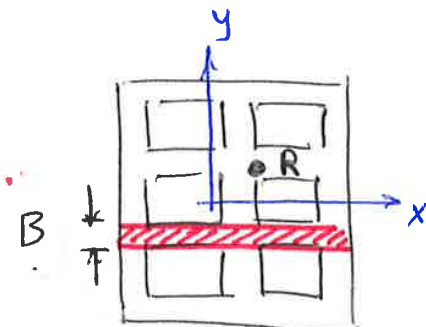
R dovrebbe trovarsi all'interno del nocciolo.



$$r = \sigma_t \cdot B$$

Le reazioni del terreno hanno andamento lineare.

$$\sigma_t(x, y) = \frac{R}{A} + \frac{R \cdot e_x}{J_y} x + \frac{R \cdot e_y}{J_x} y$$



con la formula della pressoflessione ricavare le reazioni del terreno.

2 Risolvendo l'iperstatica ricavare i diagrammi delle sollecitazioni.

Generica equazione di congruenza

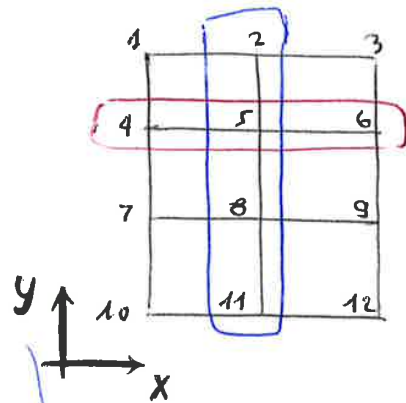
Es. per il nodo 5:

$$y_5 = \eta_{5,4}^x \cdot N_4^x + \eta_{5,5}^x \cdot N_5^x + \eta_{5,6}^x \cdot N_6^x$$

trave x

$$= \eta_{5,2}^y \cdot N_2^y + \eta_{5,5}^y \cdot N_5^y + \eta_{5,8}^y \cdot N_8^y + \eta_{5,11}^y \cdot N_{11}^y$$

trave y



$$\sum \eta_{i5}^x \cdot N_j^x = \sum \eta_{i5}^y \cdot N_k^y$$

$$y_i^x = y_i^y$$

tenendo conto che:

$$P_k = N_k^x + N_k^y$$

$$N_k^y = P_k - N_k^x$$

si ottiene:

$$\sum \eta_{i5}^x \cdot N_j^x = \sum \eta_{i5}^y (P_k - N_k^x)$$

si hanno così n equazioni e svolgendo il sistema si ottengono gli N^x .
 ottenuti gli N^x tramite winker ricavo i valori di momento e taglio.

TRAVE $\infty - \infty$ soluzione alla Winkler,

$$y = \frac{\lambda P}{2k} \cdot A(\lambda x)$$

ponendoci sotto il carico $\lambda x = 0$ $A = 1$
Rigidità diventa:

$$T_{\infty}^{\infty} = \frac{P}{y} = \frac{2k}{\lambda}$$

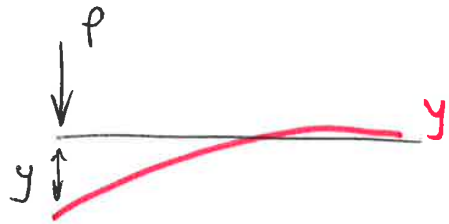
TRAVE $0 - \infty$ soluzione alla Winkler

$$y = \frac{2\lambda P}{k} \cdot D(\lambda x)$$

$$D(0) = 1$$

Rigidità:

$$T_{\infty}^0 = \frac{k}{2\lambda} = \frac{1}{4} T_{\infty}^{\infty}$$



⚠️ Togliere metà della trave quadruplica l'abbassamento e diminuisce di $3/4$ la rigidità.

Trave $\infty - \infty$ → Travi comprese nei nodi interni

Trave $0 - \infty$ → Descrive travi che hanno un nodo esterno

Occorre però considerare una configurazione più realistica per travi con nodo

$$\begin{aligned}
 T_s^\infty &\cong \frac{1}{2} (T^\infty + T_0^\infty) \\
 &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + 1 \right) \frac{K}{\lambda} = 0,75 \frac{K}{\lambda} \\
 &= 0,375 \cdot T_\infty^\infty
 \end{aligned}$$

La rigidezza T_s^∞ è una media delle due configurazioni precedenti!

CALCOLO APPROSSIMATO

I carichi si ripartiranno proporzionalmente alle rigidezze.

T_x, T_y rigidezze delle travi nel nodo.

P_i , carico totale che arriva alla trave.

$$N_i^x = P_i \cdot \frac{T_x}{T_x + T_y}$$

$$N_i^y = P_i \cdot \frac{T_y}{T_y + T_x}$$

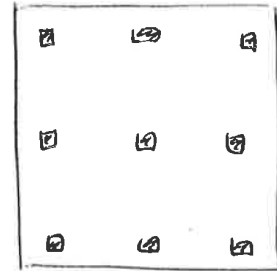
supponendo di avere $EJ^x = EJ^y$

Possiamo procedere con un calcolo approssimato della ripartizione del carico:

PLATEA

Rende massima la superficie di contatto con il terreno.

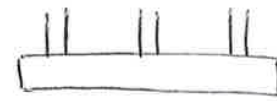
Quantità elevate di cls poiché si ricopre l'intera impronta dell'edificio e a volte anche di più.



PLATEA A SPESSORE COST.

La platea riduce la pressione unitaria sul terreno.

Si ricorre a tale fondazione per esempio se ho problemi di impermeabilizzazione (↑ del livello di falda), inoltre è semplice da costruire (cassefermi).

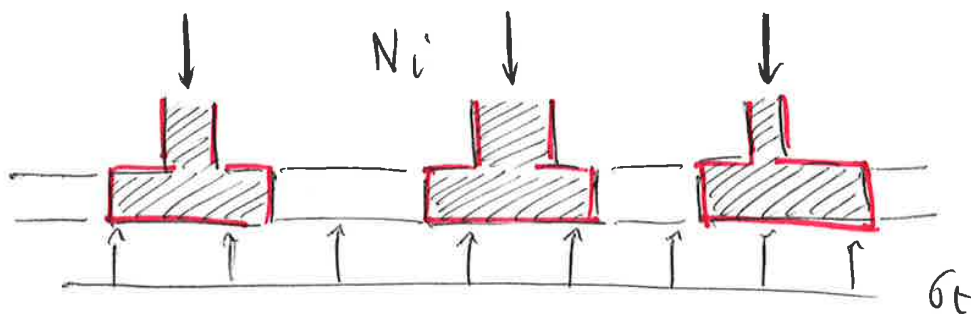


Spessore ≈ 40 cm

quindi è abbastanza flessibile.

Tipologie di platee

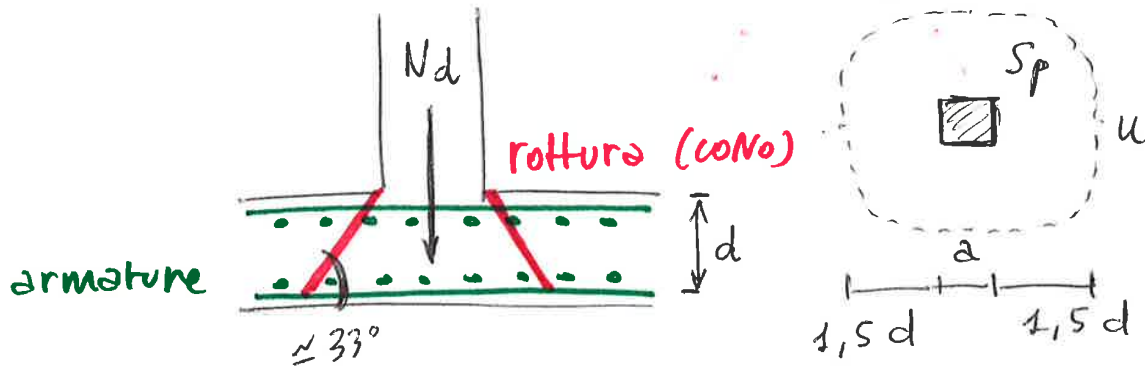
1. Posso dimensionare la platea come una serie di travi a T (graticcio) con le ali inserite nella soletta



GRATICCIO + SOLETTA

VERIFICA A PUNZONAMENTO

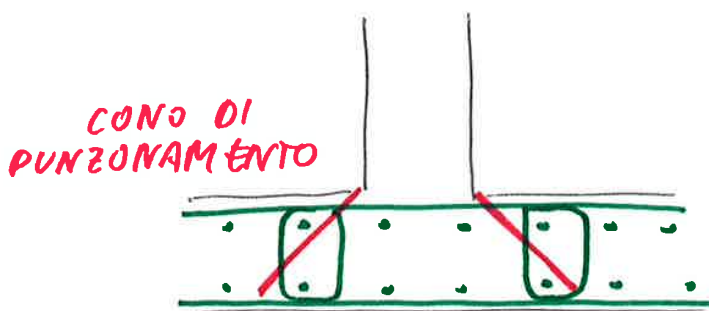
E' una rottura per taglio sotto i pilastri.



u , perimetro critico di punzonamento
 S_p , area interna al perimetro u .

Le superfici di rottura partono dal pilastro e isolano un tronco di piramide che rimane solido al pilastro

se necessario si può inserire un'armatura a taglio:



si inseriscono
 delle STAFFE
 CHIUSE

(non troppo
 vicine al pilastro,
 non fuori del
 cono di punz.)

Se qualche pilastro non rispetta le verifiche:

1. BASAMENTO DEL PILASTRO
 Aumento la base del pilastro sulla platea.

P , punto in cui è applicato il carico
 m_r , momento, tende le fibre radiali
 m_θ , momento, tende le fibre tangenziali

RIGIDEZZA FLESSIONALE della piastra: $D = \frac{E \cdot s^3}{12(1-\nu^2)}$

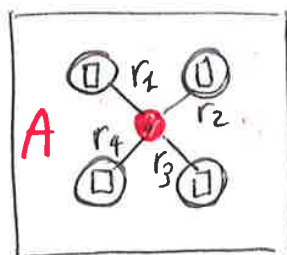
LUNGHEZZA CARATT.: $\lambda = \sqrt[4]{\frac{D}{K_1}}$

$$m_r, m_\theta = f(P, \lambda, r)$$

γ , costante di eulero

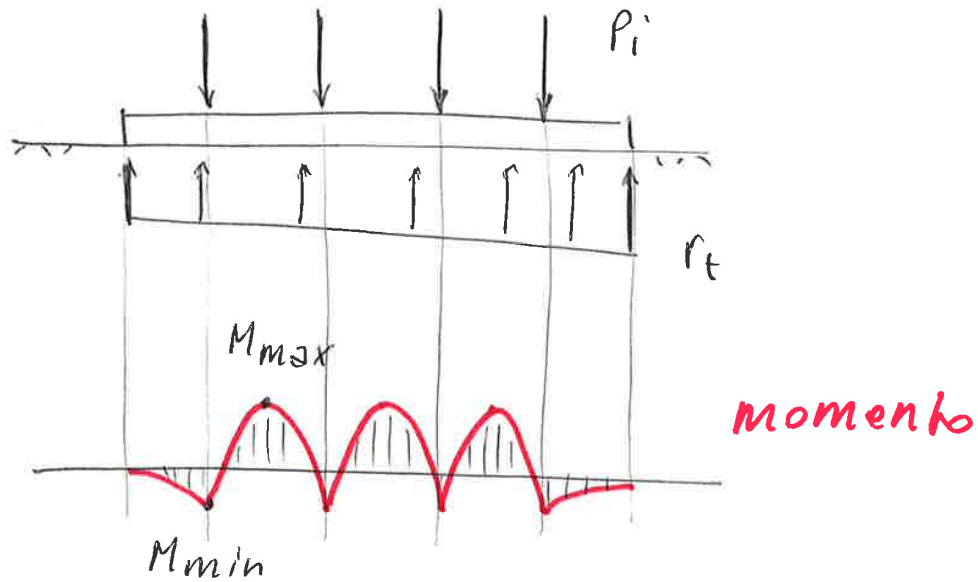
SONO MOMENTI UNIFARI per unità di lunghezza.

come valutare i momenti in un generico punto A (per dimensionare l'armatura)?



conosciamo le distanze dai pilastri (r_1, r_2, r_3, r_4)

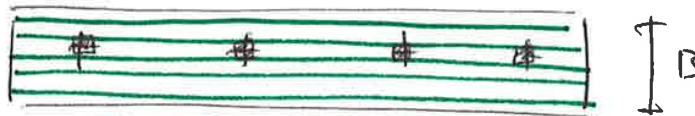
Applicando 4 volte le formule e poi sommando ottengo m_x e m_y agenti nel punto A.



Grazie al momento determino il quantitativo di armatura

Armatura superiore

armatura



distribuita uniformemente su tutta la striscia.

Armatura inferiore

armatura



viene concentrata in una fascia, $\approx 75\%$ dell'armatura. Al di fuori di questa fascia le barre sono distribuite uniformemente.

si ha una STRISCIA D'APPoggio per evitare fessurazioni.



I coeff. di spinta attiva e passiva dipendono solo della resistenza al taglio. storia tensionale e OCR non contano nulla.

pendio inclinato (i)

Abbiamo dipendenza dall'inclinazione i

$$K_A = \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\varphi')}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\varphi')}}$$

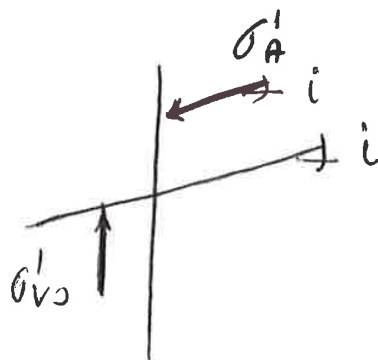
$$K_P = \frac{1}{K_A} \quad \sigma'_p = K_P \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma'_A = K_A \cdot \sigma'_{v0}$$

Teoria di Rankine

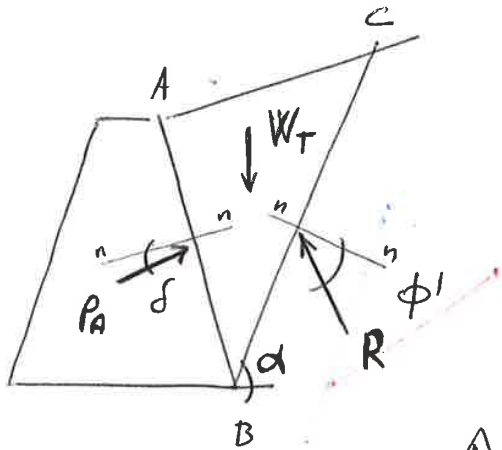
PIANI E SFORZI CONIUGATI:

Quando il vettore σ'_A agente sul piano verticale risulta parallelo al piano sul quale agisce l'altro vettore e viceversa, abbiamo piani e sforzi coniugati!

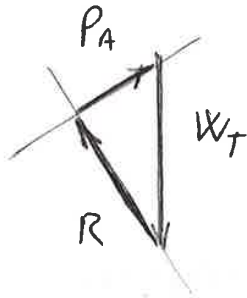


con l'ipotesi di Rankine si trascura l'attrito muro - terreno a sufficiente distanza dal muro.

CUNEO DI COULOMB

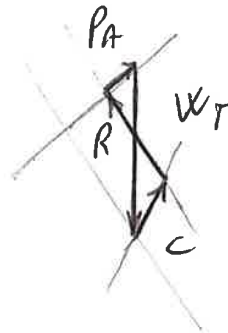
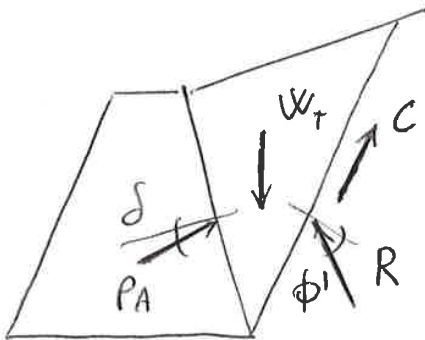


E' un metodo di equilibrio di un corpo rigido. Triangolo delle forze.
 Ipotesi cuneo di rottura come unico blocco.

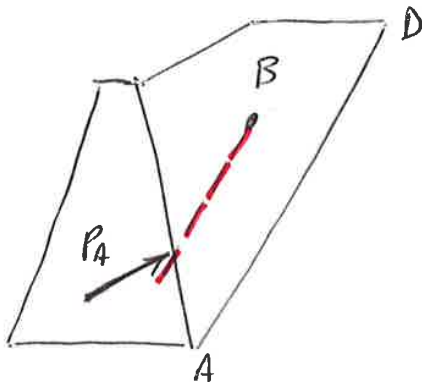


⚠ IPOTESI ALLA BASE: superficie di scivolamento AC deve essere piana.

Presenza di coesione c



Punto di applicazione di P_A :



si traccia retta // alla superficie \overline{AD} .

⚠ ovviamente se variano le pressioni u , cambierebbero anche le tensioni efficaci

$$\text{RETE DI FLUSSO: } \begin{cases} \psi = \text{cost} & \text{Flusso} \\ h = \text{cost} & \text{Equipotenziali} \end{cases}$$

Moto verso il BASSO:

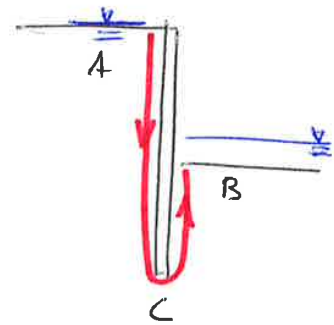
$$u = \Delta z (\gamma_w - i \cdot \gamma_w)$$

VERSO L'ALTO:

$$u = \Delta z (\gamma_w + i \cdot \gamma_w)$$

Semplificazioni per lo studio:

1. considero il percorso più breve, che è quello più critico
2. Nei tratti di terreno omogeneo (un solo K) assumo che il gradiente i sia costante.



$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\Delta h}{AC+CB}$$

Rotture per sifonamento

$$i \leq \frac{i_c}{F_s} \quad \text{con} \quad F_s \approx 4 \div 5$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \quad \text{gradiente critico}$$

Il terreno diventa acqua con particelle in sospensione, si ha perdita di ogni resistenza e quindi rottura per SIFONAM.

Più si aumenta la profondità dello scavo, più deve aumentare la massa di materiale dell'opera.

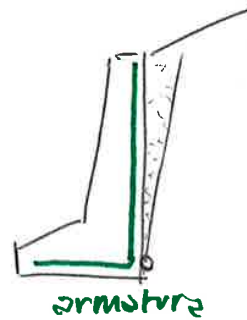
Peso W deve contrastare P_A .

⚠ La sollecitazione interna deve essere contenuta all'interno del nocciolo, in modo da avere compressione e EVITARE PARZIALIZZAZIONE della sezione.

- Muro a semi-gravità

Opera più snella grazie al cls armato.

con armature può anche sopportare trazione.

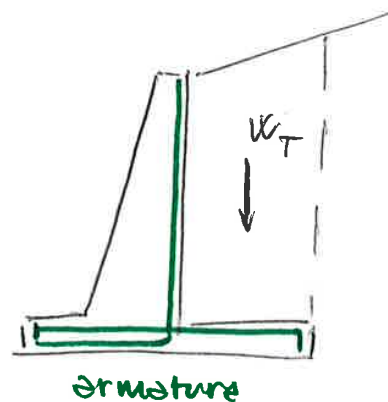


⚠ Per evitare spinte idrauliche sono importanti DRENAGGI e la loro manutenzione.

- Muro a mensola

Stabilità è data anche dal peso del terreno.

Allungando la mensola posso avere più stabilità senza aumentare eccessivamente i costi.



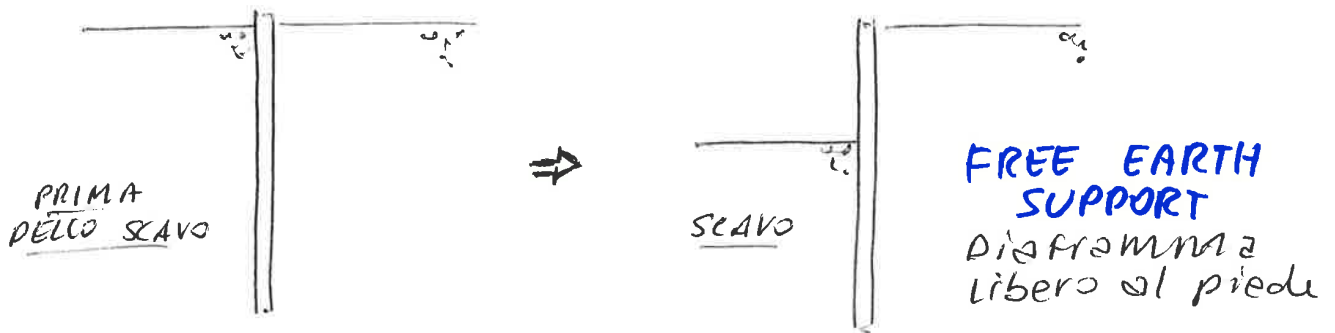
Quando lo scavo è complesso da realizzare, quindi completo usare questo muro, posso mettere muro a semi-gravità.

OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI

Diaframmi.

Es: Diaframmi in cls.

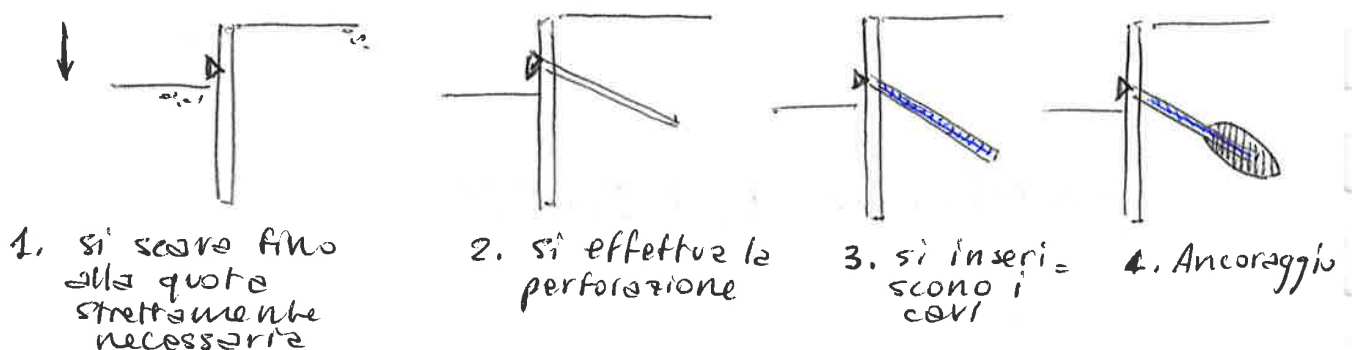
Sono utilizzati per dare stabilità agli scavi.



In queste opere possono essere aggiunti dei VINCOLI su uno o più livelli, ovvero dei TIRANTI ATTIVI.

I tiranti sono dei TREFOLI di acciaio inseriti in una perforazione e ancorati al terreno.

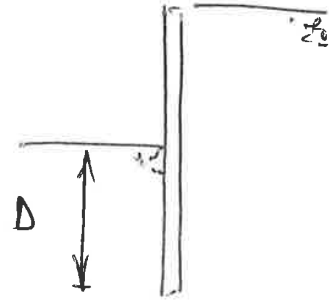
FASI DI REALIZZAZIONE:



Ancoraggio più semplice: si inserisce la malta in pressione, in modo da creare un BULBO. Quando la malta matura,

Infissione diaframma

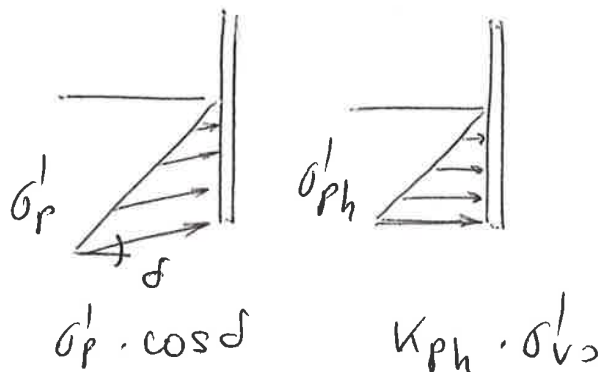
Deve essere sufficientemente profonda in modo da garantire il vincolo al piede.



I margini di sicurezza saranno applicati alla spinta passiva, unica componente che dà stabilità.

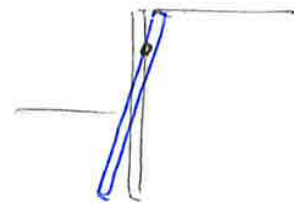
VERIFICHE - SLU

Innanzi tutto a noi interessa la componente orizzontale della resistenza passiva:



Rottura, può avvenire per 2 cinematismi:

1) scollamento del diaframma, Insufficienza di resistenza passiva.



2) cede il tirante. (generalmente meno frequente).

Verifica, sfilamento del tirante:

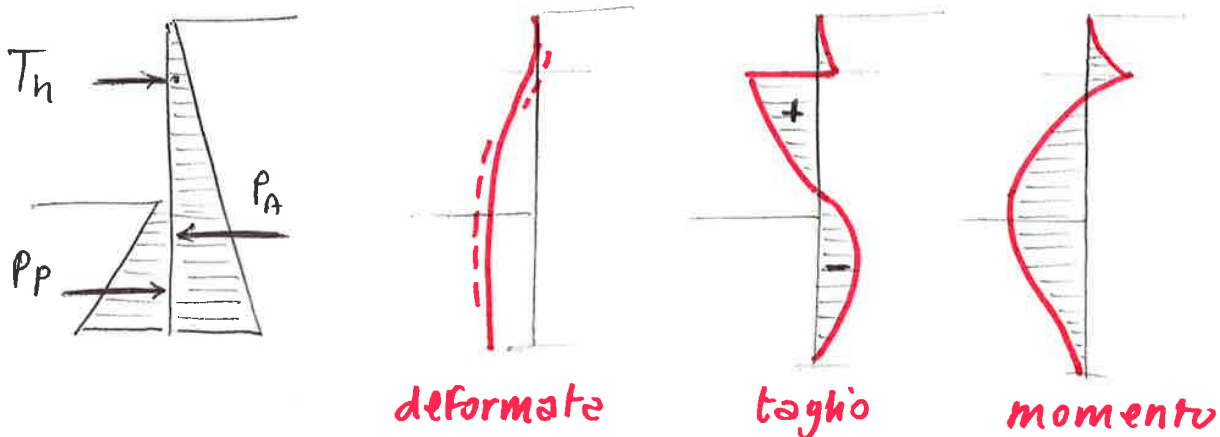
$$F = F_s \cdot T$$

$$F_{s, \min} = 1,25$$

F_s , sforzo di sfilamento

F_s in questo caso e' più basso, poiché quando in servizio e fino il tirante, in fase costruttiva, generalmente si tira di più per poi tornare alla tensione giusta, in modo da collaudare.

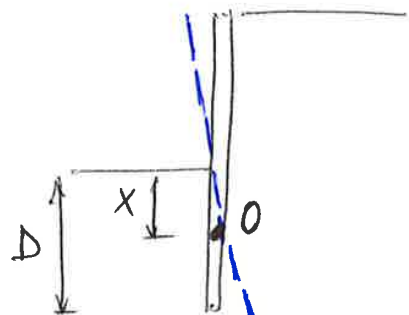
Diagrammi DIAFRAMMA LIBERO AL PIEDE



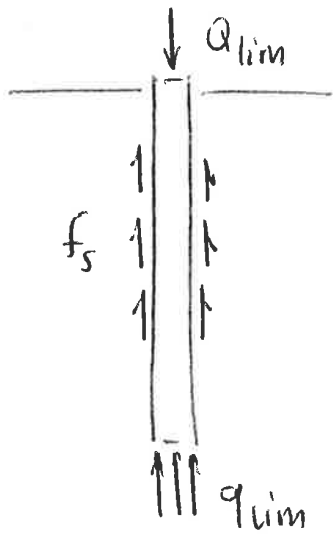
Altra tipologia: DIAFRAMMA A MENSOLA (o A SBALZO)

Abbiamo una sezione 0 di incastro a profondità x da fondo scavo.

quindi significa:



Pali - CAPACITA' PORTANTE ASSIALE



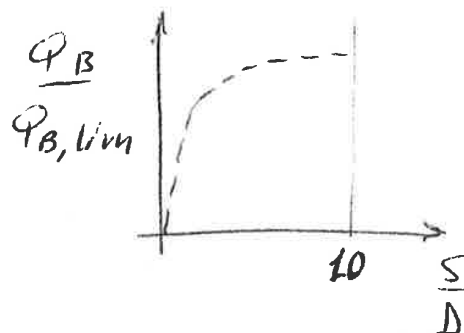
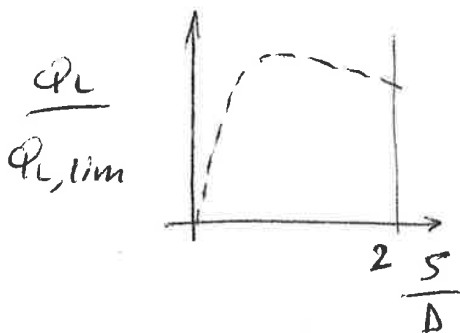
$$Q_{lim} = Q_B + Q_L - W_p$$

Q_L , portata laterale
 Risultante delle f_s .
 Integrale lungo la
 superficie laterale

W_p , peso del palo

Q_B , portata alla base

curve di trasferimento



s , altezza
 del palo
 D , diametro

- PALI TRIVELLATI
- TERRENI COESIVI

sono utili per visualizzare come si mobilitano le resistenze. Per mobilitare la resistenza alla base necessita di spostamenti maggiori (s/D maggiore).

PALO PILOTA: prima della costruzione, si porta a rottura, per avere reali caratteristiche a rottura.

PROVE DI COLLAUDO, fatte a campione su un determinato numero di pali. Si fanno a costruzione ultimata. Non si arriva a collasso, ma a 1,5 di N_{es} .

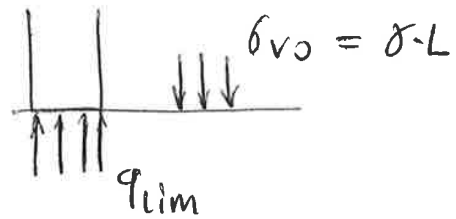
Quando il palo è TRIVELLATO si ha un aumento del contenuto d'acqua attorno al foro, poiché si ha uno scarico flessionale dovuto allo scavo. Da ciò che richiama acqua.

Portata alla punta

$$q_{lim} = g \cdot c_u + \sigma_{vo}$$

$$Q_B = q_{lim} \cdot A_B$$

A_B , area di base



σ_{vo} tensioni totali

Portata laterale

$$f_s = \alpha \cdot c_u$$

$$Q_L = \int f_s(z) \cdot dA_L = \bar{f}_s \cdot A_L$$

Per pali INFISSI:

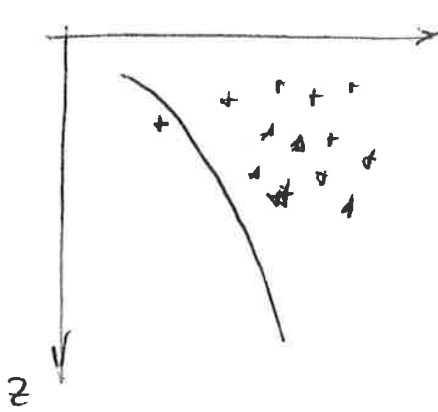
$$\alpha = \frac{0,5}{\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)^{0,5}} \quad \text{se} \quad \frac{c_u}{\sigma_{vo}'} \leq 1$$

$$\alpha = \frac{0,5}{\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)^{0,25}} \quad \text{se} \quad \frac{c_u}{\sigma_{vo}'} > 1$$

Nel caso di pali TRIVELLATI

ho 3 metodi α :

Pali INFISSI in ARGILLE CONSISTENTI



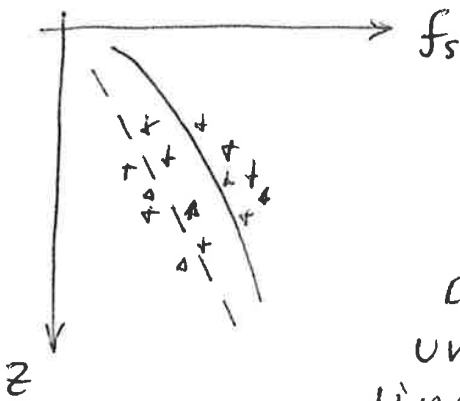
Attrito laterale medio (f_s)

Flöte & Selnes

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

Le prove dimostrano che il K così calcolato è molto prudente. tale curva è un limite inferiore.

Pali TRIVELLATI in ARGILLE CONSISTENTI



Fleming:

$$K = \frac{1 + K_0}{2} \quad \text{se } K_0 > 1$$

Dalle prove si ottiene una curva che è quasi un limite superiore, non può essere utilizzata!

K_0 , K originario prima della costruzione.

PALI IN SABBIE

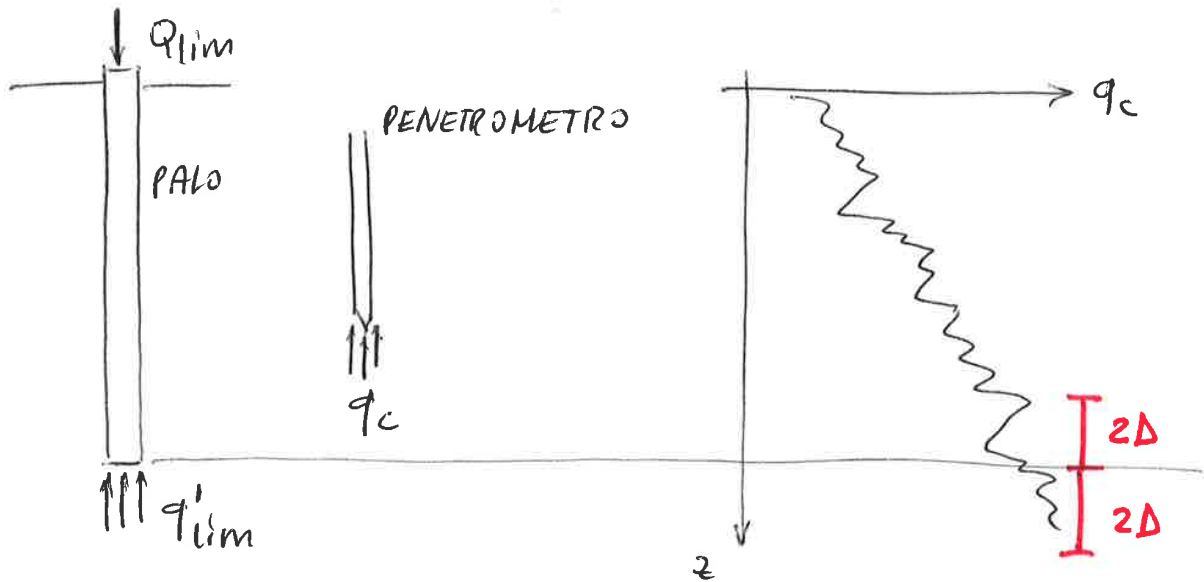
Sono generalmente utilizzati pali a sezione piena (600 - 650 mm di diametro), quindi l'area di base è limitata.

Analizziamo i pali infissi.

Essendo così ampi i margini di incertezza, si utilizzano prove penetrometriche per valutare la resistenza alla punta.

Inoltre, grazie alla prova penetrometrica, vedo subito se il palo è inseribile nel terreno.

La prova migliore da utilizzare è quella statica, CPT, ma se non è possibile eseguire tale prova si usa quella dinamica, SPT.



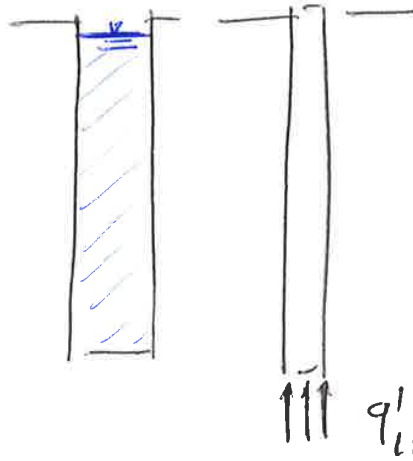
Portata alla punta: $q'_{lim} \approx q_c$

⚠ si considerano 2D sopra la punta e sotto e si fa la media dei due valori per ottenere il q_{lim} alla punta.

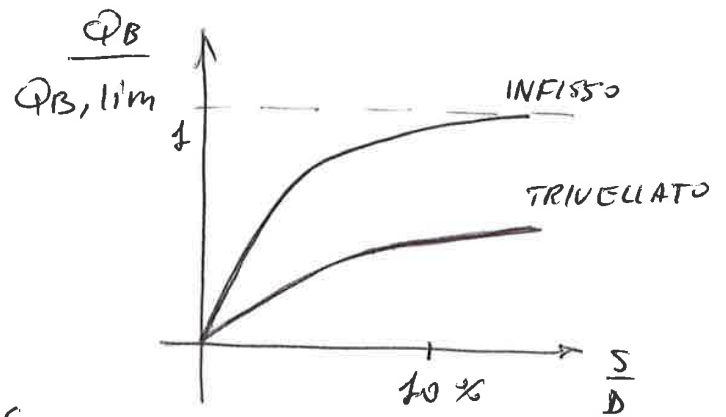
$$q'_{lim} = 0,4 N_{SPT} \quad \text{sabbie e ghiaie}$$

$$q'_{lim} = 0,3 N_{SPT} \quad \text{limi non plastici}$$

Pali trivellati:



portata alla punta:



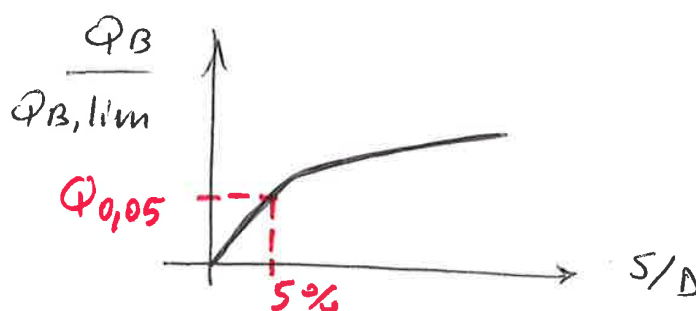
Abbiamo un allentamento delle tensioni, il terreno peggiora le sue caratteristiche meccaniche.

Di conseguenza abbiamo densità relativa basse.

Cio' fa sì che per arrivare alla q'_{lim} devo avere dei cedimenti relativi (S/D) molto ampi.

⚠ quindi per valutare la portata alla punta posso procedere in due modi:

1. NON LA CONSIDERO, in quanto molto piccola e si svilupperebbe con cedimenti troppo elevati.
2. Considero dei valori di PORTATA RIDOTTA, ovvero portata in corrispondenza di cedimenti relativi $S/D = 5\%$



Legge costitutiva elastica lineare:

$$\begin{aligned} \tau &= G \gamma \\ &= G \cdot \frac{dw}{dr} \end{aligned} \qquad \tau = \frac{\tau_0 R_0}{r}$$

quindi:

$$dw = \frac{\tau_0 R_0}{G} \cdot \frac{dr}{r}$$

Per ottenere il cedimento devo integrare da R_0 a R_L (RAGGIO DI ESTINZIONE)
Dopo il raggio di estinzione $w = 0$.

$$\begin{aligned} w &= \frac{\tau_0 R_0}{G} \int_{R_0}^{R_L} \frac{dr}{r} \\ &= \frac{\tau_0 R_0}{G} [\ln(R_L) - \ln(R_0)] \\ &\approx 4 \frac{\tau_0 R_0}{G} \qquad \text{essendo } \ln\left(\frac{R_L}{R_0}\right) \approx 4 \end{aligned}$$

Possiamo ricavare:

$$P_L = 2\pi R_0 \cdot L \cdot \tau_0$$

$$\tau_0 \cdot R_0 = \frac{P_L}{2\pi \cdot L}$$

quindi:

$$w = \frac{P_L}{2\pi \cdot L} \frac{4}{G} = \frac{2 P_L}{\pi L G}$$

$$P_L = \frac{1}{2} \pi L G \cdot w$$