

# Corso di Tecnica delle costruzioni 2

## **Fondazioni**

14 e 15 giugno 2011

# Alcune problematiche



# Incertezze e approcci per la sicurezza

## Approccio generale all'analisi strutturale e geotecnica

- Incertezze sulle azioni applicate alla struttura
- Incertezze sulla proprietà meccaniche (es. resistenza) dei materiali e del terreno



- Necessità di scegliere opportuni valori di riferimento
- Necessità di adottare opportuni coefficienti di sicurezza

## Quali valori di riferimento per i materiali strutturali ?

- Quello che succede in un singolo punto ha poca importanza
- Quello che succede in una zona un po' più ampia (ad esempio un concio di trave) può condizionare il comportamento o causare il collasso dell'intera struttura



- Il riferimento base deve essere una resistenza al di sotto della quale si può scendere solo raramente (solo nel 5% dei casi:  $f_k$  valore caratteristico)
- Quando si esamina il comportamento globale, a volte si usa come riferimento il valore medio  $f_m$  (edifici esistenti in zona sismica, comportamento duttile)

## Quali valori di riferimento per il terreno ?

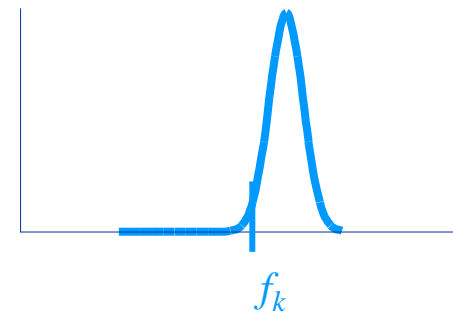
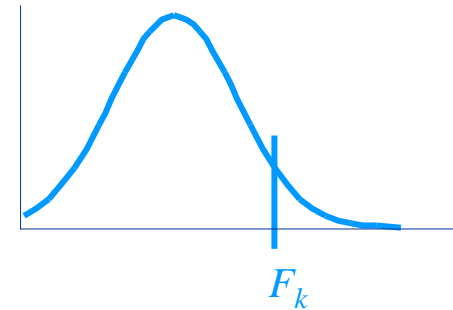
- Quello che succede in un singolo punto o in zone un po' più ampie ha spesso poca importanza



- Il riferimento base devono essere le proprietà medie del terreno
- Il terreno è spesso costituito da strati diversi, ma di solito si può far riferimento alle proprietà medie dei diversi strati
- Attenzione: in certi casi diventa importante diversificare correttamente i terreni (es. cedimenti differenziali dovuti a terreni diversi in verticali distinte)

# Nel passato: strutture metodo delle tensioni ammissibili (TA)

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico che solo raramente può essere superato (es. nel 5% dei casi, per tutta la vita della struttura)
- Per le resistenze: valore di riferimento corrispondente ad una resistenza al di sotto della quale si può scendere solo raramente (es. nel 5% dei casi)
- Applicazione di un coefficiente di sicurezza alle resistenze



$$\bar{\sigma}_c \cong \frac{f_{ck}}{3}$$

$$\bar{\sigma}_s \cong \frac{f_{yk}}{1.5}$$

## Nel passato: terreno calcolo "a rottura" (anche se il termine non è usato)

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico che solo raramente può essere superato (es. nel 5% dei casi, per tutta la vita della struttura)
- Per le proprietà del terreno: valore di riferimento corrispondente a quello medio
- Applicazione di un coefficiente di sicurezza ai carichi limite

$$Q_{amm} \cong \frac{Q_{lim}}{3}$$

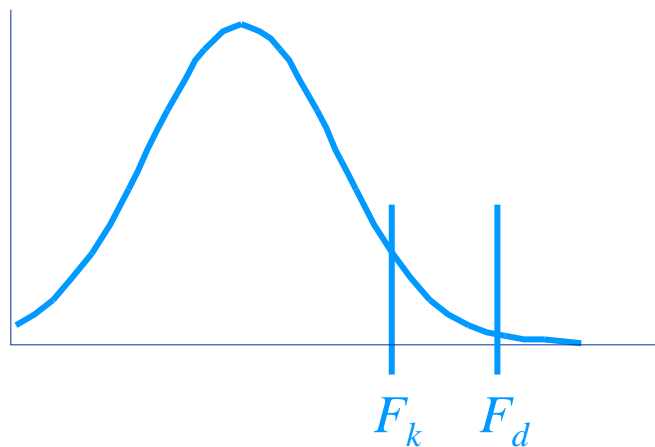


# Oggi: strutture verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico che può essere superato solo in casi estremamente rari (es. nel 0.1% dei casi, per tutta la vita della struttura; oppure terremoto con  $T_r=475$  anni)
  - da valore caratteristico a valore di calcolo:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

$\gamma_F$  coefficiente di  
sicurezza parziale

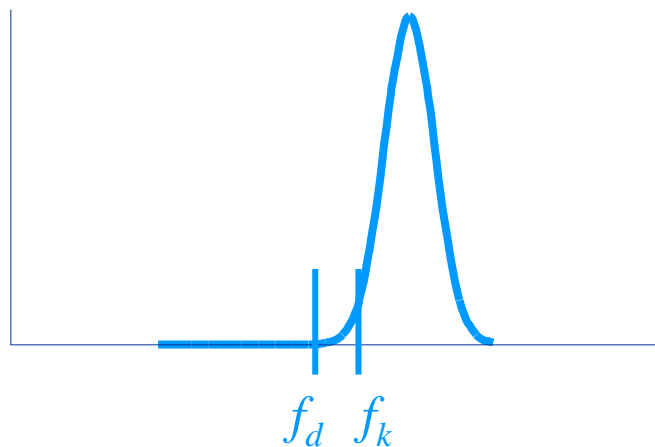


# Oggi: strutture verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Per le resistenze: valore di riferimento corrispondente ad una resistenza al di sotto della quale si può scendere solo in casi estremamente rari (es. nel 0.1% dei casi)
  - da valore caratteristico a valore di calcolo;

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$\gamma_M$  coefficiente di  
sicurezza parziale



## Oggi: terreno come dovrebbe essere ...

- Per i carichi: come per strutture, valore di riferimento corrispondente ad un carico che può essere superato solo in casi estremamente rari
  - da valore caratteristico a valore di calcolo:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

$\gamma_F$  coefficiente di  
sicurezza parziale

- Per le proprietà del terreno: valore di riferimento corrispondente a situazioni al di sotto della quale si può scendere solo in casi estremamente rari (es. nel ??? dei casi)
  - da valore caratteristico a valore di calcolo;

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$\gamma_M$  coefficiente di  
sicurezza parziale

# Oggi: terreno

## Perché è difficile fare così ?

- C'è carenza di studi sperimentali che valutino la dispersione dei dati geotecnici e l'effetto di tale dispersione sul comportamento delle strutture
- Quasi tutte le formule che si usano nascono da dati sperimentali, tarati sul calcolo "a rottura"
- Le formule sono in molti casi fortemente non lineari al variare dei parametri geotecnici



Occorrerebbe "rifondare" la geotecnica, cioè riorganizzarla fin dall'inizio secondo i nuovi approcci ... ma per questo ci vuole molto tempo

## Oggi: terreno ... e come invece è

- Due distinti approcci (approccio 1 e approccio 2)

Notare:

- i risultati possono essere diversi
- tranne casi particolari, possiamo scegliere liberamente quale dei due usare

E la garanzia di uguale sicurezza dov'è finita?

- ... e vengono messe in mezzo pure le strutture
  - ma per le strutture non cambia niente nei due approcci

Era meglio non parlarne proprio

# Oggi: terreno

## In generale

- Per le proprietà del terreno: valore di riferimento determinato mediante un coefficiente di sicurezza parziale

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$\gamma_M$  coefficiente di  
sicurezza parziale

- E poi applicazione di un coefficiente di sicurezza ai carichi limite

$$q_{Rd} = \frac{q_{lim}}{R}$$

$R$  ulteriore coefficiente  
di sicurezza

Approccio misto, tra SLU e calcolo a rottura

# Oggi: terreno

## In particolare

### Approccio 1

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico (A2) che può essere superato solo in casi molto (ma non estremamente) rari

$$g_d = g_k \qquad q_d = 1.3 q_k$$

- Si applicano i coefficienti M2 alle proprietà del terreno (es.  $\gamma_{\phi'}=1.25$ ,  $\gamma_{cu}=1.4$ )
- Si applicano i coefficienti R2 ai carichi limite (es. capacità portante fondazioni dirette  $R=1.8$ )

Nota: questo ha senso solo in assenza di sisma

# Oggi: terreno

## In particolare

### Approccio 2

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico (A1) che può essere superato solo in casi estremamente rari

$$g_d = 1.3 g_k \quad q_d = 1.5 q_k$$

- Si applicano i coefficienti M1 alle proprietà del terreno (sempre unitari)
- Si applicano i coefficienti R3 ai carichi limite (es. capacità portante fondazioni dirette R=2.3)

È un modo per operare così come si faceva nel passato



# Approcci per verifica SLU

Normativa:

- Approccio 1
  - Combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$
  - Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$
- Approccio 2
  - $(A1+M1+R3)$

Nota:

A = coefficienti per azioni

M = coefficienti per materiali (calcestruzzo, acciaio, terreno)

R = coefficienti per resistenza sistema

# Approcci per verifica SLU per tutti gli elementi strutturali

incluso fondazioni

Normativa:

- Approccio 1

- Combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$



- Approccio 2

- $(A1+M1+R3)$



Secondo me è  
proprio inutile  
citare questi  
approcci quando si  
parla di struttura

Per calcestruzzo e acciaio coefficienti  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

Per il terreno coefficienti = 1

I coefficienti R in realtà non intervengono proprio

Quindi non sono due approcci diversi

# Approcci per verifica SLU per le verifiche geotecniche

Normativa:

- Approccio 1
  - Combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$
  - Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$  ←
- Approccio 2
  - $(A1+M1+R3)$  ←

## ... in definitiva

Per gli elementi strutturali, incluse le fondazioni, esiste un unico approccio

$A1 + M1$

come si è sempre visto  
nei corsi precedenti

cioè con

- azioni incrementate dai coefficienti  $\gamma_F$  ( $\gamma_{G1}$   $\gamma_{G2}$   $\gamma_Q$ ) della tabella 2.6.I, colonna  $A1$
- proprietà dei materiali strutturali ridotte dei coefficienti  $\gamma_M$  riportati per ogni materiale nel capitolo 4
- proprietà del terreno (ove occorrano) nominali, non ridotte

... in definitiva

Per le verifiche geotecniche d'ora in poi parlerò di

- Approccio 1      ( $A_2+M_2+R_2$ )
- Approccio 2      ( $A_1+M_1+R_3$ )

senza più citare le combinazioni

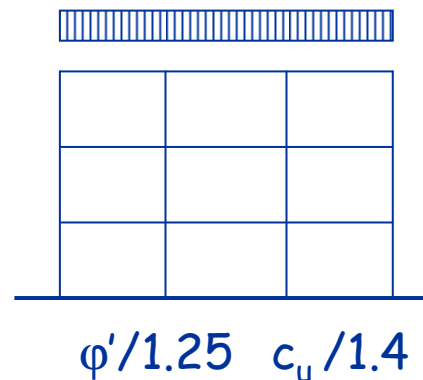
# Approcci per verifica SLU per le verifiche geotecniche

Per soli carichi verticali (senza sisma):

di sisma parlerò dopo

## Approccio 1

Carichi più piccoli  
Parametri terreno  
ridotti  
Resistenza ridotta



$$g_k + 1.3 q_k$$

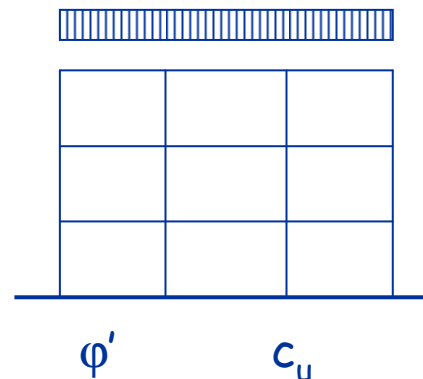
struttura

terreno

$$R_2 = 1.8$$

## Approccio 2

Carichi incrementati  
Parametri terreno  
non ridotti  
Resistenza più ridotta



$$1.3 g_k + 1.5 q_k$$

struttura

terreno

$$R_3 = 2.3$$

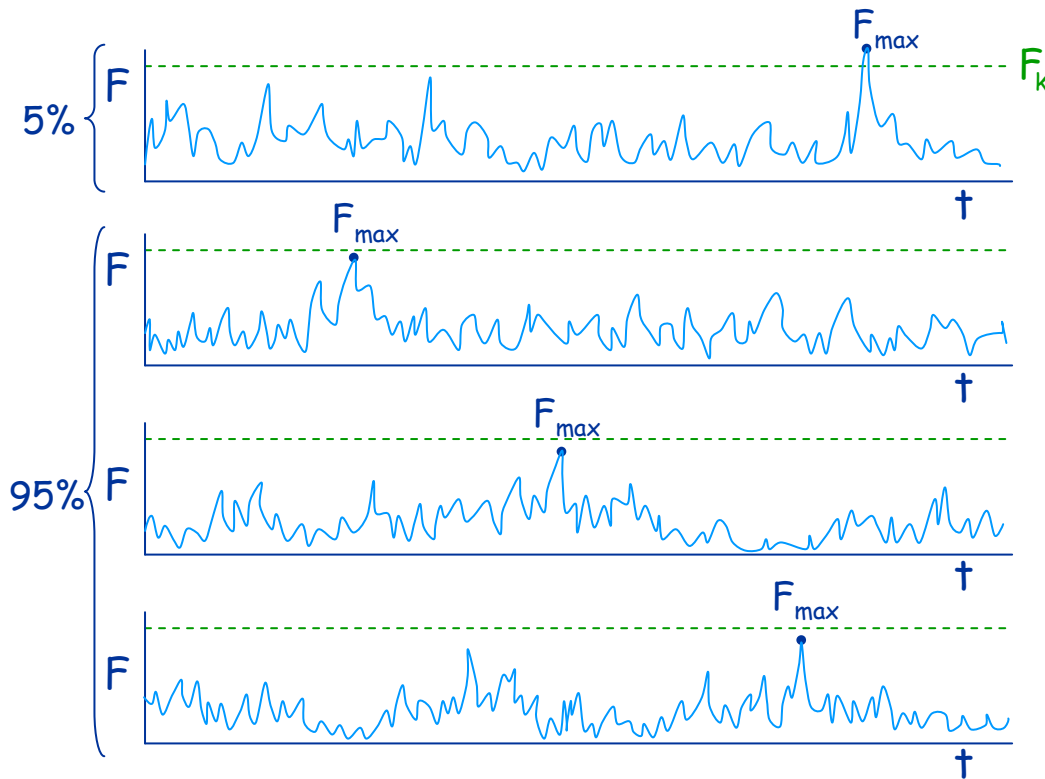
# Verifica SLE

## per le verifiche geotecniche

- Analogamente al caso delle strutture, non bisogna apportare modifiche ai parametri meccanici  
Quindi per il terreno si usano i soliti valori, senza coefficienti per modificarli
- Si fa riferimento alle combinazioni di carico per SLE (rara, frequente, quasi permanente)  $G_k + \psi Q_k$
- Si valutano i cedimenti del terreno sotto tali carichi e se ne controlla l'accettabilità  
Sono importanti soprattutto gli abbassamenti relativi, che possono pregiudicare l'uso dell'edificio ma anche il funzionamento della struttura

# Nelle combinazioni di carico SLE azioni variabili

Valore caratteristico  $F_k$



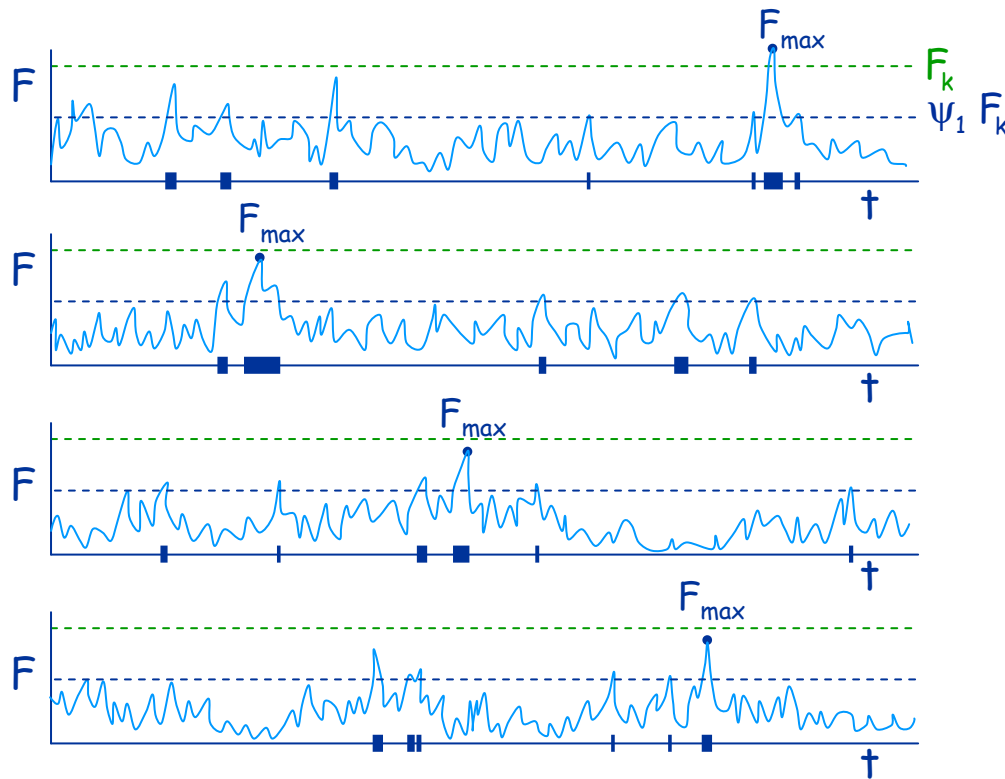
È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

Cioè è superato durante il periodo di riferimento solo nel 5% degli edifici



# Nelle combinazioni di carico SLE azioni variabili

Valore frequente  $\psi_1 F_k$



È il frattile 95% della  
distribuzione temporale in  
un periodo di riferimento

Cioè è superato solo nel 5%  
del periodo di riferimento

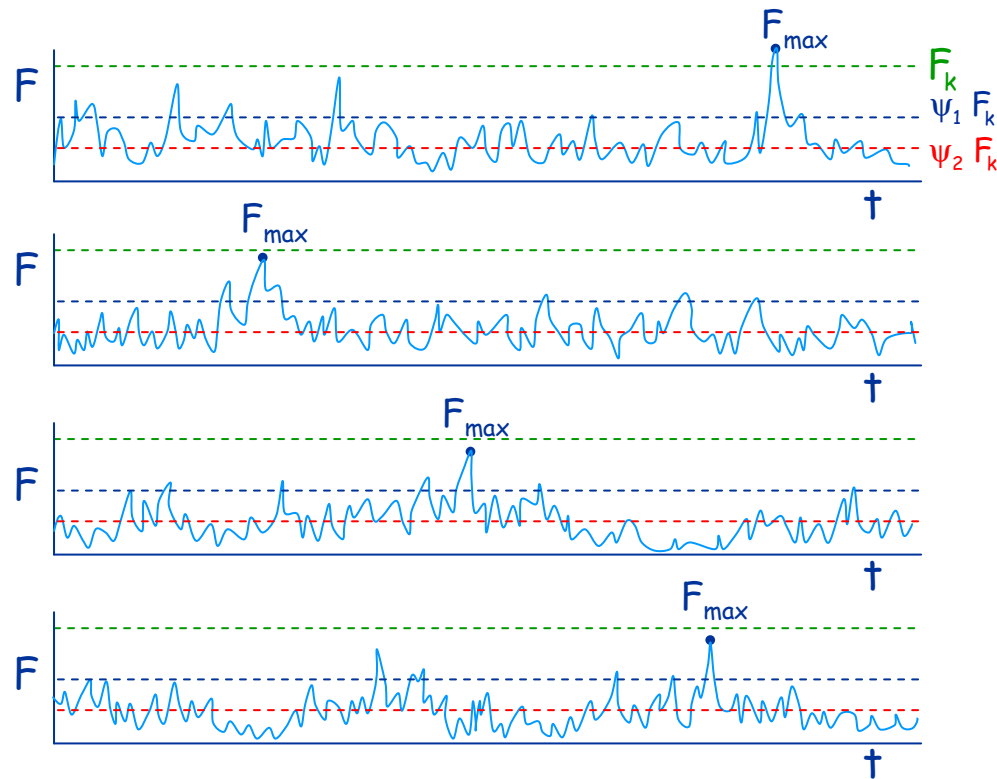
$\psi_1$  dipende dal tipo di carico

$\psi_1 = 0.5$  carico variabile per  
abitazione

0.2 per vento

# Nelle combinazioni di carico SLE azioni variabili

Valore quasi permanente  $\psi_2 F_k$



È la media della  
distribuzione temporale in  
un periodo di riferimento

$\psi_2$  dipende dal tipo di carico

$\psi_2 = 0.3$  c. var. per abitazione  
0 per vento

# Verifica SLE

## per le verifiche geotecniche

Quali combinazioni di carico usare?

- Non mi risultano particolari indicazioni di normativa
- La logica suggerisce:
  - per terreni a grana grossa, per i quali i cedimenti avvengono in breve tempo:  
usare i valori frequenti del carico variabile
  - per terreni a grana fine, per i quali i cedimenti avvengono solo dopo parecchio tempo:  
usare i valori quasi permanenti del carico variabile

Carico massimo per il terreno

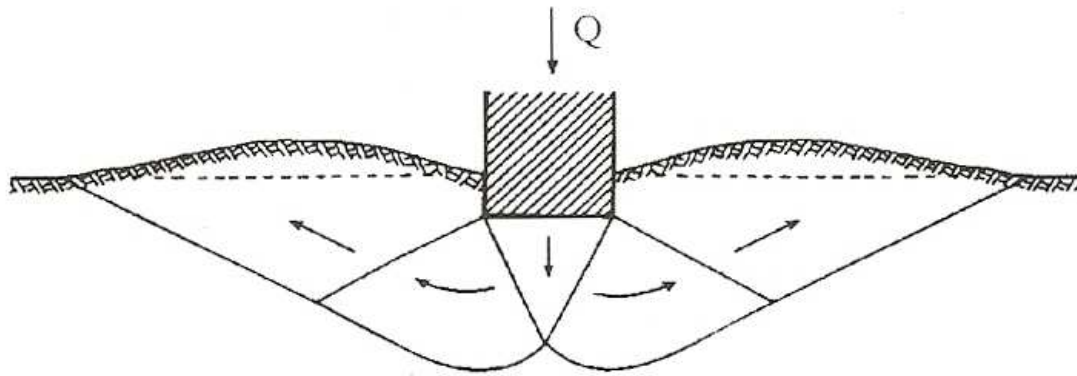
# Fondazioni dirette

## carico massimo del terreno - terminologia

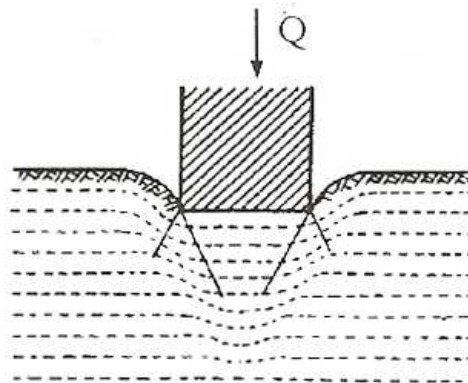
- $Q_{lim}$     carico limite  
valore del carico che porta a collasso il terreno  
determinato nel passato a partire dai valori nominali dei  
parametri del terreno  
determinato ora utilizzando anche i coefficienti parziali  
riduttivi dei parametri del terreno
- $Q_{amm}$     carico ammissibile  
valore ridotto utilizzato quando i carichi sono valutati per  
il metodo delle tensioni ammissibili
- $Q_{Rd}$     valore di calcolo del carico (resistente)  
valore utilizzato operando oggi allo SLU

# Fondazioni dirette

## modalità di collasso del terreno



Rottura  
generale



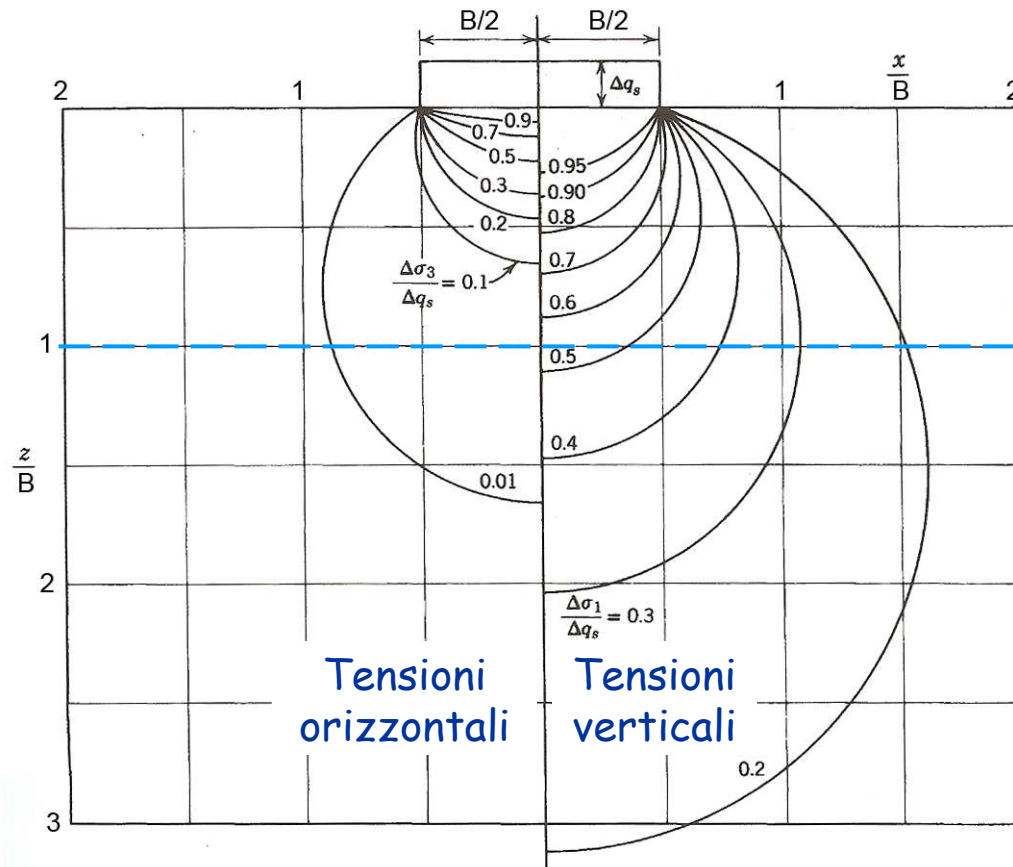
Punzonamento

## Fondazioni dirette carico limite del terreno

- Viene calcolato teoricamente per una fondazione a striscia di lunghezza infinita
  - in questo modo il problema diventa piano anziché 3D
- Le soluzioni sono diverse a seconda che si operi in condizioni drenate o non drenate
- Le soluzioni vengono estese con coefficienti correttivi per tener conto di:
  - Forma diversa dalla striscia infinita (rettangolo)
  - Carico non centrato
  - Presenza di azioni orizzontali
  - Altro (rischio di punzonamento, inclinazione del piano di posa, ecc.)

# Fondazioni dirette stato tensionale

- Striscia di larghezza B

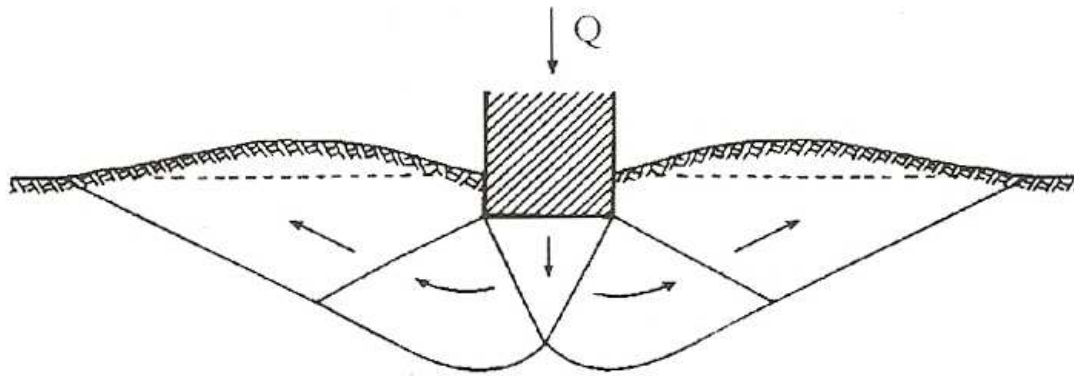


Nella valutazione  
del carico limite  
si può fare  
riferimento alle  
proprietà del  
terreno prossime ad  
una profondità  $B$



# Fondazioni dirette carico limite del terreno

condizioni non drenate  
(terreni a grana fine)



Rottura  
generale

Per striscia continua  
di larghezza B

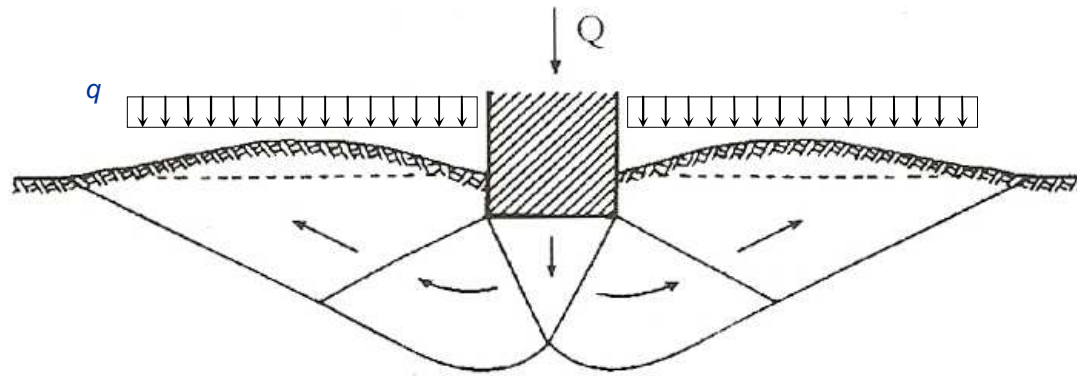
La rottura avviene per scorrimento

- Per un mezzo in condizioni non drenate dotato di coesione  $c_u$  (e privo di peso) è nota la soluzione

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u$$

Nota:  $Q_{lim}$  è il carico limite  
per unità di superficie

# Fondazioni dirette carico limite del terreno



Rottura  
generale

Per striscia continua  
di larghezza  $B$

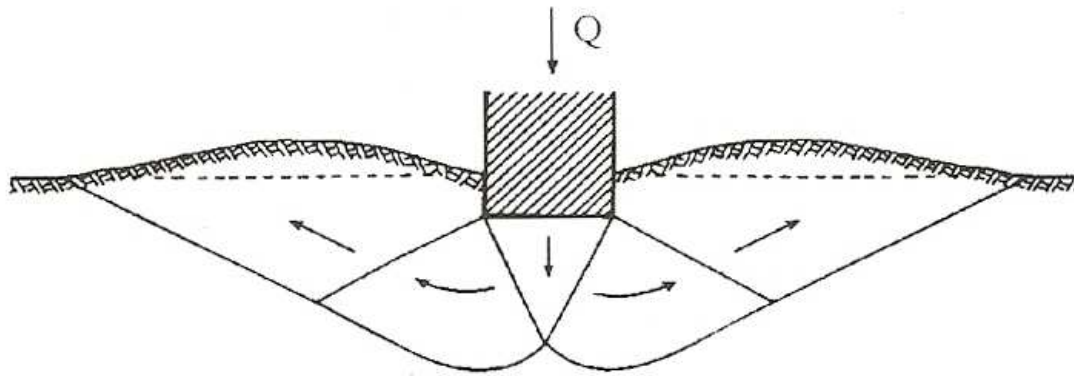
La rottura avviene per scorrimento

- La presenza di un carico  $q$  ha un effetto stabilizzante che aumenta il carico limite

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u + q$$

# Fondazioni dirette carico limite del terreno

condizioni drenate  
(terreni a grana grossa)



Rottura  
generale

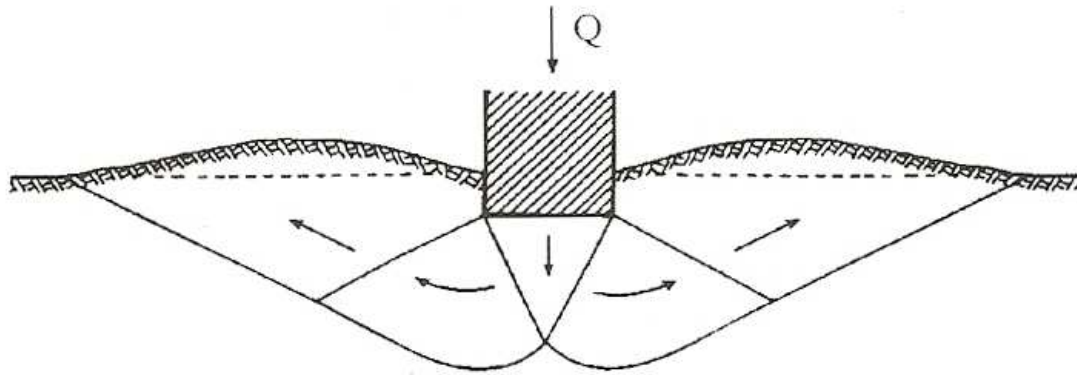
Per striscia continua  
di larghezza  $B$

La rottura avviene per scorrimento

- Per un mezzo in condizioni drenate dotato di coesione  $c'$  si assume

$$Q_{lim} = N_c c'$$

# Fondazioni dirette carico limite del terreno



Rottura  
generale

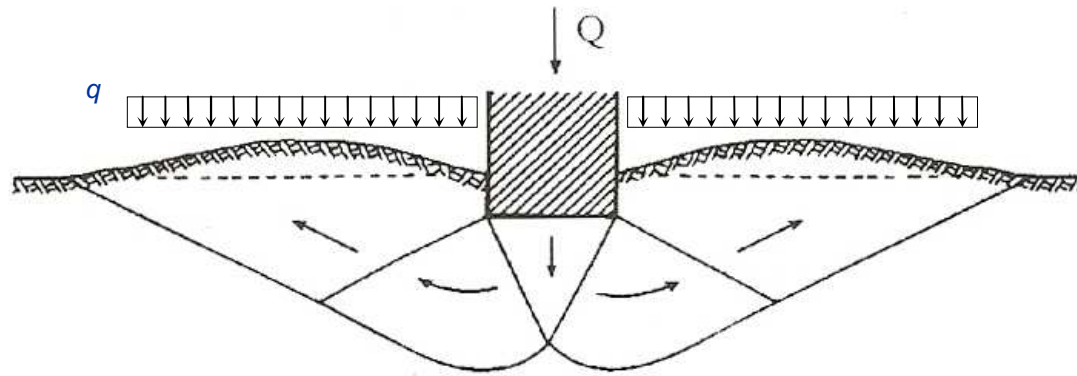
Per striscia continua  
di larghezza  $B$

La rottura avviene per scorrimento

- Il peso del terreno che viene messo in movimento dà un ulteriore contributo

$$Q_{lim} = N_c c' + 0.5 N_\gamma B \gamma$$

# Fondazioni dirette carico limite del terreno



Rottura  
generale

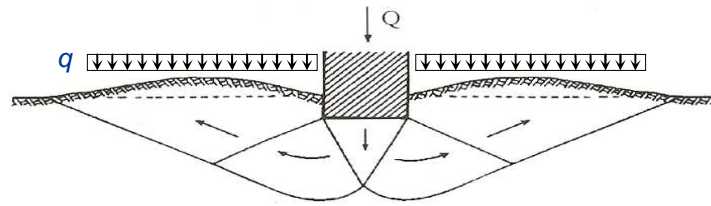
Per striscia continua  
di larghezza B

La rottura avviene per scorrimento

- La presenza di un carico q ha un effetto stabilizzante che aumenta il carico limite

$$Q_{lim} = N_c c' + 0.5 N_\gamma B \gamma + N_q q$$

# Fondazioni dirette carico limite del terreno



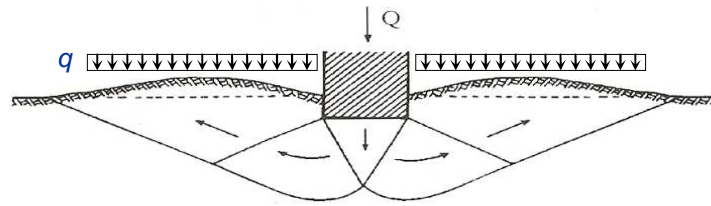
condizioni non drenate  
Rottura generale (terreni a grana fine)

Per striscia continua  
di larghezza B

Carico limite, in condizioni non drenate

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u + q$$

# Fondazioni dirette carico limite del terreno



condizioni drenate  
(terreni a grana grossa)  
Rottura generale  
Per striscia continua  
di larghezza B

Carico limite, in condizioni drenate

$$Q_{lim} = N_c c' + 0.5 N_\gamma B \gamma + N_q q$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(\pi/4 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Per terreni a grana  
grossa in genere si  
assume  $c'=0$

# Fondazioni dirette

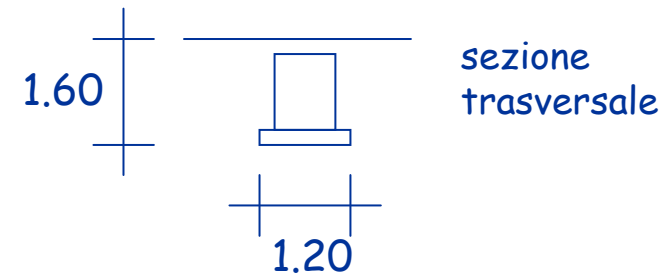
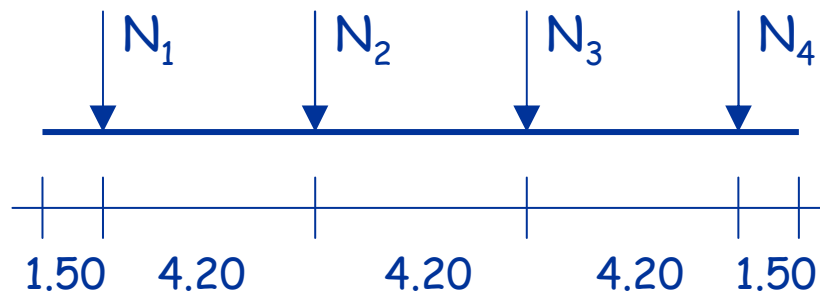
## carico limite del terreno

Note:

- Il carico agente  $Q$  dovrebbe comprendere
  - Carico applicato sulla fondazione
  - Peso di fondazione e terreno di ricoprimento
  - Peso del terreno tolto, da detrarre (?)
- Il carico stabilizzante è in genere pari al peso (o meglio, alla pressione efficace) del terreno adiacente
$$q = \gamma D$$
con  $D$  = spessore di tale terreno



# Esempio - trave di fondazione



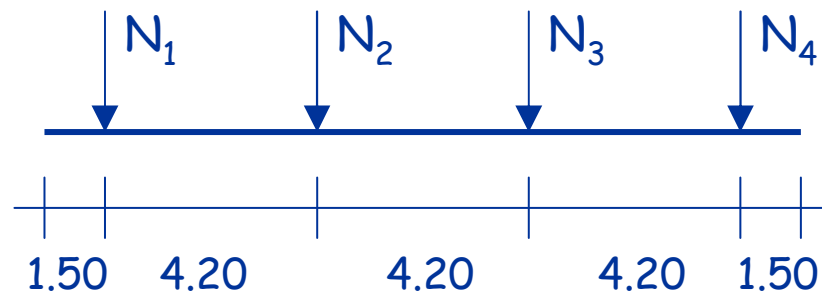
Azioni:

$$\begin{aligned} N_{1,gk} &= 450 \text{ kN} & N_{1,qk} &= 180 \text{ kN} \\ N_{2,gk} &= 750 \text{ kN} & N_{2,qk} &= 270 \text{ kN} \\ N_3 &= N_2 \\ N_4 &= N_1 \end{aligned}$$

Terreno:

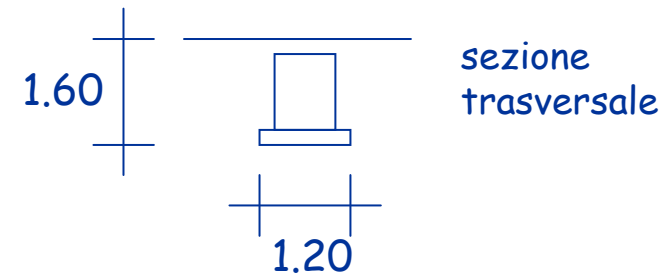
$$\begin{aligned} \gamma &= 18.0 \text{ kN/m}^3 \\ \phi' &= 28^\circ \\ c_u &= 90 \text{ kPa} \end{aligned}$$

# Esempio - trave di fondazione approccio 2



Area d'impronta  
 $A = 18.72 \text{ m}^2$

$$Q_{Ed} = \frac{4500}{18.72} = 240.4 \text{ kPa}$$



Azioni:

$$N_{1,gk} = 450 \text{ kN}$$

$$N_{1,qk} = 180 \text{ kN}$$

$$N_{2,gk} = 750 \text{ kN}$$

$$N_{2,qk} = 270 \text{ kN}$$

$$N_3 = N_2$$

$$N_4 = N_1$$



$$N_{1,d} = 450 \times 1.3 + 190 \times 1.5 = 870 \text{ kN}$$

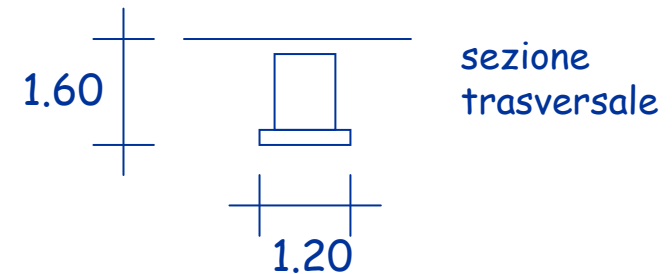
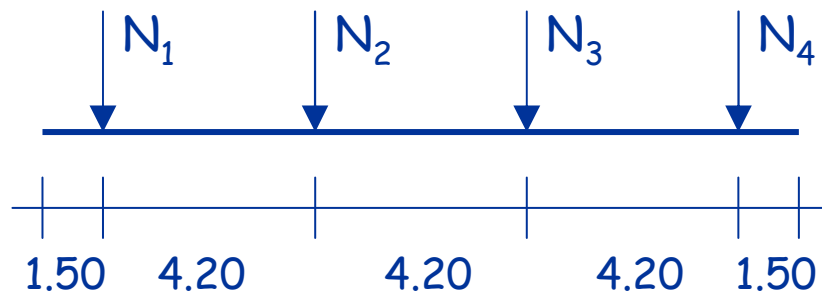
$$N_{2,d} = 750 \times 1.3 + 270 \times 1.5 = 1380 \text{ kN}$$

$$N_{3,d} = 1380 \text{ kN}$$

$$N_{4,d} = 870 \text{ kN}$$

$$N_{tot} = 4500 \text{ kN}$$

## Esempio - trave di fondazione approccio 2



Si usano i valori così come sono:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c_u = 90 \text{ kPa}$$



Terreno:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c_u = 90 \text{ kPa}$$

## Esempio - trave di fondazione approccio 2

- In condizioni drenate

$$Q_{lim} = \cancel{N_c c'} + 0.5 N_\gamma B \gamma + N_q q$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) = 14.72$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi' = 14.59$$

$$q = 18.0 \times 1.60 = 28.8 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 0.5 \times 14.59 \times 1.20 \times 18.0 + 14.72 \times 28.8 = \\ &= 157.6 + 423.9 = 581.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$Q_{Rd} = \frac{581.5}{2.3} = 252.8 \text{ kPa}$$

$$Q_{Ed} = 240.4 \text{ kPa} < Q_{Rd}$$

Ok

## Esempio - trave di fondazione approccio 2

- In condizioni non drenate

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u + q$$

$$q = 18.0 \times 1.60 = 28.8 \text{ kPa}$$

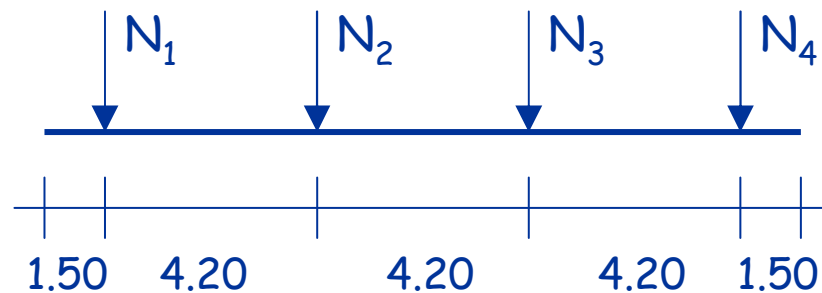
$$Q_{lim} = (2 + 3.14) \times 90.0 + 28.8 = 491.4 \text{ kPa}$$

$$Q_{Rd} = \frac{491.4}{2.3} = 213.7 \text{ kPa}$$

$$Q_{Ed} = 240.4 \text{ kPa} > Q_{Rd}$$

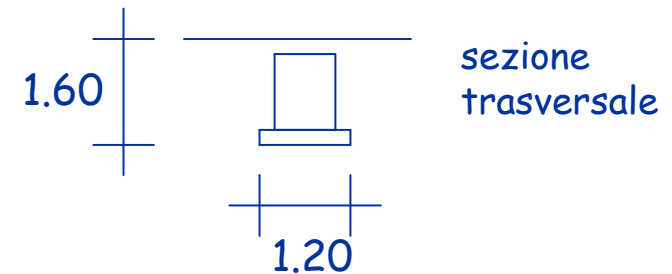
Non sarebbe verificato  
ma se il terreno è a grana grossa non importa

# Esempio - trave di fondazione approccio 1



Area d'impronta  
 $A = 18.72 \text{ m}^2$

$$Q_{Ed} = \frac{3596}{18.72} = 192.1 \text{ kPa}$$



Azioni:

$$N_{1,gk} = 450 \text{ kN} \quad N_{1,qk} = 180 \text{ kN}$$

$$N_{2,gk} = 750 \text{ kN} \quad N_{2,qk} = 270 \text{ kN}$$

$$N_3 = N_2$$

$$N_4 = N_1$$



$$N_{1,d} = 450 + 190 \times 1.3 = 697 \text{ kN}$$

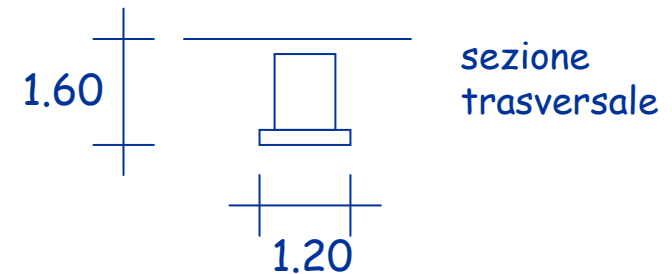
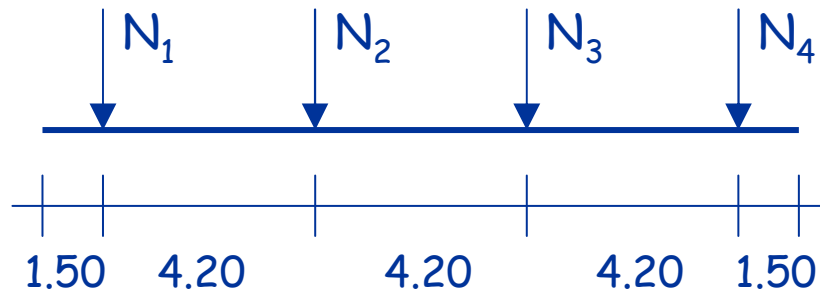
$$N_{2,d} = 750 + 270 \times 1.3 = 1101 \text{ kN}$$

$$N_{3,d} = 1101 \text{ kN}$$

$$N_{4,d} = 697 \text{ kN}$$

$$N_{tot} = 3596 \text{ kN}$$

# Esempio - trave di fondazione approccio 1



Si usano i valori ridotti:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = \arctan(\tan 28^\circ / 1.25) = 23.04^\circ \quad \blacktriangleleft$$

$$c_u = 90 / 1.4 = 64.29 \text{ kPa}$$

Terreno:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c_u = 90 \text{ kPa}$$

## Esempio - trave di fondazione approccio 1

- In condizioni drenate

$$Q_{lim} = \cancel{N_c c'} + 0.5 N_\gamma B \gamma + N_q q$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) = 8.70$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi' = 6.55$$

$$q = 18.0 \times 1.60 = 28.8 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 0.5 \times 8.70 \times 1.20 \times 18.0 + 6.55 \times 28.8 = \\ &= 94.0 + 188.6 = 282.6 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$Q_{Rd} = \frac{282.6}{1.8} = 157.0 \text{ kPa}$$

$$Q_{Ed} = 192.1 \text{ kPa} > Q_{Rd}$$

Non verificato



## Esempio - trave di fondazione approccio 1

- In condizioni non drenate

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u + q$$

$$q = 18.0 \times 1.60 = 28.8 \text{ kPa}$$

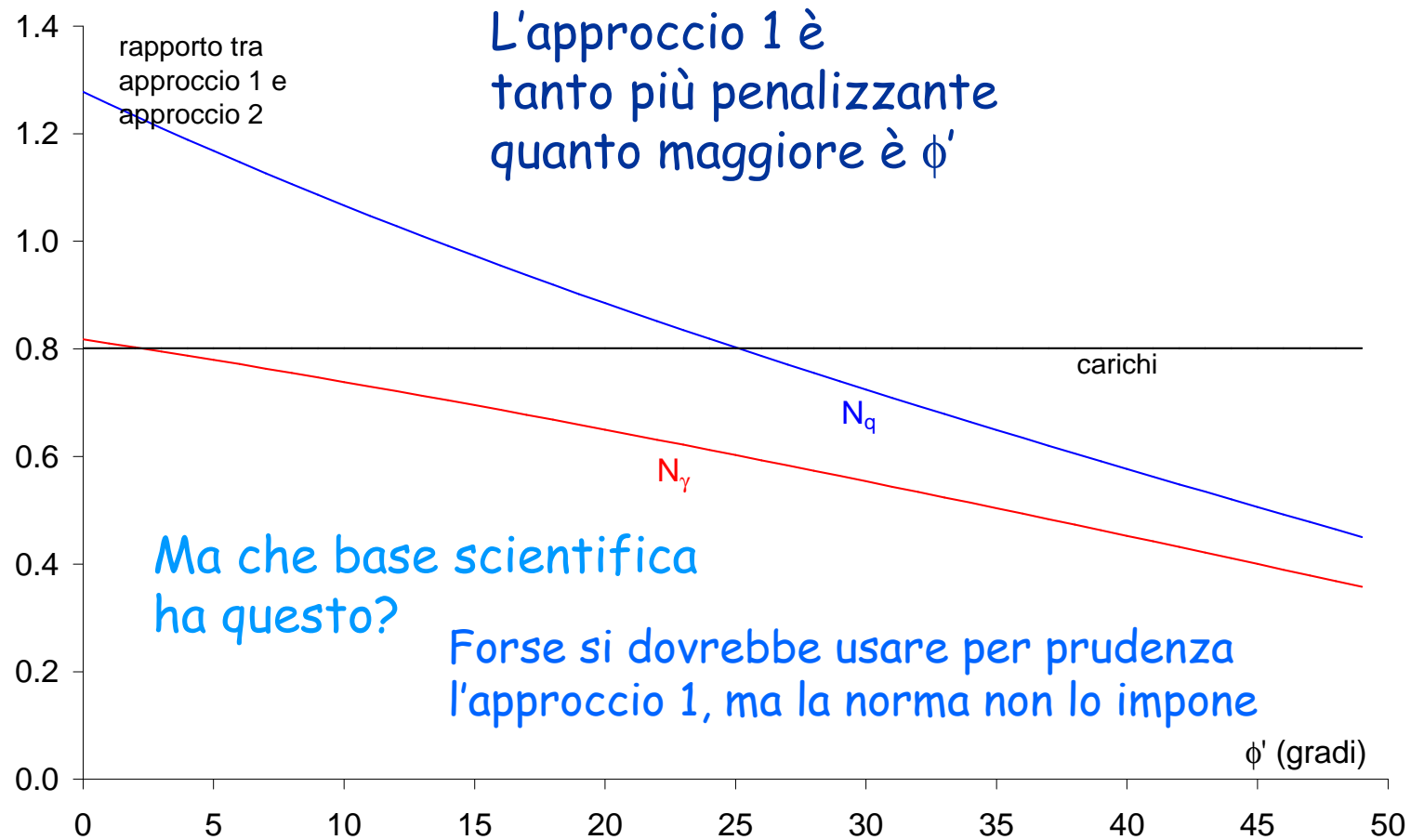
$$Q_{lim} = (2 + 3.14) \times 64.29 + 28.8 = 359.3 \text{ kPa}$$

$$Q_{Rd} = \frac{359.3}{1.8} = 199.6 \text{ kPa}$$

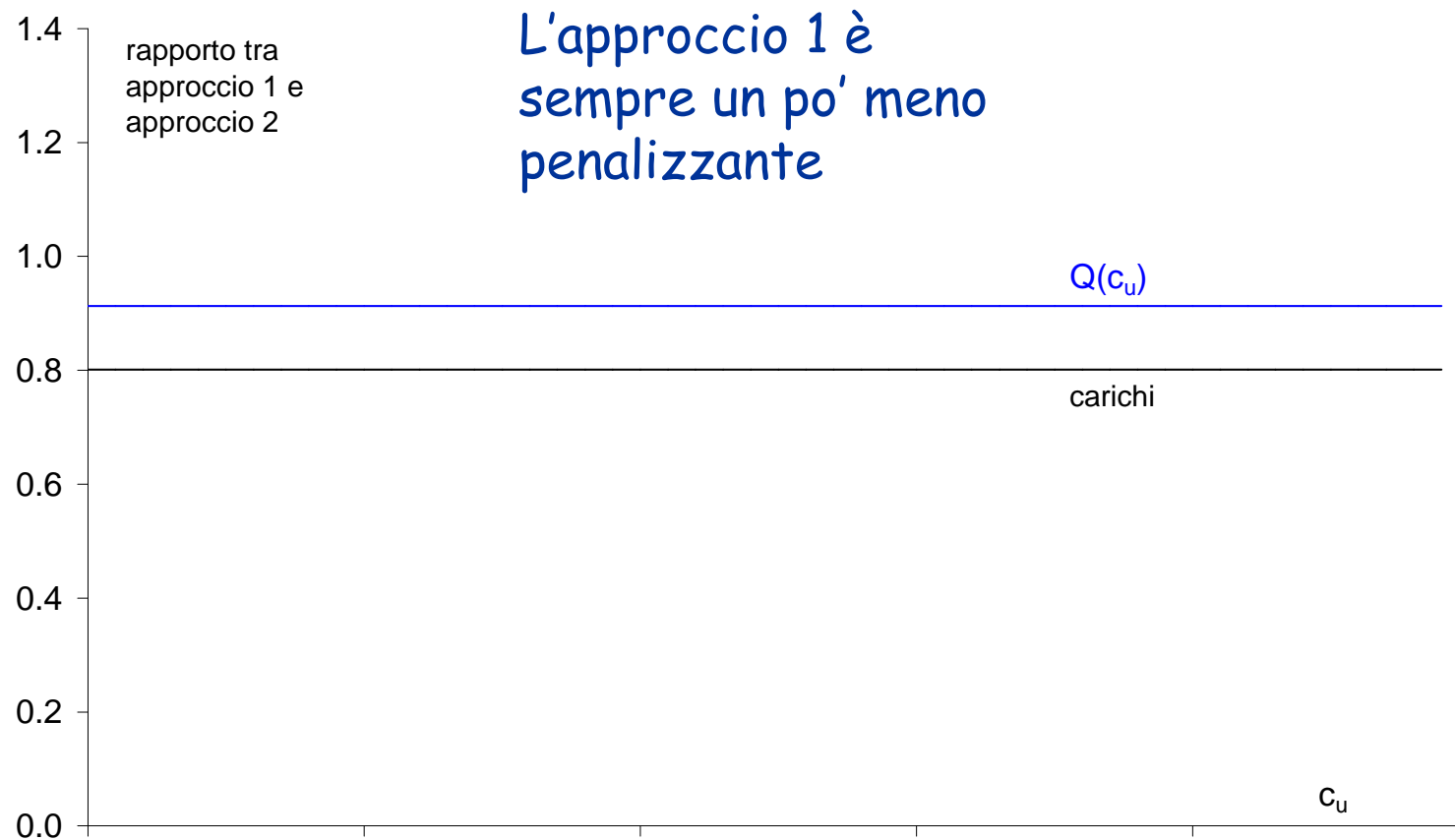
$$Q_{Ed} = 192.1 \text{ kPa} < Q_{Rd}$$

In questo caso è verificato  
ma se il terreno è a grana grossa non importa

# Confronto in condizioni drenate



# Confronto in condizioni non drenate



# Fondazioni dirette

## carico limite del terreno

Note:

- In generale, la fondazione non è una striscia infinita ma è rettangolare, di lati B ed L (con  $B \leq L$ )
  - Per tener conto della forma

Terreno a grana fine, non drenato

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u s_c + q$$

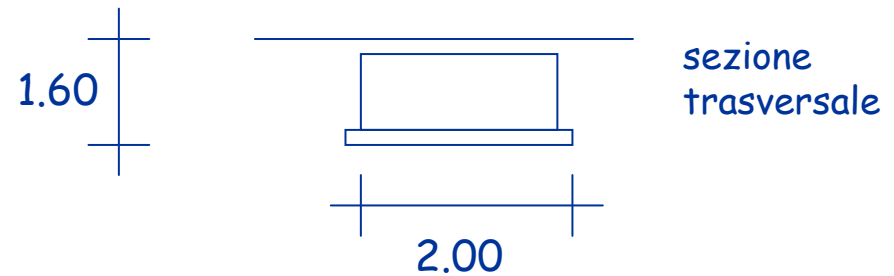
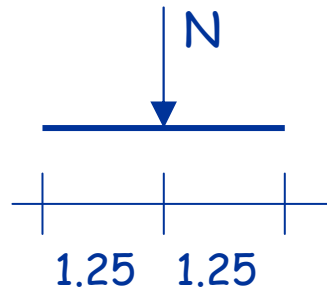
$$s_c = 1 + 0.2 B/L$$

Terreno a grana grossa, drenato

$$Q_{lim} = N_c c' s_c + 0.5 N_\gamma B \gamma s_\gamma + N_q q s_q$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad s_\gamma = 1 - 0.3 B/L \quad s_q = 1 + B/L$$

# Esempio - plinto 2.00×2.50



Azioni:

$$N_{gk} = 750 \text{ kN} \quad N_{qk} = 270 \text{ kN}$$

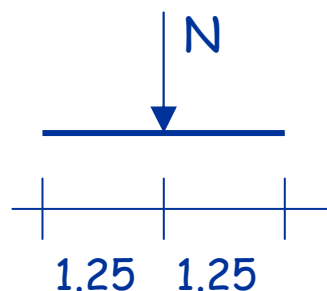
Terreno:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c_u = 90 \text{ kPa}$$

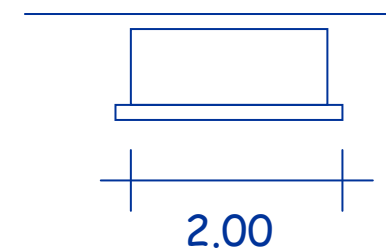
# Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 2



Area d'impronta

$$A = 5.00 \text{ m}^2$$

$$Q_{Ed} = \frac{1380}{5.00} = 276.0 \text{ kPa}$$



sezione  
trasversale

Azioni:

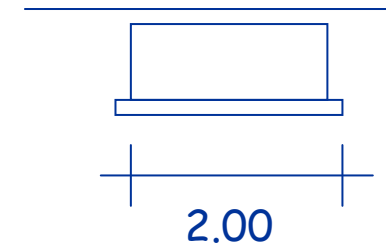
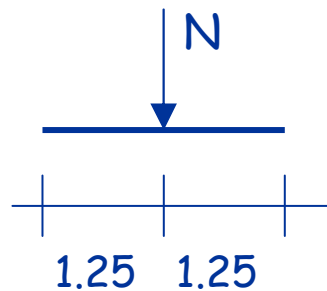
$$N_{gk} = 750 \text{ kN}$$

$$N_{qk} = 270 \text{ kN}$$



$$N_d = 750 \times 1.3 + 270 \times 1.5 = 1380 \text{ kN}$$

## Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 2



sezione  
trasversale

Si usano i valori così come sono:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c_u = 90 \text{ kPa}$$



Terreno:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c_u = 90 \text{ kPa}$$

## Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 2

- In condizioni drenate

$$Q_{lim} = \cancel{N_c c'} s_c + 0.5 N_\gamma B \gamma s_\gamma + N_q q s_q$$

$$N_\gamma = 14.59 \quad N_q = 14.72 \quad q = 28.8 \text{ kPa}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L} = 1 - 0.3 \frac{2.00}{2.50} = 0.76 \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} = 1 + \frac{2.00}{2.50} = 1.8$$

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 0.5 \times 14.59 \times 2.00 \times 18.0 \times 0.76 + 14.72 \times 28.8 \times 1.8 = \\ &= 199.6 + 763.1 = 962.7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$Q_{Rd} = \frac{962.7}{2.3} = 418.6 \text{ kPa}$$

$$Q_{Ed} = 276.0 \text{ kPa} < Q_{Rd}$$

Ok



## Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 2

- In condizioni non drenate

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u s_c + q$$

$$q = 28.8 \text{ kPa} \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} = 1 + 0.2 \frac{2.00}{2.50} = 1.16$$

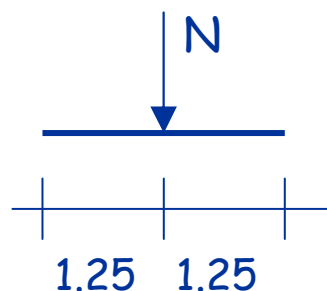
$$Q_{lim} = (2 + 3.14) \times 90.0 \times 1.16 + 28.8 = 565.4 \text{ kPa}$$

$$Q_{Rd} = \frac{565.4}{2.3} = 245.8 \text{ kPa}$$

$$Q_{Ed} = 276.0 \text{ kPa} > Q_{Rd}$$

Non sarebbe verificato  
ma se il terreno è a grana grossa non importa

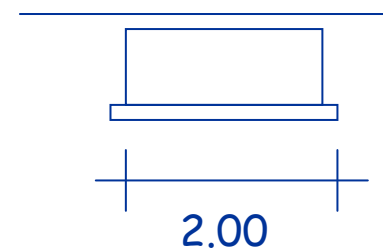
# Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 1



Area d'impronta

$$A = 5.00 \text{ m}^2$$

$$Q_{Ed} = \frac{1101}{5.00} = 220.2 \text{ kPa}$$



sezione  
trasversale

Azioni:

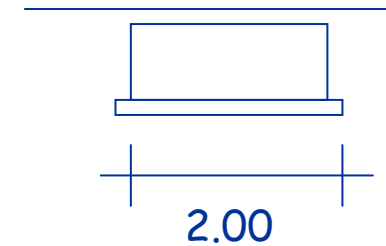
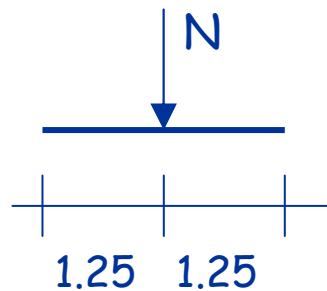
$$N_{gk} = 750 \text{ kN}$$

$$N_{qk} = 270 \text{ kN}$$



$$N_d = 750 + 270 \times 1.3 = 1101 \text{ kN}$$

# Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 1



sezione  
trasversale

Si usano i valori ridotti:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = \arctan(\tan 28^\circ / 1.25) = 23.04^\circ$$

$$c_u = 90 / 1.4 = 64.29 \text{ kPa}$$

Terreno:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$c_u = 90 \text{ kPa}$$

## Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 1

- In condizioni drenate

$$Q_{lim} = \cancel{N_c c'} s_c + 0.5 N_\gamma B \gamma s_\gamma + N_q q s_q$$

$$N_\gamma = 6.55 \quad N_q = 8.70 \quad q = 28.8 \text{ kPa}$$

$$s_\gamma = 0.76 \quad s_q = 1.8$$

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 0.5 \times 6.55 \times 2.00 \times 18.0 \times 0.76 + 8.70 \times 28.8 \times 1.8 = \\ &= 89.6 + 451.0 = 540.6 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$Q_{Rd} = \frac{540.6}{1.8} = 300.3 \text{ kPa}$$

$$Q_{Ed} = 220.2 \text{ kPa} < Q_{Rd}$$

Ok

## Esempio - plinto 2.00×2.50 approccio 1

- In condizioni non drenate

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u s_c + q$$

$$q = 28.8 \text{ kPa} \quad s_c = 1.16$$

$$Q_{lim} = (2 + 3.14) \times 64.29 \times 1.16 + 28.8 = 412.1 \text{ kPa}$$

$$Q_{Rd} = \frac{412.1}{1.8} = 229.0 \text{ kPa}$$

$$Q_{Ed} = 220.2 \text{ kPa} < Q_{Rd}$$

In questo caso è verificato  
ma se il terreno è a grana grossa non importa

## Fondazioni dirette carico eccentrico

- È buona norma disporre la fondazione in modo che sia centrata rispetto al carico verticale applicato
  - in alcuni casi, anche in assenza di azioni orizzontali, vi possono essere forti momenti flettenti (es. pensilina non simmetrica): la fondazione deve essere centrata rispetto alla risultante  $M-N$
  - l'eccentricità dovuta ai carichi variabili dovrebbe essere limitata
- Particolare attenzione ai casi in cui non è possibile centrare la fondazione (plinto zoppo)
- Le azioni orizzontali (vento, sisma) producono spesso eccentricità rilevanti

## Fondazioni dirette carico eccentrico

- Per tener conto della eccentricità  $e_B$  in direzione trasversale ed  $e_L$  in direzione longitudinale si utilizzano le dimensioni efficaci

$$B' = B - 2 e_B$$

$$L' = L - 2 e_L$$

- Si utilizzano quindi tutte le formule già viste, mettendo  $B'$   $L'$  al posto di  $B$   $L$

## Fondazioni dirette con azioni orizzontali

- Il sisma produce effetti inerziali (azioni orizzontali sulla struttura in elevazione)
  - Per tener conto dell'azione orizzontale  $H$  presente insieme alla verticale  $V$

Terreno a grana fine, non drenato

$$Q_{lim} = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

$$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B L c_u}} \right)$$



# Fondazioni dirette con azioni orizzontali

- Il sisma produce effetti inerziali (azioni orizzontali sulla struttura in elevazione)
  - Per tener conto dell'azione orizzontale  $H$  presente insieme alla verticale  $V$

Terreno a grana grossa, drenato

$$Q_{lim} = N_c c' s_c i_c + 0.5 N_\gamma B \gamma s_\gamma i_\gamma + N_q q s_q i_q$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} \quad i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B L c' \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B L c' \cot \phi'} \right)^m \quad m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

Se  $H$  è diretta secondo  $L$

# Fondazioni dirette

## rottura per punzonamento

- Il rischio di punzonamento dipende dalla rigidezza del terreno
  - Si valuta un indice di rigidezza

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma \tan \phi'}$$

- Lo si confronta con un valore limite

$$I_{r,crit} = 0.5 e^{(3.3 - 0.45 B/L) \cot(\pi/4 - \phi'/2)}$$

- Si ha punzonamento solo se  $I_r < I_{r,crit}$

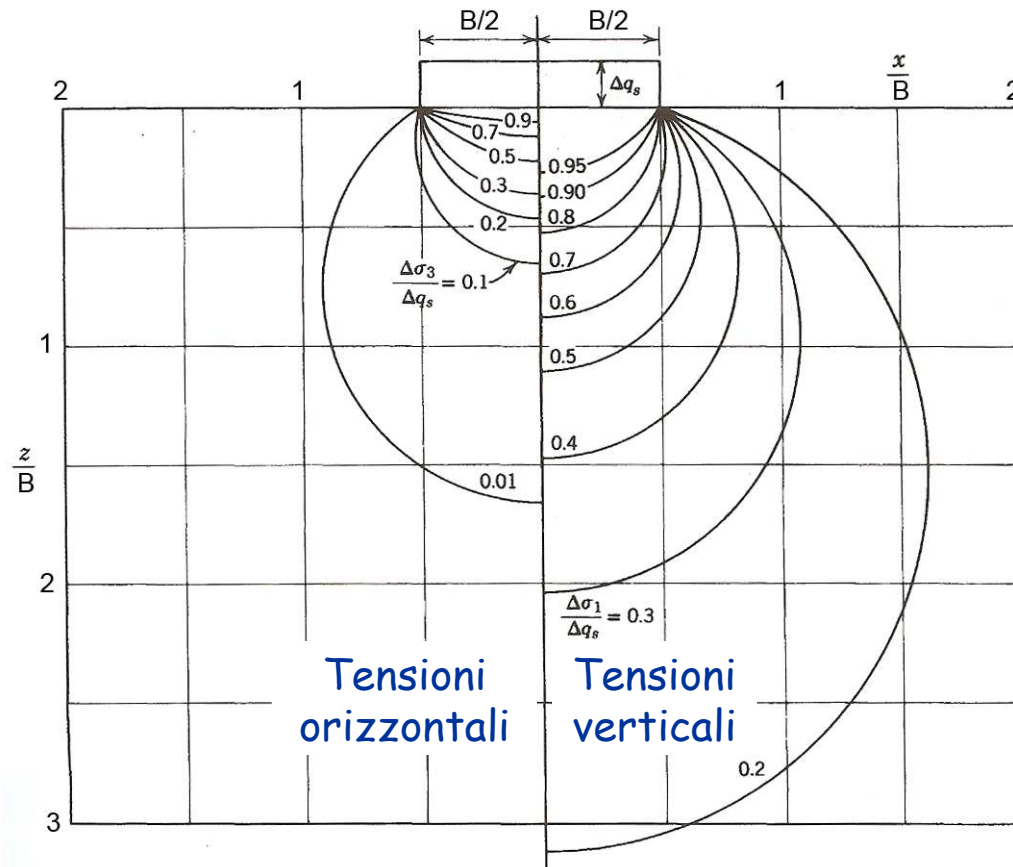
Nota:  $\sigma$  è la tensione effettiva media alla quota  $B/2$  al di sotto del piano di posa

$$\sigma_{eff} = \frac{\sigma_{v,eff} + 2 \sigma_{o,eff}}{3} \quad \frac{\sigma_{o,eff}}{\sigma_{v,eff}} = 1 - \sin \phi'$$

*Cedimenti*

# Fondazioni dirette stato tensionale

- Striscia di larghezza  $B$



Nella valutazione  
dei cedimenti  
si deve fare  
riferimento alle  
proprietà del  
terreno per una  
profondità di  
almeno  $2\div 3 B$

# Fondazioni dirette stato tensionale

- Andamento delle tensioni lungo la verticale

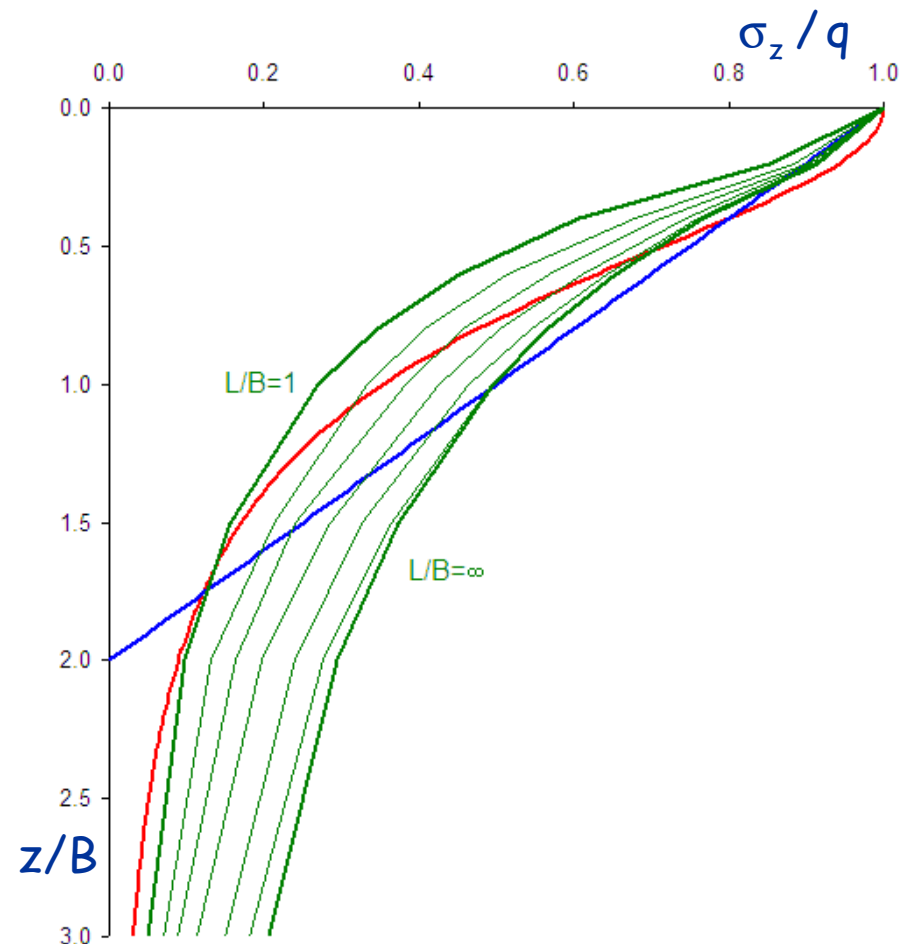
In verde:  
Steinbrenner 1934  
(vedi libro Viggiani)

In rosso:

$$\frac{\sigma_z}{q} = \sin(\arctan(B/2z))$$

In blu:

andamento lineare



## Fondazioni dirette cedimenti

- Il carico da considerare è quello applicato  $Q$  meno il peso del terreno tolto per lo scavo
- I cedimenti sono calcolati per SLE. Quindi il carico è lontano dal carico limite  
Si può assumere un comportamento elastico per il terreno
- Per terreni a grana grossa:  
Il cedimento avviene in tempi brevi
- Per terreni a grana fine:  
Il cedimento varia nel tempo; arriva al massimo dopo tempi molto lunghi

# Fondazioni dirette cedimenti

- Cedimento istantaneo
  - Si calcolano gli abbassamenti come integrale delle deformazioni

$$w_0 = \int_0^H \frac{\varepsilon_z}{E_u} dz = \int_0^H \frac{\sigma_z - 0.5(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} dz$$

con  $E_u$  = modulo elastico non drenato

- Se  $E_u$  è costante

$$w_0 = \frac{q B}{E_u} I_w$$

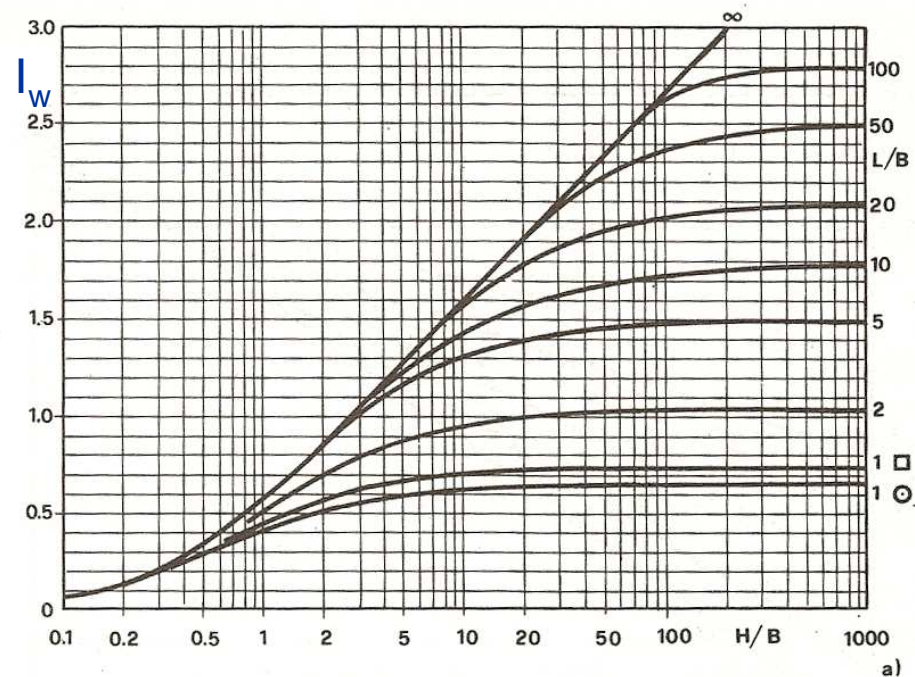
con  $I_w$  funzione di  $L/B$  e  $H/B$

# Fondazioni dirette cedimenti

- Cedimento istantaneo
  - Se  $E_u$  è costante

$$w_0 = \frac{q B}{E_u} I_w$$

con  $I_w$  funzione di  $L/B$  e  $H/B$





# Fondazioni dirette cedimenti

- Cedimento a tempo infinito

Metodo edometrico

(deformazione trasversale impedita)

- Si calcolano gli abbassamenti come integrale delle deformazioni

$$w_{ed} = \int_0^H \frac{\sigma'_z}{E_{ed}} dz$$

con

$\sigma'_z$  = incremento di tensione indotto dal carico

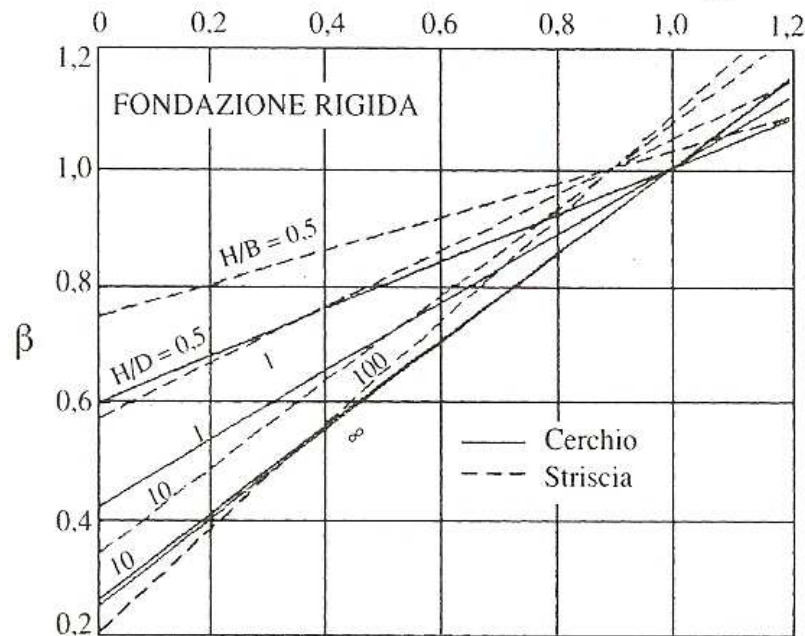
$E_{ed}$  = modulo edometrico

- Si possono usare gli andamenti delle tensioni mostrati in precedenza

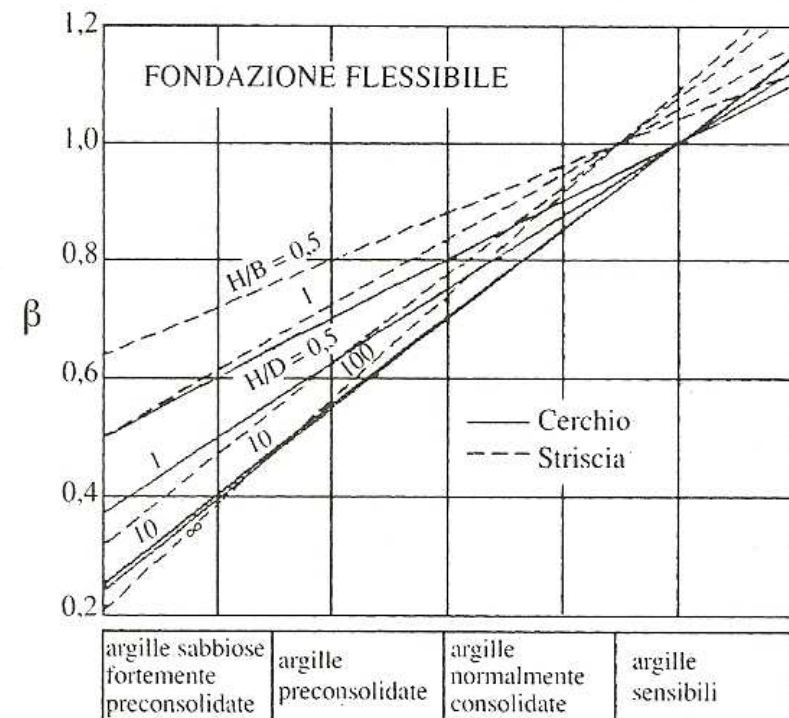
# Fondazioni dirette cedimenti

- Cedimento di consolidazione:  
può essere calcolato come aliquota del cedimento  
edometrico

$$w_c = \beta w_{ed}$$



Skempton e Bjerrum



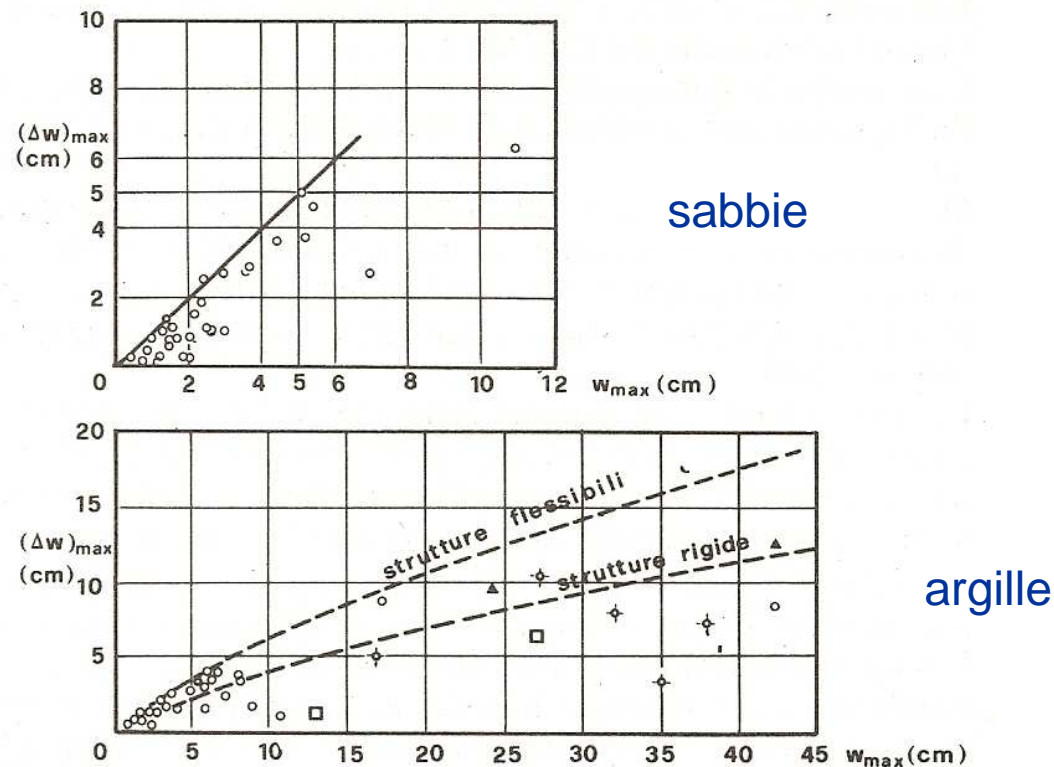
## Fondazioni dirette giudizio sui cedimenti

- I cedimenti assoluti sono condizionanti solo quando sono particolarmente elevati
- I cedimenti relativi devono essere limitati, perché producono danni agli elementi non strutturali e alla struttura
- I cedimenti relativi non sono facilmente valutabili perché possono dipendere da variazioni delle caratteristiche del terreno non facilmente identificabili
  - Variazioni locali delle proprietà meccaniche
  - Variazione dello spessore degli strati
  - Ecc.

# Fondazioni dirette

## giudizio sui cedimenti

- Tradizionalmente (in ambito geotecnico) si propongono correlazioni empiriche tra cedimenti assoluti e relativi



## Fondazioni dirette giudizio sui cedimenti

- È possibile esaminare più modelli del complesso fondazione-struttura per valutare i cedimenti relativi

Ad esempio, facendo variare a zone la costante di sottofondo di Winkler

- La cosa più importante è collegare bene i diversi elementi di fondazione con elementi rigidi

Ad esempio, reticolo di travi di fondazione, con  $I_{t,fond}$  molto maggiore di  $I_{t,elev}$

Suggerimento:  $I_{t, fon} \geq 4 n I_{t,elev}$  (con n numero di piani)

## Fondazioni dirette - calcolo

# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

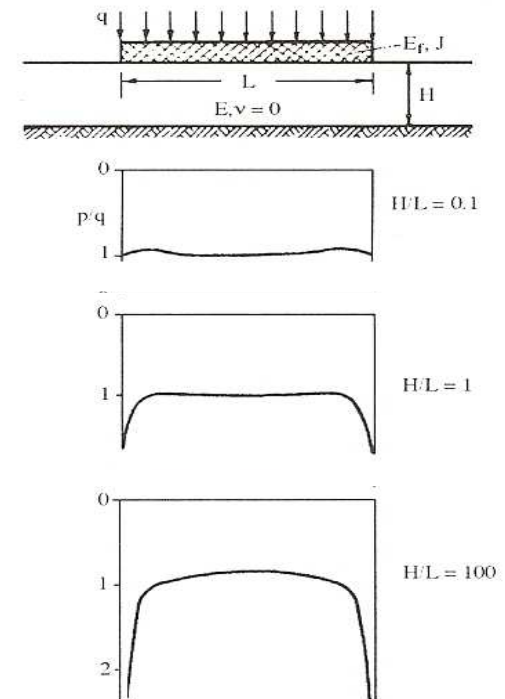
### Modello di Winkler

- Abbassamenti indipendenti da punto a punto
- Relazione lineare tra carico e abbassamenti

$$k = \frac{Q}{w}$$

### In realtà

- Influenza mutua dei punti  
All'estremità a parità di cedimento si hanno reazioni del terreno maggiori



# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

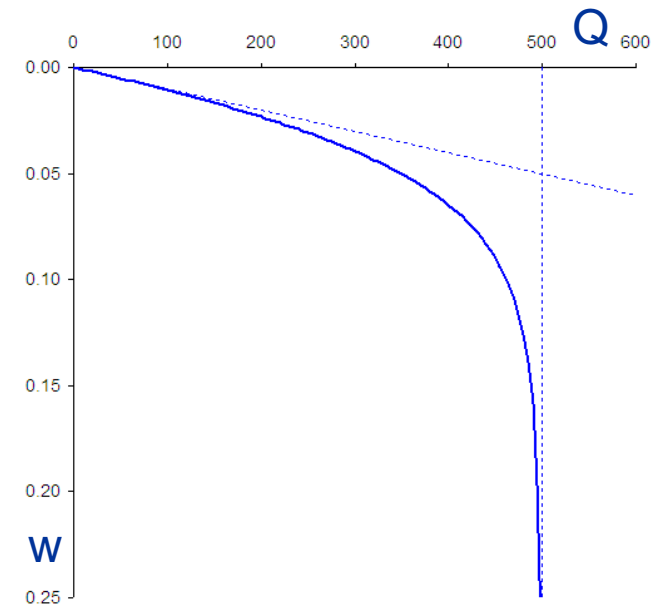
### Modello di Winkler

- Abbassamenti indipendenti da punto a punto
- Relazione lineare tra carico e abbassamenti

$$k = \frac{Q}{w}$$

### In realtà

- Influenza mutua dei punti  
All'estremità a parità di cedimento si hanno reazioni del terreno maggiori
- Relazione carichi abbassamenti non lineare  
Soprattutto in prossimità di  $Q_{lim}$





# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

### Considerazioni

- L'influenza mutua tra i punti (e il conseguente effetto di bordo) è importante nel caso di carico distribuito



Nelle fondazioni di edifici si hanno invece rilevanti azioni concentrate e quindi tale effetto è poco rilevante

# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

### Considerazioni

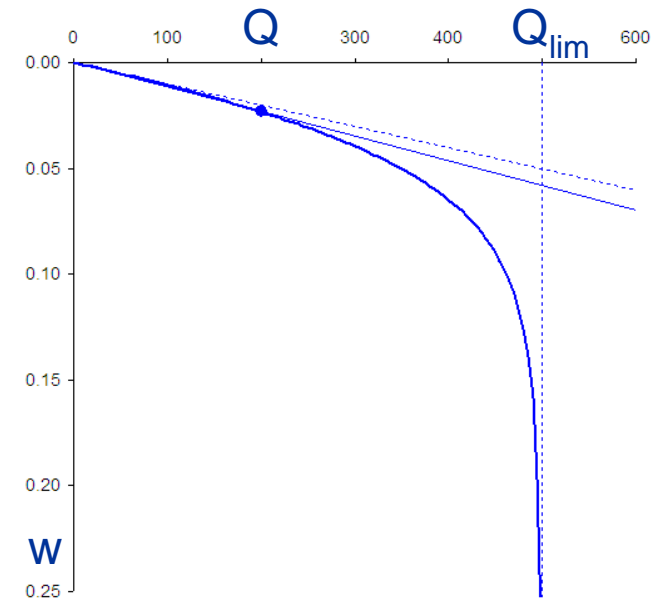
- Ai fini della verifica della fondazione (come struttura) la normativa indica di assumere i parametri del terreno senza modificarli



Il carico agente è lontano dal carico limite

$$Q \leq Q_{lim}/2.3$$

La pendenza della secante non è molto diversa da quella della tangente all'origine



# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

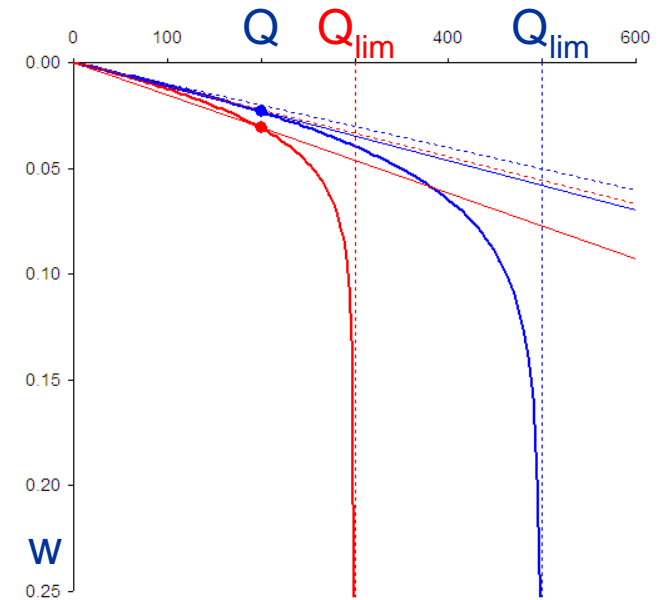
### Considerazioni

- Ma in realtà le proprietà del terreno possono differire da quelle previste e quindi la relazione carichi-spostamenti può essere diversa



È necessario considerare una (ampia) fascia entro cui fare variare  $k$

Per la struttura di fondazione è in genere più gravoso il  $k_{\min}$



# Fondazioni dirette

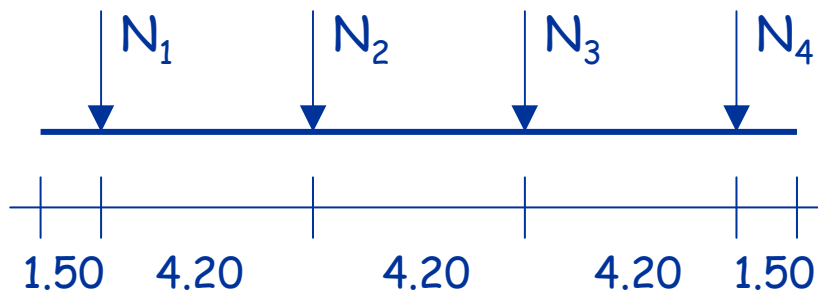
## trave elastica su suolo alla Winkler

- Il parametro che regge il problema è

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k B}{4 E I}}$$

o la lunghezza  $L^* = \pi/\lambda$

- Esempio: schema di trave



$$L = 15.60 \text{ m}$$

$$B = 1.20 \text{ m}$$

$$N_1 = 870 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1380 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1380 \text{ kN}$$

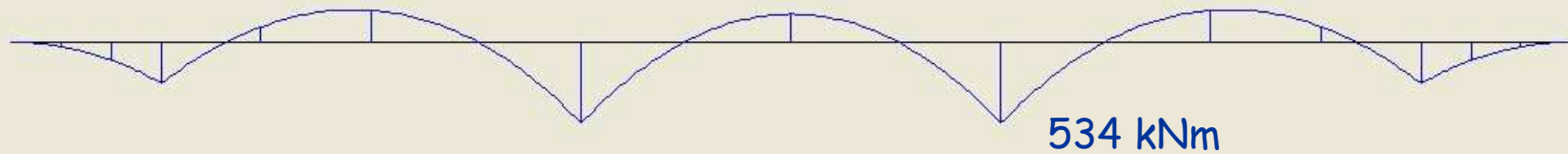
$$N_4 = 870 \text{ kN}$$

# Fondazioni dirette

## trave elastica - momenti al variare di $L^*$

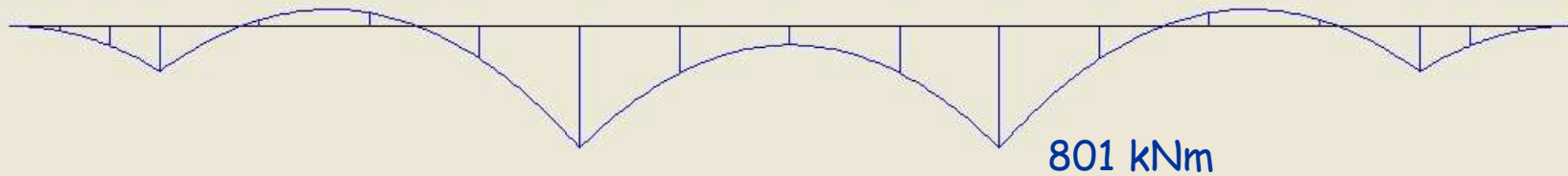
$L^* = 0.5 L$  (trave deformabile, suolo rigido)

$k = 198.9 \text{ N/cm}^3$



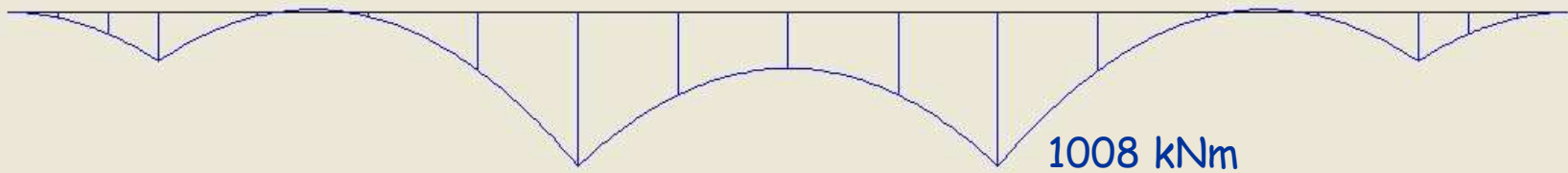
$L^* = L$

$k = 12.4 \text{ N/cm}^3$

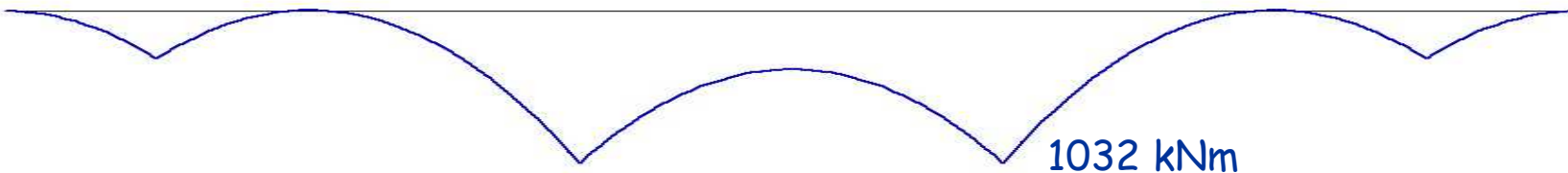


$L^* = 2 L$  (trave rigida, suolo deformabile)

$k = 0.77 \text{ N/cm}^3$



$L^* = \infty$  (trave infinitamente rigida)



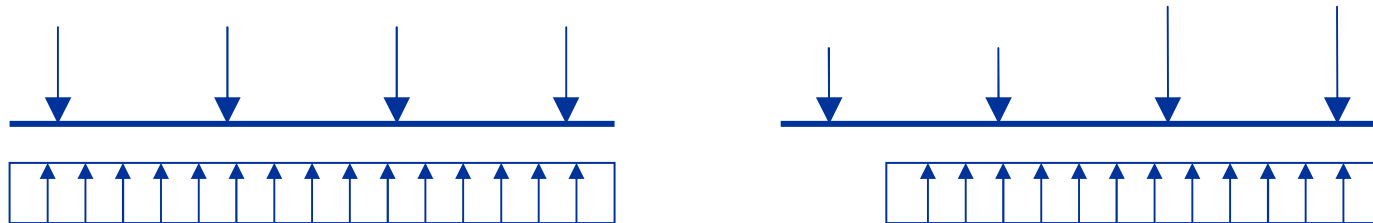
# Fondazioni dirette

## trave di fondazione - considerazioni

- La trave deve essere rigida per limitare i cedimenti differenziali
- Se si considera la variabilità del terreno, ci si può avvicinare a  $Q_{lim}$  → terreno molto deformabile



Può essere opportuno usare sempre lo schema limite di trave rigida-suolo flessibile?



# Dimensionamento plinti altezza

- Altezza, per verifiche a punzonamento
  - col perimetro  $u$  a filo pilastro

$$\frac{N}{ud} \leq 0.25 f_{cd} \quad \Rightarrow \quad d \geq \frac{N}{0.25 u f_{cd}}$$

poco condizionante

- col perimetro  $u$  a distanza  $2 d$

$$\frac{N}{ud} \leq V_{Rd,c} \quad V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

ma solo se si volesse non mettere armatura a taglio

- In definitiva, si può assegnare quasi "a occhio"

# Dimensionamento plinti armature

- Armature a flessione da calcolare con modello di trave (fare qualche schizzo)

oppure

Armature inferiori da calcolare con un modello a tiranti e puntoni



Forniscono sostanzialmente lo stesso risultato



# Travi di fondazioni, platee

Discutere sinteticamente criteri di dimensionamento di sezioni e armature

Pali

# Pali tipologie

- Modalità di esecuzione
  - Pali battuti
  - Pali trivellati
- Plinti
  - Con singolo palo (rari)
  - Con più pali (effetto gruppo)
- Travi di fondazioni su pali
- Platee su pali

*Carico limite per azioni verticali*

# Carico limite verticale

- Resistenza laterale  
si attiva subito
- Resistenza di punta  
si attiva solo dopo grandi cedimenti  
(considerarla? sempre? o quando?)

## Carico limite verticale resistenza laterale

$$Q_{lat} = \pi B \int_0^L (a + \sigma_h \mu) dz$$

coesione                      attrito

- Per terreni a grana grossa

$$\sigma_h \mu = k \sigma'_v \mu = k \mu \gamma' z \quad \text{Il termine coesivo si trascura}$$

- Per terreni a grana fine

$$a = \alpha c_u \quad \text{Il termine attritivo si trascura}$$

Vedere valori in  
Viggiani, pag.378

## Carico limite verticale resistenza di punta

- È analoga a quella delle fondazioni superficiali

$$Q_{\text{pun}} = \frac{\pi B^2}{4} (N_q \gamma L + N_c c)$$

## Carico limite verticale gruppi di pali

- Il carico limite (laterale) viene ridotto per effetto dell'interazione tra i pali



# Carico limite

## Normativa SLU

- Coefficienti parziali

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

- Assume importanza la possibilità di dedurre il carico limite da prove dirette su pali

# Pali

## verifica sezione e armature

- Da presentare e discutere direttamente