

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Udine , 11 maggio 2011

Bruno Becci
con la collaborazione
di **Marco Bellini e Marco Carni**

viale Giustiniano 10 – MILANO - via Garibaldi 24 – BERGAMO

Udine, 11 Maggio 2012

Fondazioni superficiali

1

MOTIVAZIONI

RIPERCORRERE LE NORMALI FASI DEL PROGETTO DI
UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE

EVIDENZIARE LE IPOTESI ED I REQUISITI SPESSO
IMPLICITAMENTE DATI PER SCONTATI

RIDISCUETERE IL TUTTO ALLA LUCE DEL CALCOLO
AGLI STATI LIMITE

LE PRESTAZIONI CHIESTE AD UN SISTEMA FONDAZIONALE

GARANTIRE UN EFFICIENTE APPOGGIO DEL FABBRICATO AL TERRENO, VALE A DIRE

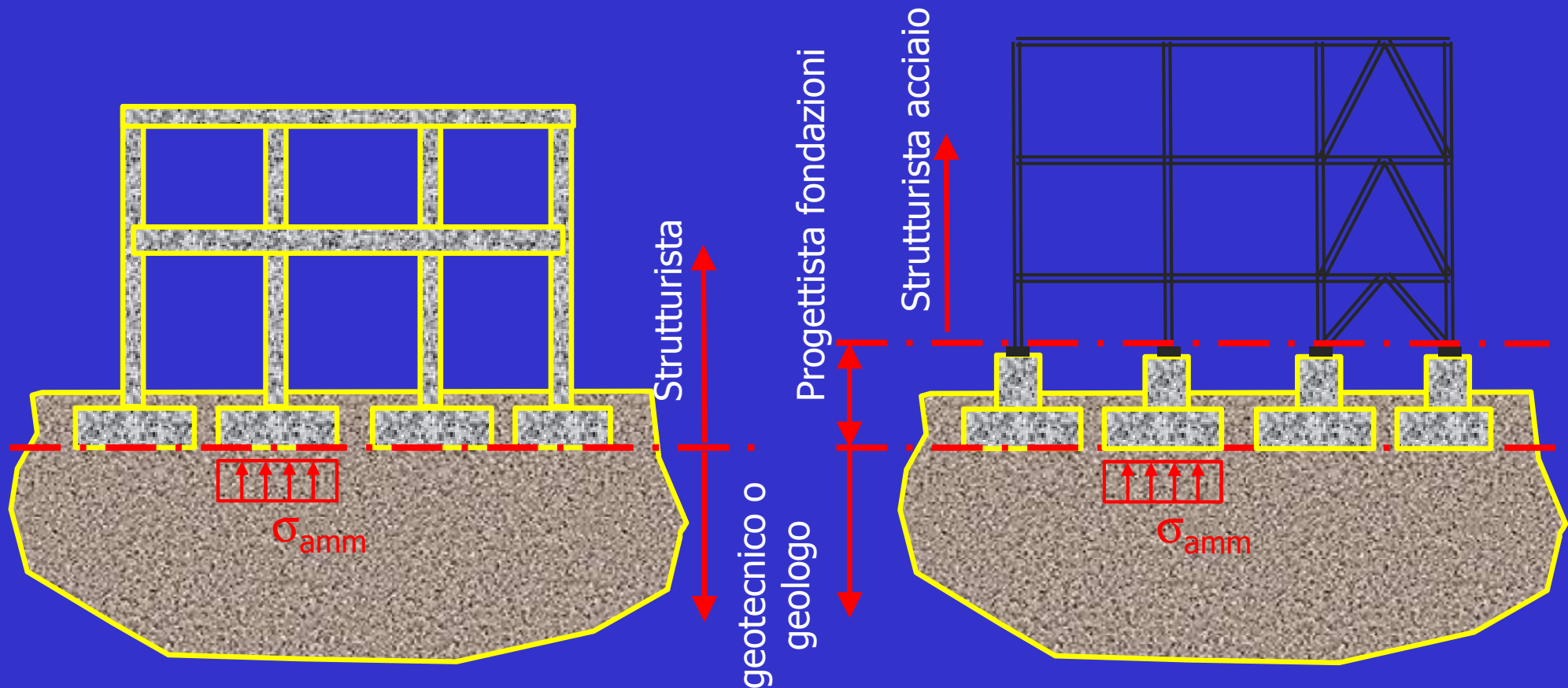
1. ASSICURARE CHE LA COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA NON DETERMINI SPROFONDAMENTI O FRANAMENTI DEL TERRENO (collasso)
2. GARANTIRE CHE I CEDIMENTI DEL TERRENO SIANO COMPATIBILI CON LA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA SOVRA-STRUTTURA
3. TALORA SI AGGIUNGONO ALTRI REQUISITI (es. VIBRAZIONI, oppure stabilità geologica (erosione))

PER RAGGIUNGERE LO SCOPO VOLUTO, OCCORRE

- CONOSCERE LA STRUTTURA, CIOÈ LE SUE RISORSE DI ADATTAMENTO ALLE DEFORMAZIONI
- CONOSCERE IL PIÙ POSSIBILE IL TERRENO , OVVERO QUELLA PORZIONE CHE SARA' INTERESSATA IN MANIERA RILEVANTE DALLA COSTRUZIONE (VOLUME SIGNIFICATIVO)
- PROCEDERE IN MODO COORDINATO E COERENTE FRA I DIVERSI AMBITI PROFESSIONALI COINVOLTI

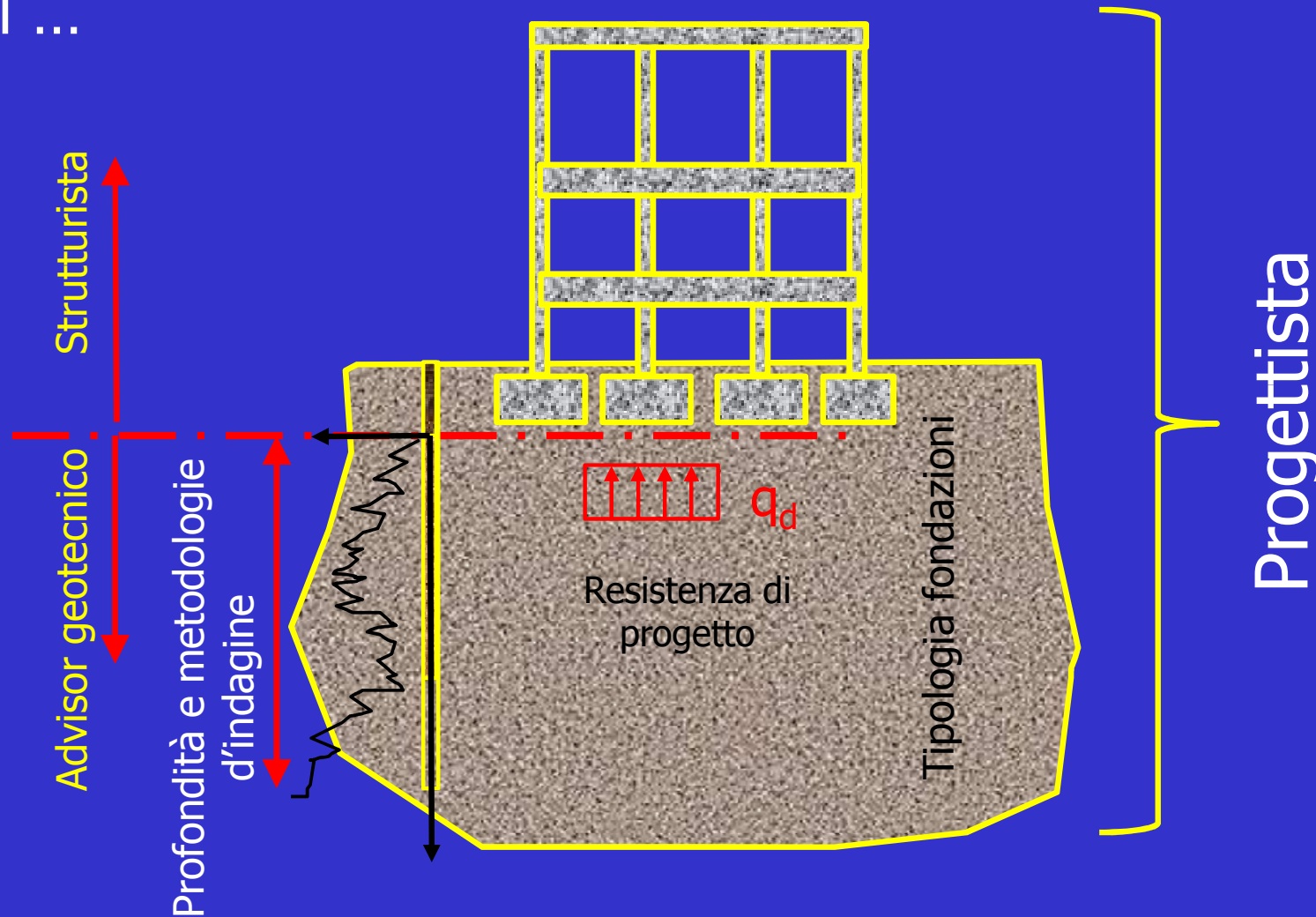
**L'ITER CONOSCITIVO E PROGETTUALE VA GUIDATO DAL
PROGETTISTA DELL'OPERA**

Tradizionalmente ...



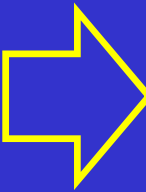
Spesso gli aspetti geotecnici precedono il progetto strutturale.
Frequentemente poca interazione tra le diverse competenze

Oggi ...



Lo schema concettuale delle Norme allo SLU (specie EC7) richiede un diretto coinvolgimento del progettista generale già nella fase di indagine geotecnica

REQUISITO**AZIONE**

1. ASSICURARE CHE LA COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA NON DETERMINI SPROFONDAMENTI O FRANGIMENTI DEL TERRENO (collasso) SLU (GEO oppure STR)  Calcolo **capacità portante**
Adeguatezza coefficiente di sicurezza
Verifica a scorrimento
Limitazione eccentricità
2. DEFORMABILITA' COMPATIBILI CON LA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA SOVRA-STRUTTURA (SLS)  Calcolo **cedimenti** e confronto con i valori tollerabili (forniti dallo strutturista)
3. ALTRI REQUISITI (VIBRAZIONI, (SLS))  Calcoli **di vario genere** (es. rigidità e smorzamenti)

Il soddisfacimento di tutti i requisiti , tramite idonee azioni (ipotesi e calcoli) conduce alla configurazione finale delle fondazioni

Un preview di che cosa otterremo alla fine di questa chiacchierata, per situazioni usuali, schemi ordinari, bassa sismicità

Terreni granulari (sabbie/ghiaie)

Fondazioni a plinto o travi rovesce: il requisito dominante, in genere, è la deformabilità (cedimenti inferiori a 23-30 mm in genere)

La capacità portante può essere critica solo per plinti molto piccoli o per opere poco sensibili a cedimenti (es. muri di sostegno)

Nel caso di fondazioni a platea, il problema della capacità portante non si pone

Terreni a grana fine (argille, limi argillosi)

La deformabilità è **sempre** il problema principale ma, specie per terreni normalmente consolidati o poco sovraconsolidati, la capacità portante può dominare (va fatta sia a breve termine che a lungo termine: le condizioni a breve termine sono critiche per argille NC, quelle a lungo termine per argille OC)

Fondazioni soggette a grosse azioni orizzontali / eccentricità

(sisma elevato – forti azioni laterali)

Indipendentemente dal tipo di terreno , la presenza di forti azioni orizzontali ed eccentricità del carico può degradare drasticamente la capacità portante di una fondazione , tale da rendere dominante questo requisito

Ciò avviene , ad esempio, per

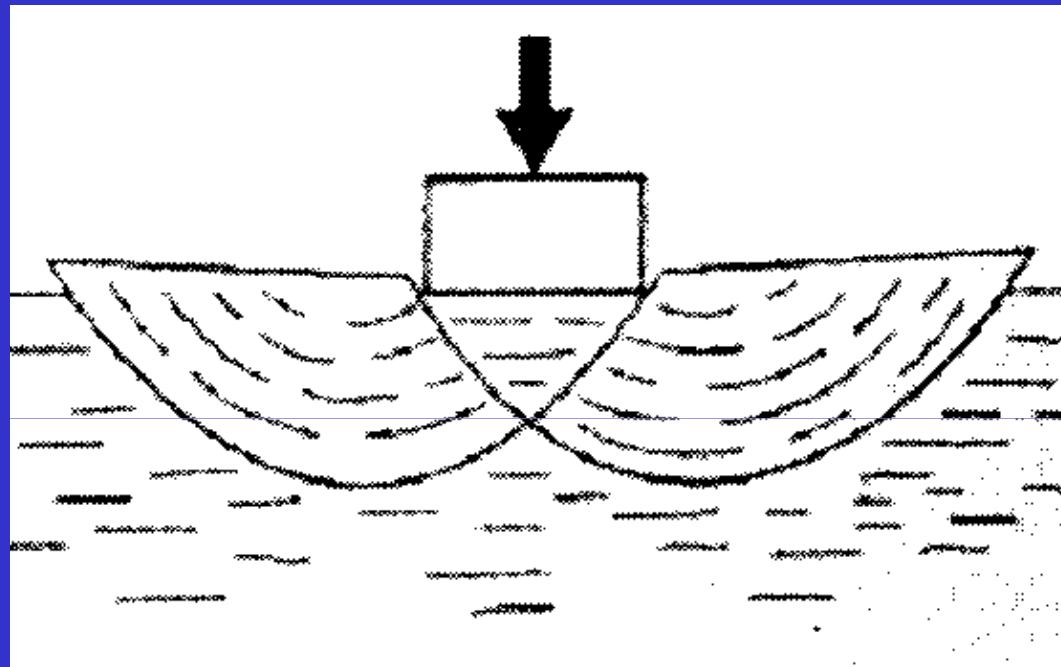
Fondazioni isolate di strutture snelle (pile da ponte, torri , ecc.)

Fondazioni di muri di sostegno (per i quali di solito la verifica dei cedimenti è trascurata)

Strutture immerse in acqua (cassoni)

CAPACITÀ PORTANTE

SLU: GEO



La capacità portante (resistenza per lo SLU-GEO) può essere calcolata con:

FORMULE ANALITICHE

es. Brinch- Hansen - rif. EC7 – parte 1 – Annex D)

APPROCCIO PIU' COMUNE E GENERALMENTE ACCETTATO

CORRELAZIONI DIRETTE con prove in situ o con parametri

sperimentali , correlazioni dirette con prove pressiometriche

(es: EC7 –P1 – Annex E) o con altri tipo di prova

correlazioni con resistenza uniassiale e RQD (rocce) (es: EC7 – P1 – Annex G)

(DAREMO QUALCHE CENNO SENZA ENTRARE IN DETTAGLI)

CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONI ANALITICHE

Come da tradizione, si individuano tre contributi alla capacità portante

1. Contributo della coesione (coeff. con pedice c)
2. Contributo del sovraccarico ai lati della fondazione (coeff. con pedice q)
3. Contributo del peso specifico del terreno (coeff. con pedice γ)

I tre contributi si sommano. A loro volta, i tre addendi contengono diversi coefficienti che dipendono da molteplici fattori

| | | | |
|-----------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| Parametri del terreno | ϕ, γ | inclinazione della base | Coeff. $b_c \ b_q \ b_\gamma$ |
| Eccentricità carico | $e = M / V, B_{\text{eff}}$ | Inclinaz. piano campagna | Coeff. $g_c \ g_q \ g_\gamma$ |
| Inclinazione carico | Coeff. $i_c \ i_q \ i_\gamma$ | Profondità quota d'imposta | Coeff. $d_c \ d_q \ d_\gamma$ |
| Forma fondazione | Coeff. $s_c \ s_q \ s_\gamma$ | Accelerazione sismica | Coeff. $z_c \ z_q \ z_\gamma$ |

Non considerati da EC7-P1 – Annex D

CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONE GENERALE

Condizioni drenate

$$\begin{aligned}
 q_u = \frac{R_u}{A_{\text{eff}}} = & c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot (d_c \cdot g_c) \cdot [z_c] + \textcircled{1} \\
 & + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot (d_q \cdot g_q) \cdot [z_q] + \textcircled{2} \\
 & + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \bar{\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot (d_\gamma \cdot g_\gamma) \cdot [z_\gamma] + \textcircled{3}
 \end{aligned}$$

$$q_{u,d} = \frac{q_u}{\gamma_R}$$

Espressione da usare per terreni granulari e per terreni a grana fine in condizioni drenate (a lungo termine)

Per ghiaie, sabbie, limi, argille NC $c'=0$

I coefficienti vanno stimati con angolo d'attrito di design

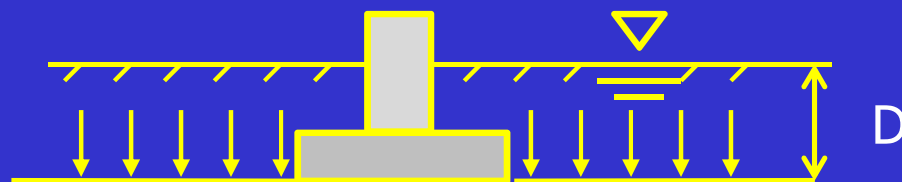
CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONE GENERALE

Condizioni drenate – Assunzioni Importanti

Contributo della coesione c' : in genere è **nullo** , salvo che per argille molto sovra-consolidate, terre cementate ecc. NB : non confondere c' con la resistenza a taglio non drenata S_u . Per argille, i valori di c' usuali sono dell'ordine di 0÷20 kPa e derivano da prove in laboratorio (TX e taglio diretto)

Contributo del sovraccarico q : occorre valutare con **estrema attenzione** quale sovraccarico ipotizzare, sempre presente. In caso di muri di sostegno o fondazioni molto superficiali, spesso va ignorato.

In presenza di falda, occorre considerarne la componente efficace



$$q=q'=\gamma' \cdot D$$

Occorre chiedersi: quale percentuale di D sarà sempre presente?

CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONE GENERALE

Condizioni drenate – Assunzioni importanti

Contributo del peso del terreno: il peso specifico che appare nell'equazione generale, moltiplicato per N_{γ} , va assunto come segue

$\gamma = \gamma_d$ se la falda è sufficientemente profonda

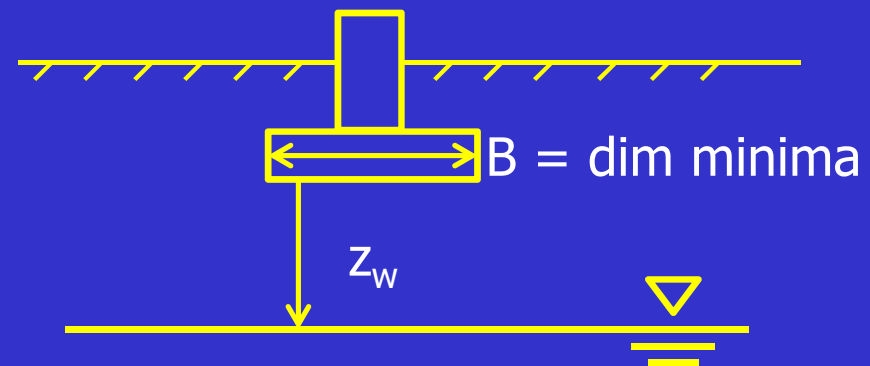
$\gamma = \gamma'$ se la falda raggiunge la quota d'imposta delle fondazioni

$\gamma = \bar{\gamma}$ in situazioni intermedie, con

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B} \cdot (\gamma_d - \gamma') \leq \gamma_d$$

$\gamma_d =$ peso secco

$\gamma' =$ peso sommerso = $\gamma_{sat} - \gamma_w$



NB: quale livello di falda occorre considerare?

CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONE GENERALE

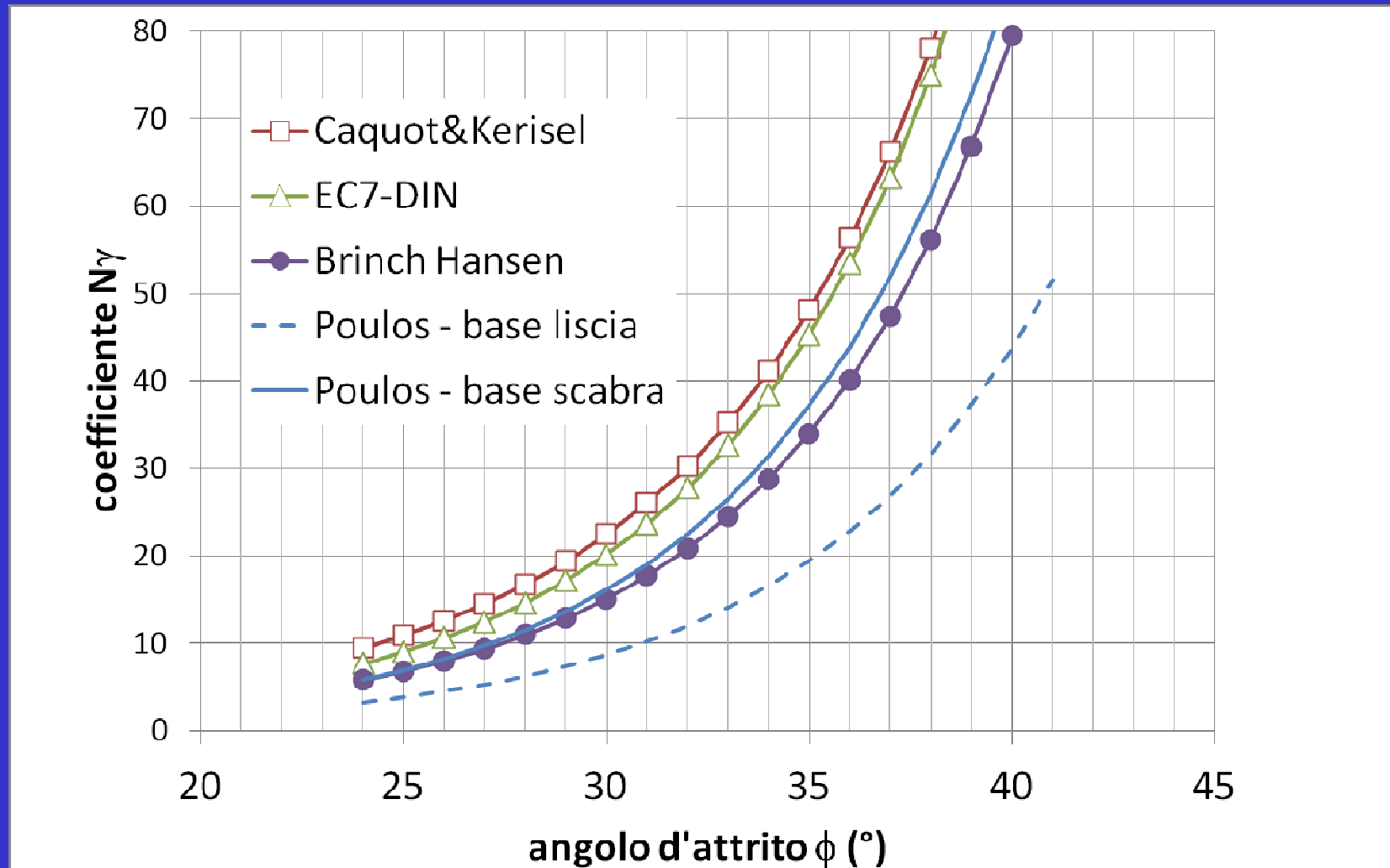
Condizioni drenate – coefficienti di capacità portante N_c N_q N_g

$$N_q = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad \text{Soluzioni "esatte"}$$

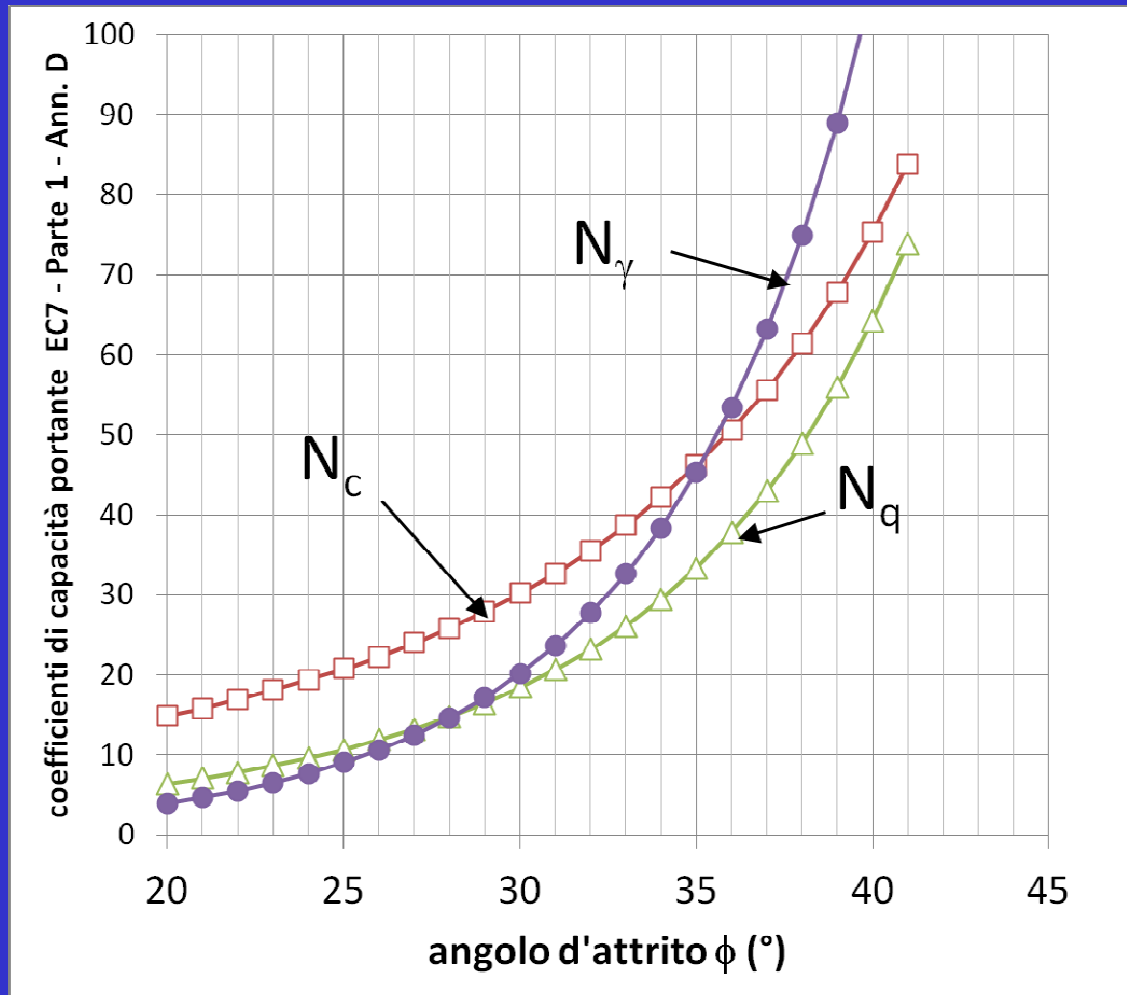
$$N_\gamma \approx \begin{array}{ll} 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi & \text{Caquot \& Kerisel(1953) – accettata da API} \\ 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi & \text{EC7 – formula DIN per base scabra } \delta \geq \phi/2 \\ 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi & \text{Brinch Hansen (1970) - **CONSERVATIVA**} \end{array}$$

$$N_\gamma \approx \begin{array}{ll} 0.0663 \cdot e^{9.3\phi} & \text{base liscia} \\ 0.1054 \cdot e^{9.6\phi} & \text{base scabra} \end{array} \quad \begin{array}{l} \phi \text{ in rad} \\ \text{Raccomandate da **Poulos et al** (2001)} \end{array}$$

CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONE GENERALE

Condizioni drenate – coefficienti N_γ secondo varie formule

CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONE GENERALE
 Condizioni drenate – coefficienti N_c N_q N_γ secondo EC7

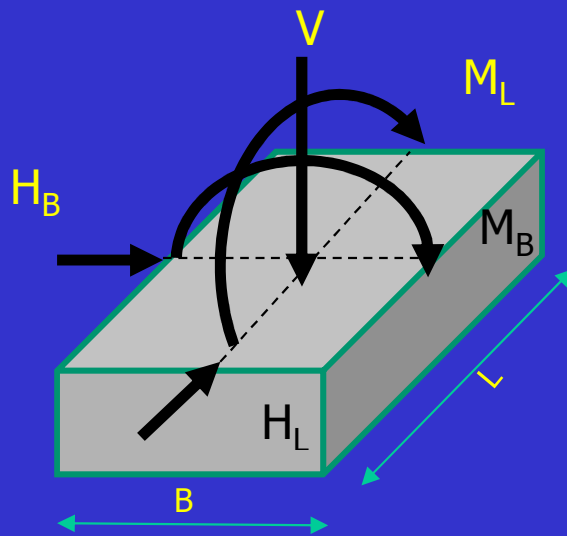


| ϕ [°] | N_c | N_q | N_γ |
|------------|-------|-------|------------|
| 20 | 14.83 | 6.40 | 3.93 |
| 21 | 15.81 | 7.07 | 4.66 |
| 22 | 16.88 | 7.82 | 5.51 |
| 23 | 18.05 | 8.66 | 6.50 |
| 24 | 19.32 | 9.60 | 7.66 |
| 25 | 20.72 | 10.66 | 9.01 |
| 26 | 22.25 | 11.85 | 10.59 |
| 27 | 23.94 | 13.20 | 12.43 |
| 28 | 25.80 | 14.72 | 14.59 |
| 29 | 27.86 | 16.44 | 17.12 |
| 30 | 30.14 | 18.40 | 20.09 |
| 31 | 32.67 | 20.63 | 23.59 |
| 32 | 35.49 | 23.18 | 27.72 |
| 33 | 38.64 | 26.09 | 32.59 |
| 34 | 42.16 | 29.44 | 38.37 |
| 35 | 46.12 | 33.30 | 45.23 |
| 36 | 50.59 | 37.75 | 53.40 |
| 37 | 55.63 | 42.92 | 63.18 |
| 38 | 61.35 | 48.93 | 74.90 |
| 39 | 67.87 | 55.96 | 89.01 |
| 40 | 75.31 | 64.20 | 106.05 |
| 41 | 83.86 | 73.90 | 126.74 |
| 42 | 93.71 | 85.37 | 151.94 |

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Condizioni drenate – Correttivi per effetto "forma" ed eccentricità carico - fondazione rettangolare

La forma della fondazione entra nella definizione dei coefficienti correttivi s_c s_γ s_q ; permette inoltre di incorporare gli effetti dell'eccentricità dei carichi



$$e_B \leq \frac{B}{3} \quad e_L \leq \frac{L}{3}$$

EC7

$$e_B = M_B/V \quad e_L = M_L/V \quad A_{eff} = B' \cdot L'$$

$$B_{eff} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{eff} = L - 2 \cdot e_L$$

EC7

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\phi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.30 \frac{B'}{L'}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Lancellotta e altri

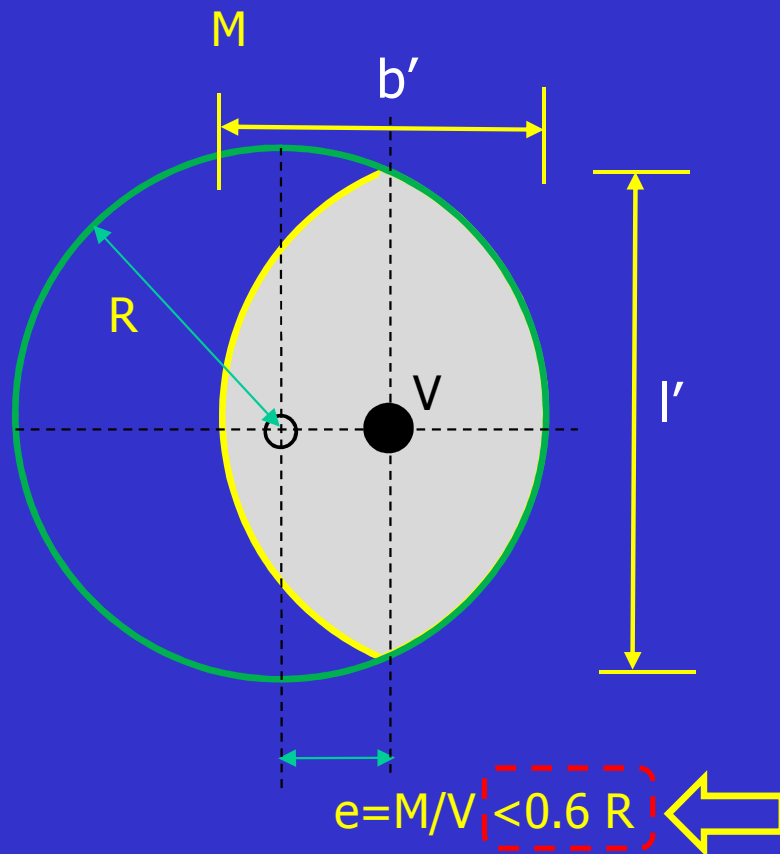
$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan(\phi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.40 \frac{B'}{L'}$$

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Condizioni drenate – Correttivi per effetto "forma" ed eccentricità carico – fondazione circolare

Ci si riduce ad una fondazione rettangolare equivalente centrata sotto il carico



$$e = M/V$$

$$A_{\text{eff}} = 2R^2 \left(\text{Arc cos} \frac{e}{R} - \frac{e}{R} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R} \right)^2} \right)$$

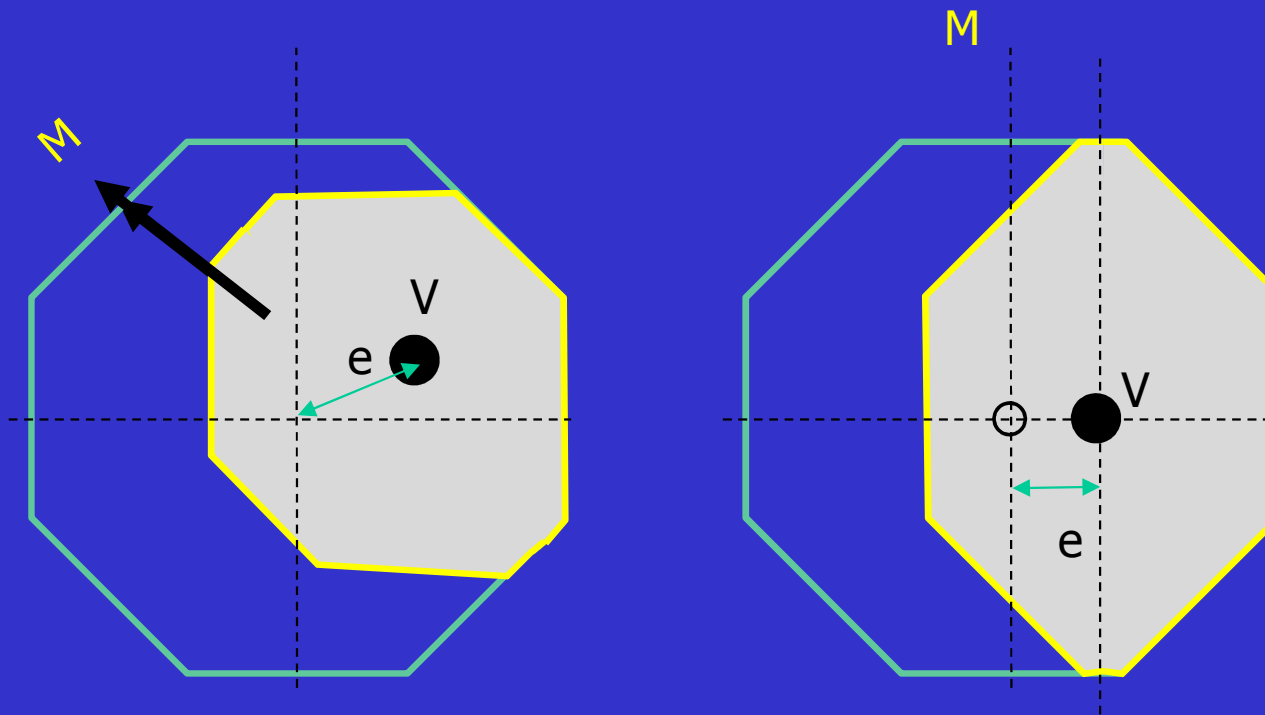
$$A_{\text{eff}} = B_{\text{eff}} \cdot L_{\text{eff}}$$

$$\frac{B'}{L'} = \frac{b'}{l'} = \sqrt{\frac{R - e}{R + e}}$$

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Condizioni drenate – Correttivi per effetto "forma" ed eccentricità carico – altre forme

Ci si riduce sempre ad una fondazione rettangolare equivalente centrata sotto il carico



L'importante è includere l'effetto dell'eccentricità

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – Correttivi per inclinazione del carico

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_{\text{eff}} \cdot c' \cdot \cot \phi} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_{\text{eff}} \cdot c' \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$$

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

$$m_B = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$$

$$m_L = \frac{2 + L' / B'}{1 + L' / B'}$$

$$\cos \theta = H_L / H_B \quad H = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$$

Formule in accordo con EC7 -P1 – Annex D

In letterature e in alcune specifiche tecniche sono indicate altre formule, molto più cattive

QUESTI FATTORI POSSONO ESSERE MOLTO PENALIZZANTI esempio

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – Correttivi per inclinazione del carico

Consideriamo un terreno puramente granulare ($c'=0$) soggetto ad un'azione H pari a circa il 15% di V , ed un plinto quadrato, con eccentricità simili nelle due direzioni ($B'/L' \cong 1$)

Si ottiene: $m = 3/2$

$$i_q = (1 - 0.15)^{3/2} = 0.783 \quad i_\gamma = (1 - 0.15)^{5/2} = 0.666$$

Un'azione orizzontale pari al 15% del carico penalizza di oltre il 20% il contributo del sovraccarico e di oltre il 30% il contributo del peso del terreno

Consideriamo ora un classico muro di sostegno – fondazione nastriforme

$$B'/L' = 0 \quad m = 2$$

In un muro progettato in condizioni limite nei riguardi dello scorrimento,

$$H/V = 0.25 \div 0.30 \quad i_q < (1 - 0.25)^2 = 0.56 \quad i_\gamma < (1 - 0.25)^3 = 0.42$$

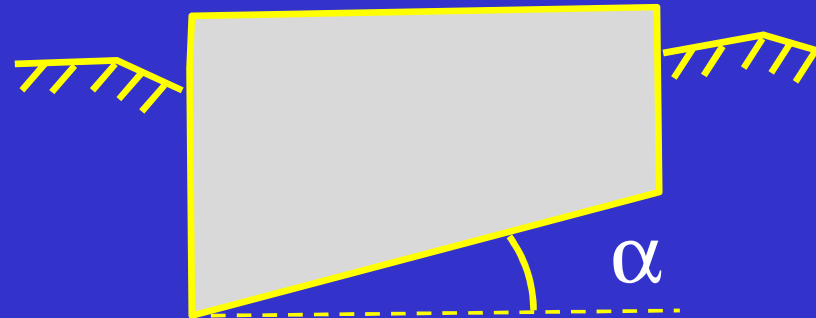
Oltre la metà della capacità portante è erosa da questo effetto. Effettuata in questo modo, la verifica a capacità portante diventa dimensionante per un muro

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – Correttivi per inclinazione della base

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2$$



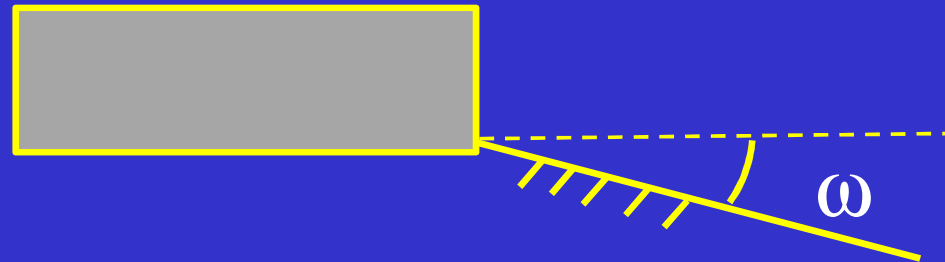
Formule in accordo con EC7 –P1 – Annex D

Questo fattore può essere rilevante nel caso di muri con base inclinata, per contrastare lo scivolamento. Inusuale nelle condizioni ordinarie di fondazioni di edifici

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – Correttivi per inclinazione superficie

$$g_c = g_q - \frac{(1 - g_q)}{N_c \cdot \tan \phi}$$
$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2$$



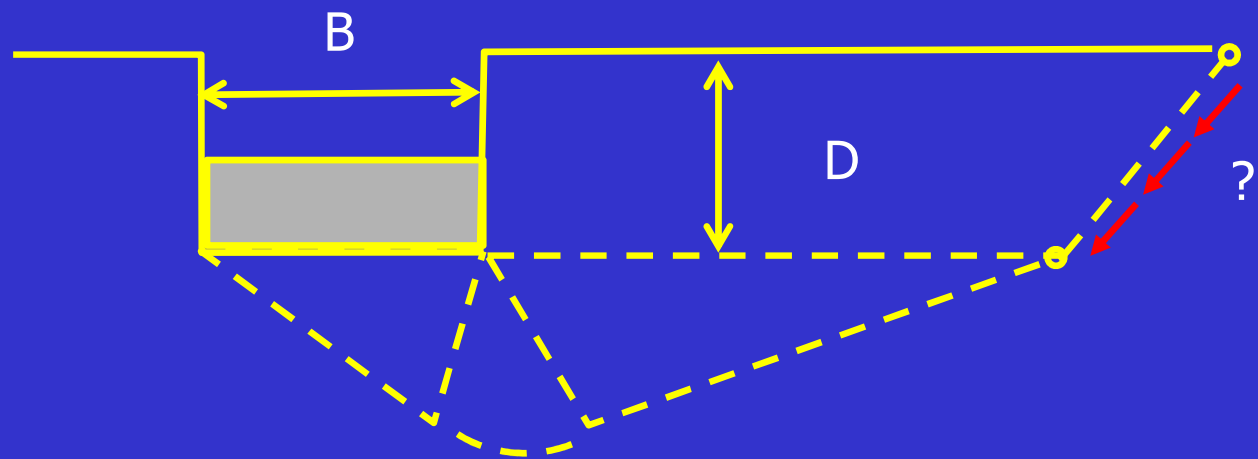
Contributi non previsti da EC7 -P1 – Annex D

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – Correttivi per profondità piano d'imposta

La presenza di terreno (come usuale) al di sopra della quota d'imposta delle fondazioni, oltre che essere messa in conto come sovraccarico q , potrebbe essere considerata anche tramite coefficienti $d_c d_q d_\gamma > 1$ (riportati in alcuni testi ma non da EC7).

Questi coefficienti tengono conto della possibile resistenza a taglio che si sviluppa lungo l'eventuale linea di rottura che prosegue sopra la quota d'imposta e dipendono dal rapporto D/B



Poiché la resistenza a taglio offerta dal terreno sopra la quota d'imposta è in genere inaffidabile, si raccomanda di porre $d_c = d_q = d_\gamma = 1$

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – Correttivi accelerazione sismica

Nell'ambito dell'approccio sismico pseudo-statico, anche la massa del terreno delimitato dal meccanismo di collasso è sottoposta ad un'accelerazione orizzontale k_h che, nel complesso, diminuisce la resistenza della fondazione. Se ne tiene conto con i coefficienti z_c z_q z_γ

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi)}\right)^{0.35}$$

Paolucci & Pecker (1997)

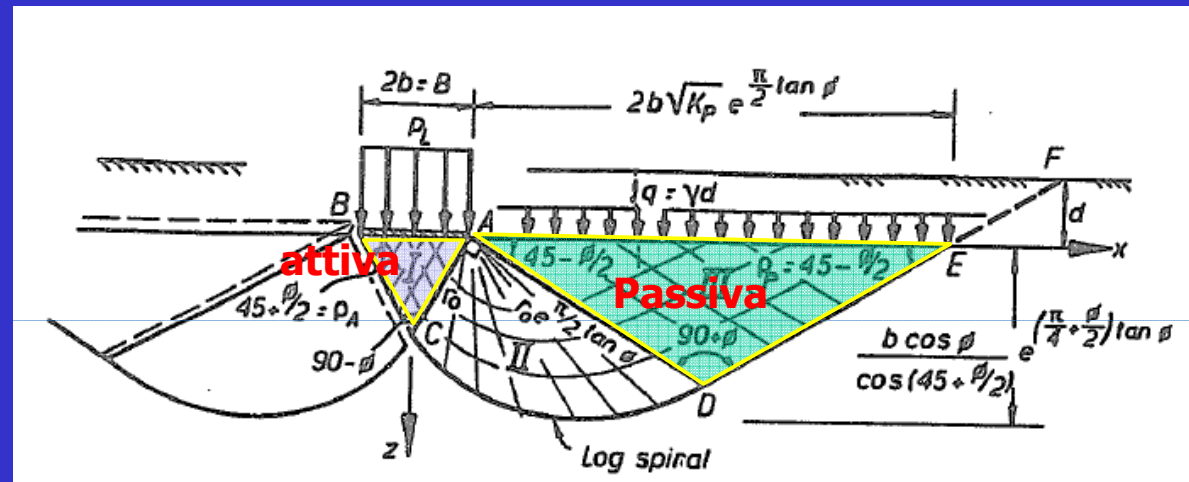
$$z_c \cong (1 - 0.3 \cdot k_h)$$

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – considerazioni finali

Scelta la formula più “convincente” (per esempio, ci si può riferire a EC7), molto importanti sono le assunzioni alla base della definizione dei parametri di resistenza: quale valore per c' e ϕ ?

In linea generale, alla base di una verifica allo SLU c'è l'ipotesi implicita che il carico limite possa essere raggiunto a prezzo di grosse deformazioni.



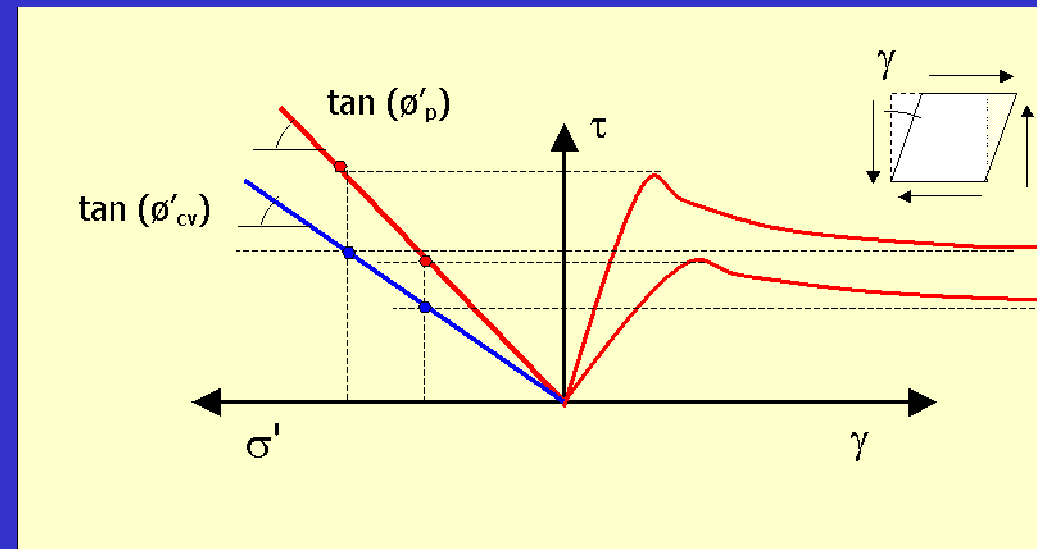
Questo comporta conseguenze non trascurabili sulla scelta dei parametri ...

Capacità portante

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – considerazioni finali

Nel caso di terreni sabbiosi o ghiaiosi l'angolo d'attrito ϕ da introdurre nelle formule deve essere più prossimo al valore critico ϕ_{cv} piuttosto che al valore di picco.

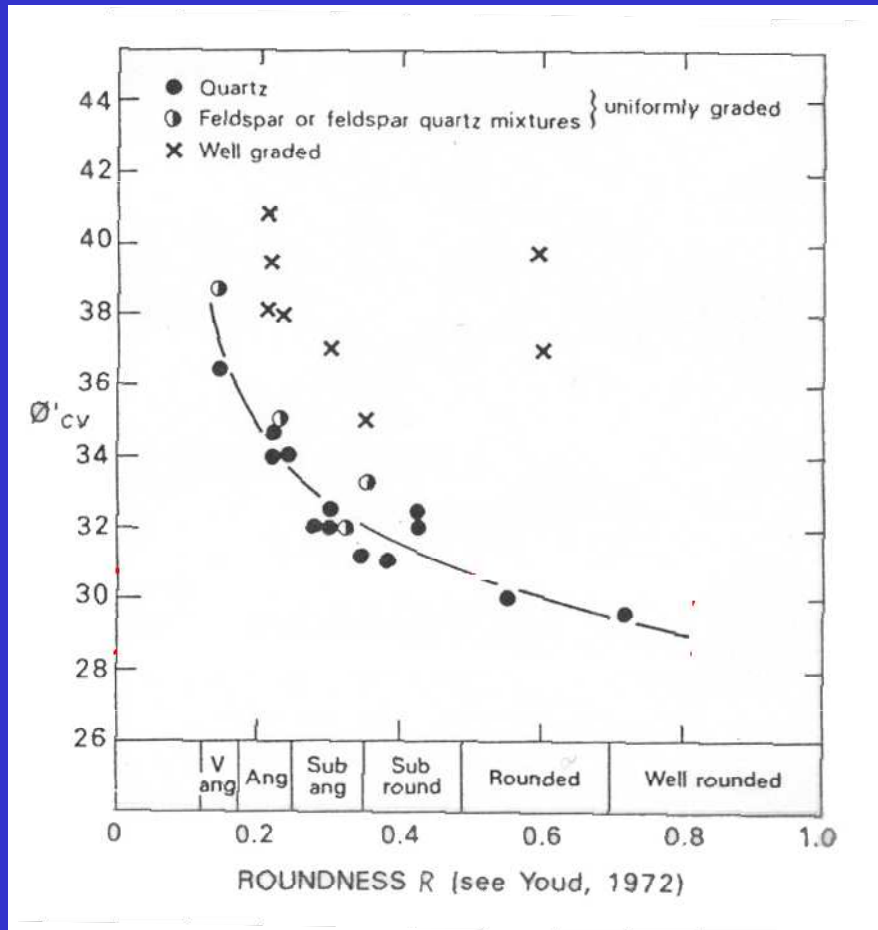
Probabilmente, introdurre il valore ϕ_{cv} è un'assunzione troppo cautelativa, anche se, nella sostanza, nel caso di sabbie o ghiaie, il rispetto dello SLU GEO è difficilmente dimensionate, salvo il caso di plinti molto piccoli.



In sostanza occorre stimare ϕ_{cv} che non dipende dal grado di addensamento, poi stimare ϕ_p e quindi scegliere un angolo di attrito caratteristico $\phi_{cv} < \phi_k < \phi_p$.

Nel caso di plinti con dimensioni simili si dovrebbe tenere conto di un angolo d'attrito in condizioni triassiali (minore di quello in condizioni plane strain).

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – considerazioni finali

Angolo d'attrito allo stato critico ϕ_{cv}

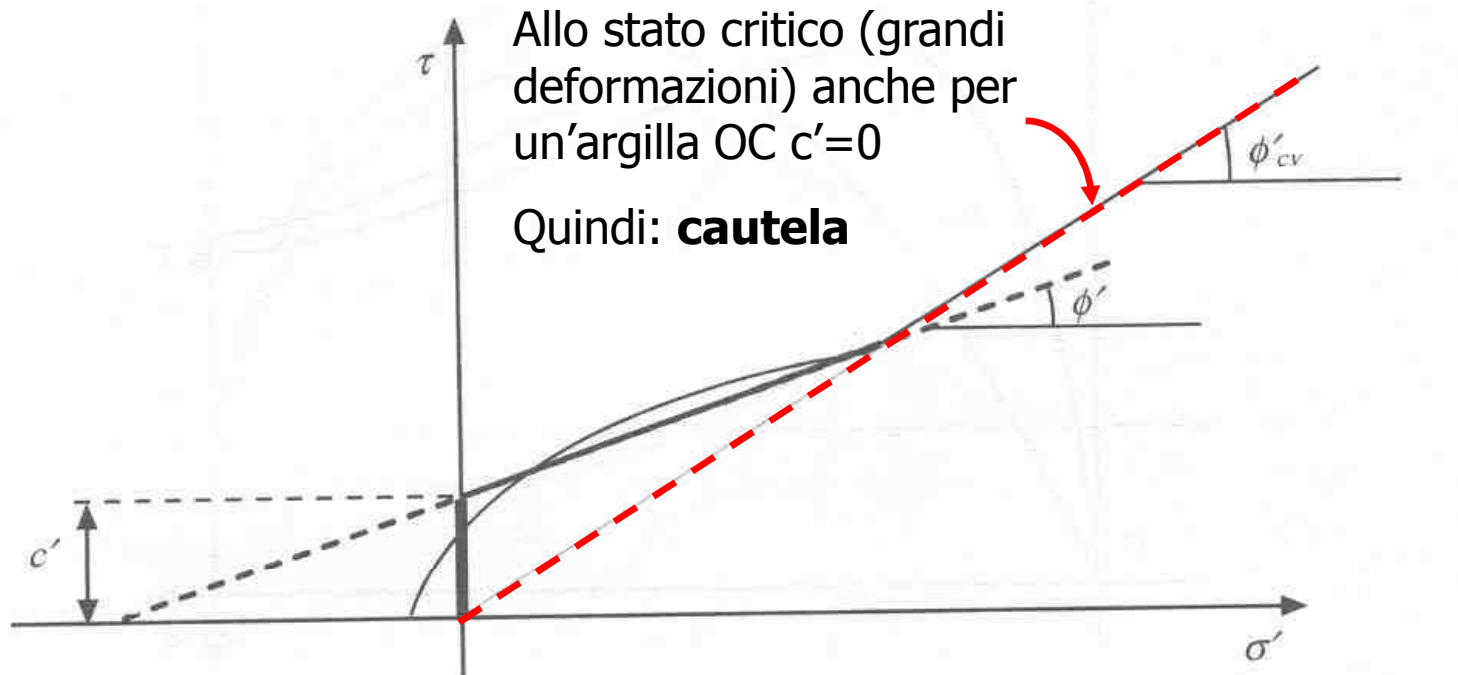
- Dipende solo dalla composizione della matrice
- Non dipende dall'addensamento

Valori tipici di ϕ_{cv}

| | |
|---------------|--------|
| Sabbie limose | 29-30° |
| Sabbie pulite | 31-33° |
| Ghiaie | >33° |

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – considerazioni finali

TERRENI A GRANA FINE



Linearizzazione e troncamento dell'involucro di rottura per un'argilla fortemente sovraconsolidata.

CAP. PORTANTE- Cond. drenate – considerazioni finali

VERIFICA A SCORRIMENTO

Una seconda verifica allo SLU GEO è la verifica a scorrimento alla base.

Si noti che, in genere, quando la verifica a scorrimento non è soddisfatta, anche alcuni dei coefficienti nell'espressione della capacità portante assumono valori molto bassi.

Nell'ambito di una verifica allo SLU è possibile includere anche il contributo della resistenza passiva apportata dal terreno circostante la fondazione, ovviamente se sussistono le condizioni per le quali se ne possa tenere conto.

CAPACITÀ PORTANTE- ESPRESSIONE GENERALE

Condizioni non drenate (argille a breve termine)

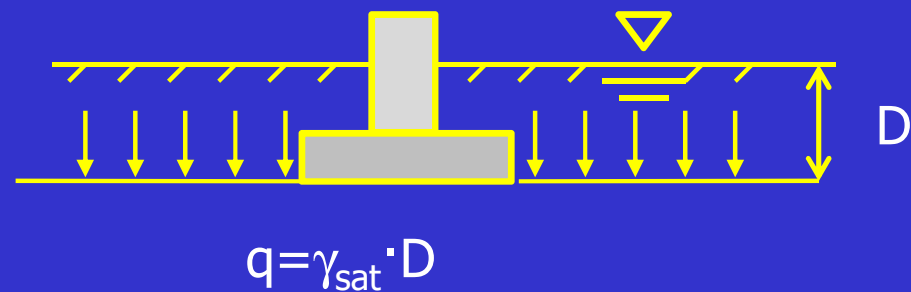
$$q_u = \frac{R_u}{A_{\text{eff}}} = S_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot (d_c \cdot g_c) \cdot [z_c] + q$$

$$q_{u,d} = \frac{q_u}{\gamma_R}$$

Espressione da usare per terreni a grana fine in condizioni non drenate (a breve termine)

S_u = resistenza a taglio non drenata ($S_{u,d}$)

Contributo del sovraccarico q :
valgono le medesime considerazioni svolte nel caso drenato, tuttavia il sovraccarico è da considerare nella sua componente totale



CAP. PORTANTE- Condizioni non drenate – coefficienti correttivi e

Per la definizione delle caratteristiche geometriche efficaci B' e L' , dipendenti dall'eccentricità dei carichi, valgono le medesime considerazioni svolte per le condizioni drenate.

Coeff. di forma

$$s_c = 1 + 0.20 \frac{B'}{L'} \quad \text{EC7}$$

Coeff. di inclinazione carico

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_{\text{eff}} S_u}} \right) \quad H < A_{\text{eff}} S_u \quad \text{EC7}$$

Inclinazione base

$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{2 + \pi}$$



Non previsti da EC7

sisma

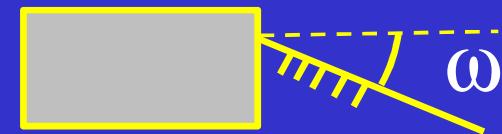
$$z_c \cong (1 - 0.3 \cdot k_h)$$

Approfondimento base $d_c = 1$
(raccomandato)

Inclinazione superficie $g_c = 1$

Aggiungere il termine negativo:

$$- B' \cdot \gamma \cdot \sin \omega$$



Capacità portante

CAP. PORTANTE- Condizioni non drenate

ALCUNE INDICAZIONI SULLA RESISTENZA A TAGLIO NON DRENATA

| S_u [kPa] | consistenza dell'argilla | |
|----------------|--------------------------|------------|
| <20 | molto molle | very soft |
| 20 - 40 | Molle | soft |
| 40 - 75 | media | firm |
| 75 -150 | compatta | stiff |
| 150 - 300 | molto compatta | very stiff |
| >300 | dura | hard |

Prove semplici: Torvane, PP

Prove idonee: Scissometriche, ecc

Prove CPT-CPTU

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{15}$$

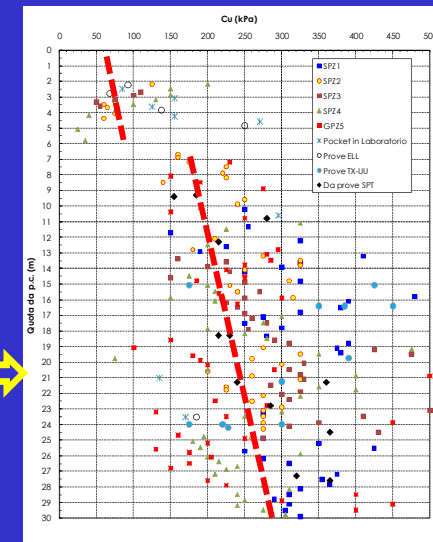
Prova SPT S_u [kPa] = (5÷7) · N_{spt}

Prove di lab.: TX-UU TX-CIU

Per stabilire un valore caratteristico $S_{u,k}$ è bene confrontare i valori stimati con diverse correlazioni

In genere S_u cresce con la profondità

$$S_u \cong (0.11 + 0.0037 \cdot PI) \cdot (OCR)^{0.8} \times \sigma'_v$$



CAP. PORTANTE- Condizioni non drenate e drenate

La resistenza a taglio non drenata è prodotta dalla storia tensionale subita dall'argilla, ossia dalla preconsolidazione. Tanto maggiore è lo sforzo normale subito in passato, tanto maggiore è la resistenza a taglio

Se lo sforzo normale attuale è il massimo mai sperimentato, l'argilla è detta normalmente consolidata NC, altrimenti è detta sovraconsolidata OC

Un'argilla NC ha, per sua natura, una resistenza a taglio a breve termine bassissima. Subito dopo l'applicazione del carico, quindi, si determinano le condizioni più pericolose; la sicurezza migliora quando l'argilla consolida, a prezzo di grosse deformazioni

Viceversa un'argilla fortemente OC ha una resistenza maggiore a breve piuttosto che a lungo termine. Vi sono poi situazioni intermedie

IN OGNI CASO OCCORRE DETERMINARE LA CAPACITÀ PORTANTE SIA A BREVE CHE A LUNGO TERMINE

CAPACITÀ PORTANTE STIMATA DA PROVE IN SITU

Da prove pressiometriche (EC7 – parte 1 – Annex E)

$$q_u = k \times (p_L - \sigma_{h,0}) + \sigma_{v,0} \quad 0.8 \leq k \leq 3$$

p_L = pressione limite

$\sigma_{v,0}$ = sforzo vert. totale

$\sigma_{h,0}$ = sforzo orizz. totale $\cong K_0 \sigma'_{v,0} + u$

Relazioni di uso non frequente nel nostro Paese – da utilizzare per confronto con i metodi classici

CAPACITÀ PORTANTE STIMATA DA PROVE IN SITU

Da prove CPT (rif. Can. Found. Eng. Man. 4th ed)

Sabbie

$$q_u = K_\phi \times \bar{q}_c \quad K_\phi \cong 0.16 \text{ (suggerito)}$$

Limi e argille (in cond. non drenate)

$$q_u = K_{SU} \times \bar{q}_c + q \quad K_{SU} \cong 0.30 \text{ (suggerito)}$$

$q = \text{sovraccari co ai lati}$

\bar{q}_c

= resistenza alla punta mediata su una profondità pari alla larghezza B della fondazione

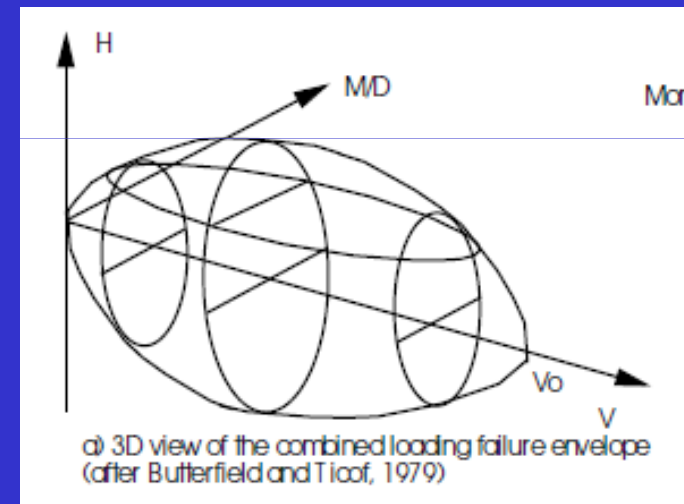
Relazioni di uso non frequente nel nostro Paese – da utilizzare per confronto con i metodi classici

DOMINI D'INTERAZIONE

Piuttosto che utilizzare la classica relazione di Brinch Hansen, basata su assunzioni talora in disaccordo con un'impostazione rigorosa in termini di meccanica del continuo, si stanno via via affermando metodi che mirano a definire un legame complesso, ma più corretto, tra le varie componenti di carico. Si ottengono in questo modo, nello spazio delle azioni, domini d'interazione concettualmente assimilabili, ad esempio, ai domini usati dagli ingegneri per definire la resistenza di un elemento strutturale soggetto a sforzi pluriassiali (vedi p.e. Nova & Montrasio (1991))

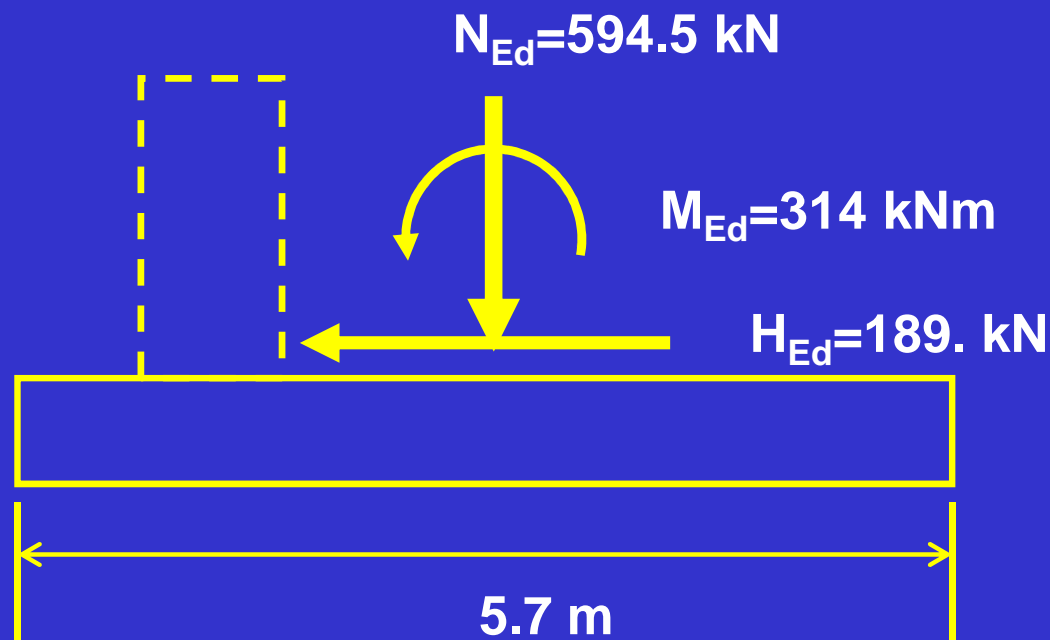
Tali domini incorporano tutti i meccanismi possibili di collasso, in modo complesso e sono oggi usati anche problemi d'interazione (macroelementi)

Si ritiene che nei prossimi anni il metodo sarà in uso nella pratica, ma per ora la trattazione è al di fuori dello scopo di questo corso pratico



DOMINI D'INTERAZIONE: esempio Capacità portante

Calcoliamo la capacità portante della fondazione del muro di sostegno su un metro di fondazione nastriforme si hanno le seguenti azioni



DOMINI D'INTERAZIONE: esempio Capacità portante

Metodo di Brinch Hansen

Partendo da un angolo d'attrito caratteristico pari a 32° ,
ragioniamo con l'angolo d'attrito di progetto $\phi'_d = 26.5^\circ$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B_{eff} N_\gamma i_\gamma + q N_q i_q \quad q_d = q_{lim} / (\gamma_R = 1 \text{ muri})$$

in cui abbiamo riportato i soli coefficienti diversi da 1

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$q = \text{trascurato}$

$$B_{eff} = B - 2e = 4.64 \text{ m}$$

$$N_\gamma = 11.46$$

$$N_q = 12.5$$

$$i_\gamma = 0.32$$

$$i_q = 0.465$$

←
coeff. riduttivi a causa della
presenza di carichi
orizzontali

$$q_d = 162 + 0 = 162 \text{ kPa} > q_{Ed} = N_{Ed} / B_{eff} = 128 \text{ kPa} \quad \mathbf{OK}$$

DOMINI D'INTERAZIONE: esempio

Metodo del dominio (vedi Viggiani (1998))

definiamo:

$$h = \frac{H_{ED}}{0.5N_{max}}; m = \frac{M_{ED}}{0.4B \cdot N_{max}}; v = \frac{N_{ED}}{N_{max}}$$

N_{max} = carico limite per sola azione centrata

B = larghezza della fondazione nastriforme

il dominio ha un'equazione del tipo

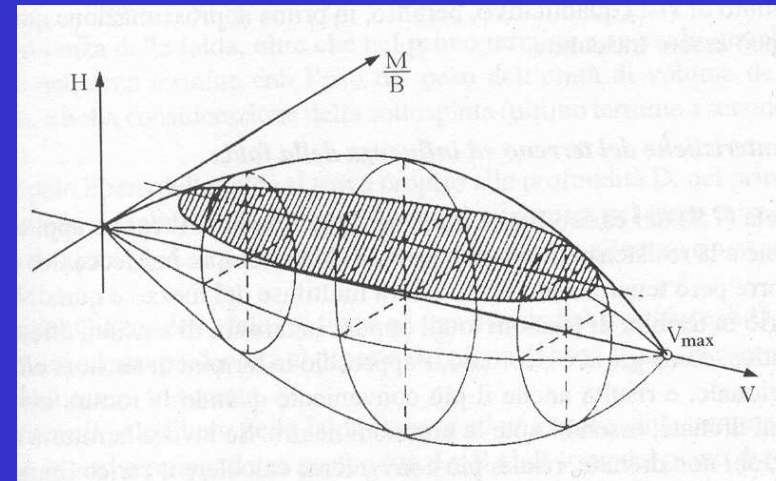
$$m^2 + h^2 = v^2 \cdot (1 - v)^2$$

muovendosi in un piano $v = \text{cost.}$ (azione assiale costante), il percorso dei carichi (m, h) sta in un cerchio di raggio $R = v(1 - v)$. "Un" coefficiente di sicurezza può essere definito, ad esempio, come il rapporto tra R e la distanza del punto tensione dall'origine:

$$F_s = \frac{v \cdot (1 - v)}{\sqrt{m^2 + h^2}}$$

ottenendo in questo caso

$$F_s = 1.2$$



DOMINI D'INTERAZIONE: esempio

Metodo dell' Eurocodice 8 (App. F)

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &:= 11.46 & B &:= 5.7 & \phi &:= 26.5 \text{ deg} & a_g &:= 0.15 \\
 N_{\max} &:= \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot (1 - 0.5 \cdot a_g \cdot 1.25) \cdot B^2 \cdot N_\gamma & N_{\max} &= 3206 \\
 N_{ED} &:= 595 & V_{ED} &:= 189 & M_{ED} &:= 314 & \gamma_{RD} &:= 1. \\
 N &:= \frac{\gamma_{RD} \cdot N_{ED}}{N_{\max}} & V &:= \frac{\gamma_{RD} \cdot V_{ED}}{N_{\max}} & M &:= \frac{\gamma_{RD} \cdot M_{ED}}{B \cdot N_{\max}} \\
 N &= 0.186 & V &= 0.059 & M &= 0.017 & F &:= \frac{a_g}{\tan(\phi)} & F &= 0.301 \\
 a &:= 0.92 & d &:= 1.25 & k &:= 1 & c_M &:= 1.01 \\
 b &:= 1.25 & e &:= 0.41 & k_1 &:= 0.39 & c_{1M} &:= 1.01 \\
 c &:= 0.92 & f &:= 0.32 & c_T &:= 1.14 & \beta &:= 2.9 \\
 m &:= 0.96 & & & \gamma &:= 2.8 \\
 (1 - m \cdot F)^{k_1} &= 0.876 \\
 \frac{(1 - e \cdot F)^{c_T} \cdot (\beta \cdot V)^{c_T}}{(N)^a \cdot \left[(1 - m \cdot F^k)^{k_1} - N \right]^b} + \frac{(1 - f \cdot F)^{c_{1M}} \cdot (\gamma \cdot M)^{c_M}}{(N)^c \cdot \left[(1 - m \cdot F^k)^{k_1} - N \right]^d} - 1 &= 0.176
 \end{aligned}$$

> 1 NON VERIFICATO!

Considerazioni conclusive

Le formule presentate valgono per **terreni omogenei**: in caso di terreni stratificati occorre introdurre ipotesi semplificative, in genere possibili.

Ad esempio, il primo tentativo da fare è quello di **verificare** se è possibile una sufficiente capacità portante considerando i **parametri dello strato più debole**

Altrimenti occorre (o meglio occorrerebbe) ricorrere **a metodi ad hoc** per situazioni disomogenee : si raccomanda, in proposito, la lettura del lavoro di Poulos et al (2001) che riassume alcuni degli approcci disponibili in letteratura (p.e. Okamura et al. (1998)) . Certo è che non sempre è possibile individuare l'approccio idoneo per il proprio problema. Occorre quindi sempre una certa dose di giudizio personale.

Si tralascia la dimostrazione, del resto ovvia, ma è facile rendersi conto che per situazioni ordinarie le verifiche di capacità portante sono usualmente soddisfatte in terreni granulari, anche con valori dell'angolo d'attrito bassi, quanto la dimensione della fondazioni superano i 3-4 m di lato. Viceversa anche con fondazioni molto larghe, nel caso di terreni coesivi, specie in condizioni non drenate, talora le verifiche di capacità portante possono costituire un problema.

Aspetti progettuali

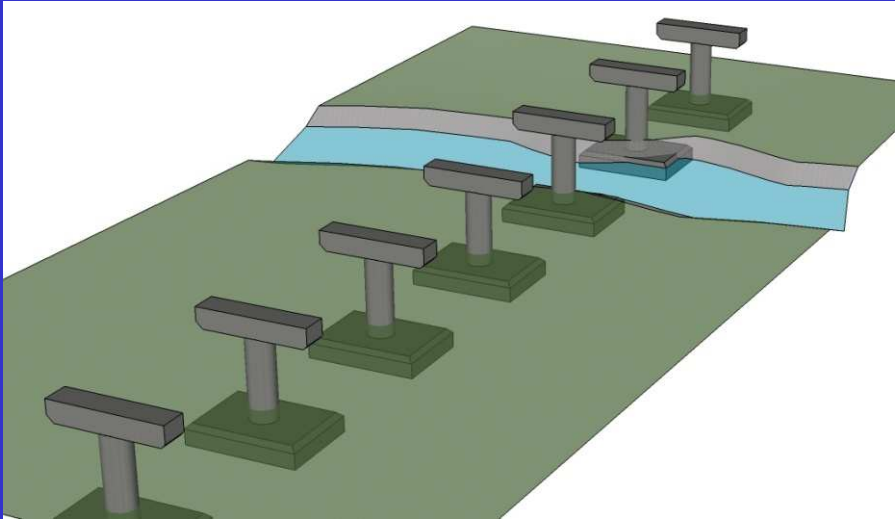
Abbiamo visto che le azioni ribaltanti e orizzontali condizionano grandemente la capacità portante delle fondazioni.

Nei limiti del possibile è quindi raccomandabile prevedere una configurazione che riduca, per quanto possibile, tali effetti

Ovviamente il ricorso ad una **platea continua**, nella sostanza, attenua di molto questo problema. Tuttavia vi sono situazioni per le quali tale soluzione non è possibile, per ragioni tecniche o economiche

Vediamo, in termini qualitativi, alcune situazioni classiche e le conseguenze sul progetto delle fondazioni

Aspetti progettuali



Le fondazioni di un viadotto, sono assoggettate a significative azioni orizzontali e flettenti che ne riducono fortemente la capacità portante rispetto alla condizione di carico centrato

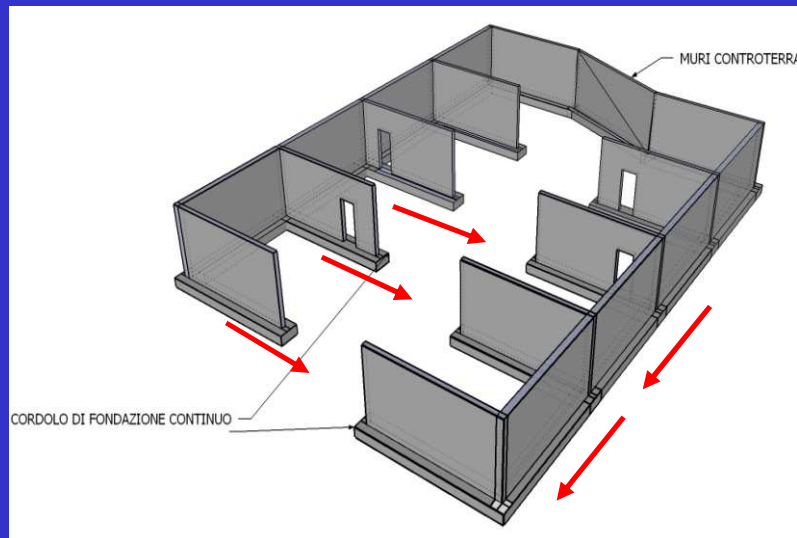
Anche quando sono su pali (molto più comunemente) le azioni orizzontali sono un bel problema

Analogamente, le fondazioni di un capannone industriale in acciaio o in prefabbricato, spesso non possono essere collegate. Nascono allora forti eccentricità ed azioni orizzontali importanti. I portali di controvento devono comunque avere una fondazione comune

L'edificio andrà verificato per deformazioni e cedimenti differenziali, anche in caso di sisma



Aspetti progettuali

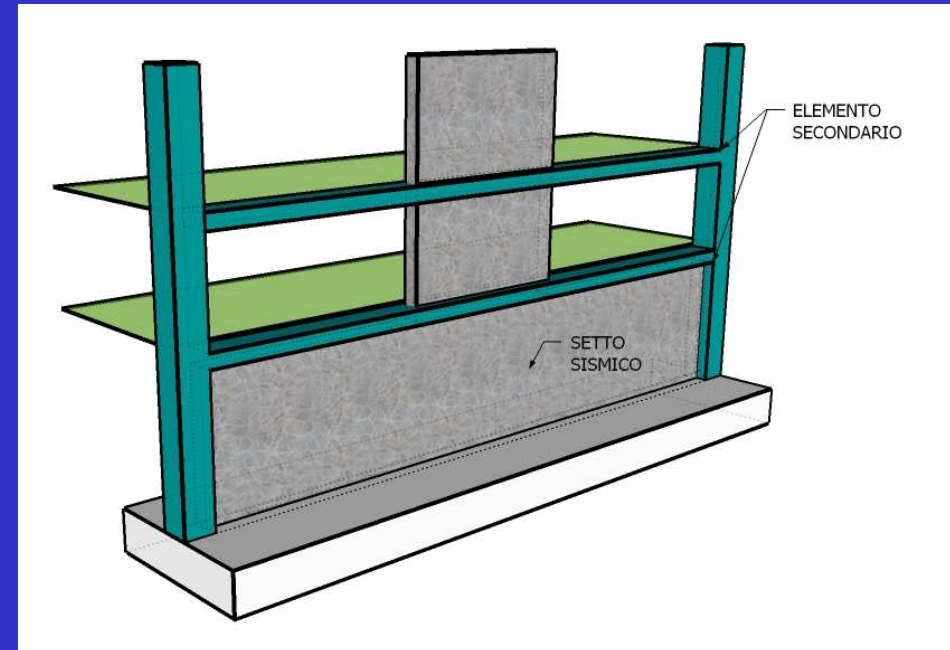
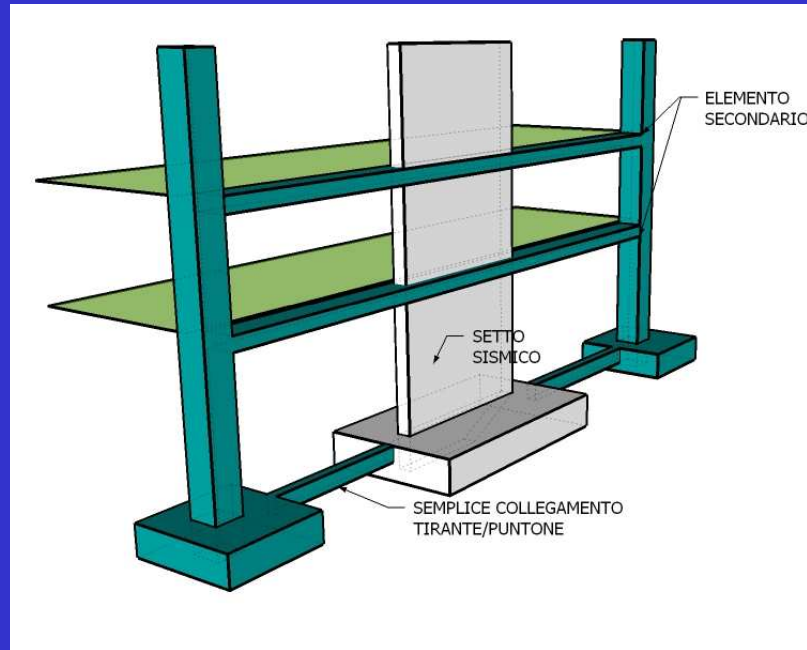


Nell'edilizia abitativa semplice, spesso il basement interrato è costituito da muri continui in c.a. Le azioni orizzontali sono affidate ai muri e si scaricano nel terreno lungo lo sviluppo del cordolo di fondazione → le fondazioni sono trasversalmente soggette a carichi pressoché verticali.

Si raccomanda di prevedere sempre un basement in c.a. ed una disposizione regolare di setti.

Il solaio di copertura dell'interrato deve fungere da controvento rigido di piano in grado di smistare le azioni orizzontali ai setti.

Aspetti progettuali



Negli edifici , specie in zone di bassa sismicità, spesso le azioni orizzontali sono affidate a setti mentre travi e pilastri sono calcolati e armati come elementi secondari. In questo schema i setti sono grosse mensole soggette a notevoli azioni orizzontali e ribaltanti alla base

Se le loro fondazioni sono indipendenti (o connesse con elementi flessibili) potrebbero essere soggette a condizioni molto gravose (**schema a sinistra**).

Se invece, a piano cantina, i setti sono collegati a muri di collegamento (spesso previsti per diverse ragioni), le azioni sulle fondazioni possono essere molto più gestibili (**destra**).

CEDIMENTI SLS



Il calcolo dei cedimenti di una fondazione è necessario e, spesso, dimensionante.

Tradizionalmente, in Italia, adottando un coefficiente di sicurezza pari a 3 sul carico limite, ci si è sostanzialmente esonerati dal calcolare i cedimenti, nei terreni a grana grossa.

Con l'avvento del metodo agli Stati Limite, lo stato limite di servizio (SLS), riguardante i cedimenti, ha la medesima importanza dello SLU e dovrebbe essere esplicitamente analizzato.

L'EC7, nell'imporre determinati coefficienti di sicurezza γ_R nei riguardi dello SLU (GEO), non garantisce che una fondazione adeguata nei confronti di quello stato limite, lo sia anche per lo stato limite di servizio. Ciò rende indiscutibilmente necessario esaminare anche (e soprattutto) l'aspetto deformativo

L'NTC2008 ha incrementato significativamente i coefficienti di sicurezza γ_R nei riguardi dello SLU (GEO). Pertanto una fondazione adeguata nei riguardi della capacità portante, non dovrà essere, molto probabilmente, modificata in modo importante per rispettare i limiti di deformabilità.

Tuttavia, nello spirito dei recenti approcci normativi, il calcolo dei cedimenti non può certamente essere omissivo in una progettazione geotecnica condotta in modo appropriato

Metodi semi-empirici

Si tratta di correlazioni, derivate essenzialmente da osservazioni di fondazioni reali, basate sulla caratterizzazioni del terreno per mezzo di misure dirette ottenute da prove in situ .
Non richiedono la stima di moduli elastici

Burland & Burbridge

Schmertmann

Metodi basati sulla teoria dell'elasticità

Sfruttano soluzioni derivanti della teoria dell'elasticità, che adattano al caso di fondazioni su terreno non omogeneo introducendo significative approssimazioni.

Richiedono la stima di moduli elastici

Semispazio elastico

M. di Berardi-Lancellotta

M. Di Poulos e al.

Metodi numerici

Se si accetta una soluzione basata sulla teoria dell'elasticità, può essere utilizzato qualunque codice ad elementi finiti o comunque di simulazione numerica del continuo. Si può poi introdurre effetti non lineari

Richiedono la stima di moduli elastici

SAP2000 MIDAS ANSYS
STRAUS XFINEST SAPV
ADINA ABAQUS FLAC PLAXIS
TOCHNOG ecc ecc ecc ...

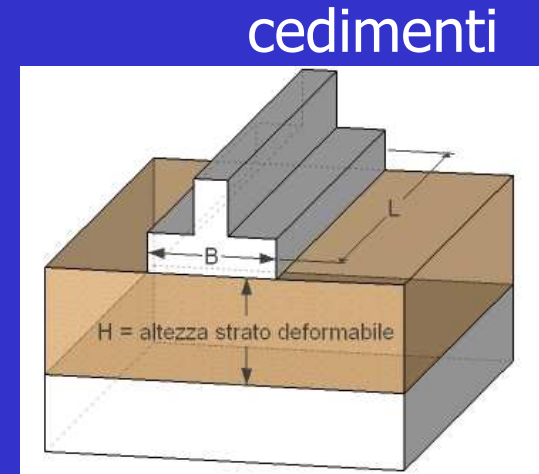
Metodi semi-empirici: Burland & Burbridge (1985)

Molto usato e riconosciuto, tarato sull'analisi statistica di oltre 200 casi di fondazioni su terreni **incoerenti**, il cui grado d'addensamento è misurato tramite prove SPT

$$w [mm] = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \left[\left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

$$I_c = \frac{1.706}{N_{av}^{1.4}}$$

indice di compressibilità



q [kPa] = pressione **totale** applicata dalla fondazione

σ'_{v0} = pressione litostatica **efficace** al piano di posa

B [m] = larghezza della fondazione

$$C_1 = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

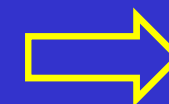
$$C_2 = \frac{H}{Z} \cdot \left(2 - \frac{H}{Z} \right) \text{ se } H < Z$$

$$C_3 = 1 + R_3 + R_t \cdot \log_{10} \frac{t}{3}$$

N_{av} = valor medio di N_{spt} (*) all'interno di una profondità Z di influenza definita come segue

Se N_{spt} è decrescente con la profondità $\rightarrow Z = 2B$

altrimenti Z da tabella



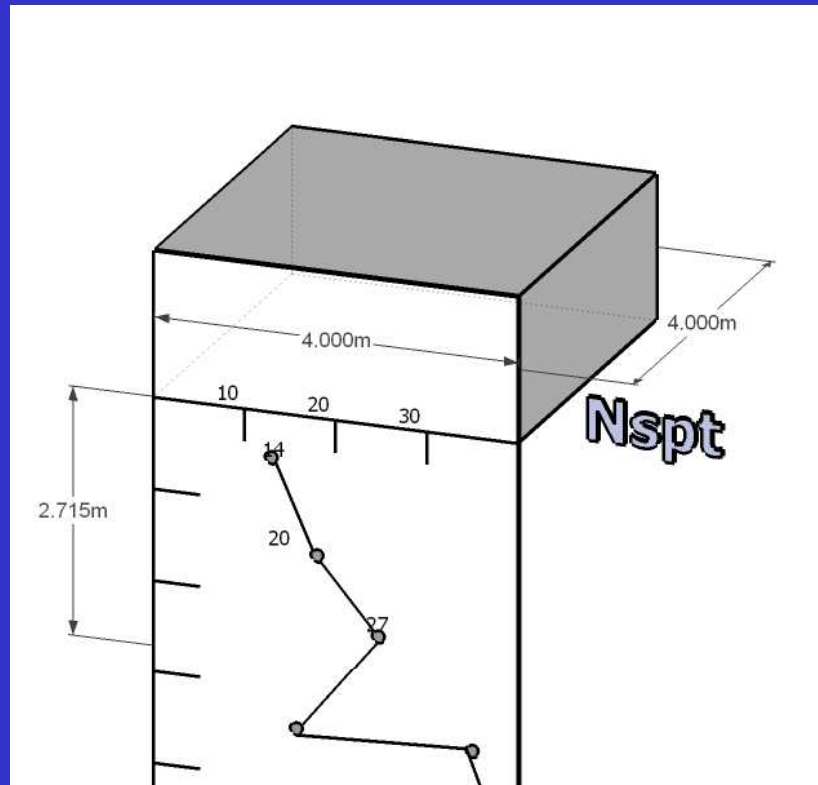
* in falda $N' = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$
ghiaie $N' = 1.25 \cdot N_{spt}$

| B [m] | Z [m] |
|-------|-------|
| 2 | 1.63 |
| 3 | 2.19 |
| 5 | 3.24 |
| 10 | 5.56 |
| 30 | 13.00 |
| 50 | 19.86 |
| 100 | 34.00 |

$R_3 = 0.3$ carichi statici 0.7 ciclici
 $R_t = 0.2$ carichi costanti 0.8 ciclici

t = tempo in anni

Esempio Burland & Burbridge



$$q \text{ [kPa]} = 200 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = 30 \text{ kPa (stimata)}$$

$$B = L = 4 \text{ m}$$

N_{spt} crescenti \rightarrow da tabella $Z = 2.715 \text{ m}$
(interpolazione)

Sabbia, no falda $\rightarrow N_{av} = \text{stimato} \cong 20$

$$I_c = 0.0257$$

$$C_1 = 1 \quad C_2 = 1 \text{ (strato deformabile indef.)}$$

Carichi statici $R_3 = 0.30$ $R_t = 0.20$ $t = 10 \text{ anni}$

$$C_3 = 1.404$$

$$w = 1 \cdot 1 \cdot 1.404 \cdot [(200 - 20) \cdot (4^{0.7}) \cdot 0.0257] = 17.2 \text{ mm}$$

Metodi semi-empirici: Schmertmann (sabbie)

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{i=1}^n \frac{I_{z,i}}{E_i} \Delta z_i$$

$$\Delta q = q - \sigma'_{v,0}$$



$\sigma'_{v,0}$ = Sforzo litostatico efficace al piano di posa

$\sigma'_{v,p}$ = Sforzo litostatico alla prof. di $I_{z,max}$

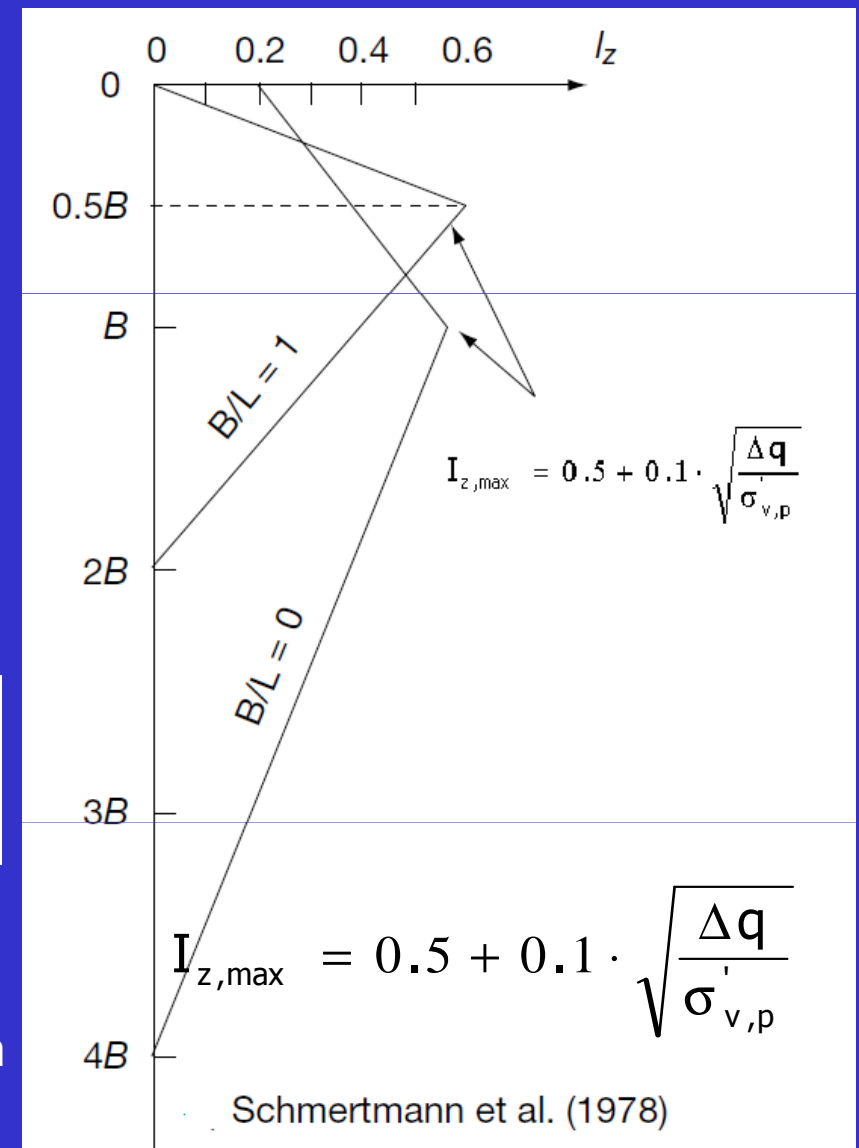
$$C_1 = \left(1 - 0.5 \frac{\sigma'_{v,0}}{\Delta q} \right) > 0.5 \quad C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \frac{t}{0.1}$$

t = tempo in anni

$E = 2.5 \cdot q_c$ fond. circolari o quadrate

$E = 3.5 \cdot q_c$ nastriformi q_c = resistenza alla punta (prove CPT – CPTU)

cedimenti



Benchmark – citato da Poulos et al (2001) –Briaud and Gibbens (1994) **cedimenti**

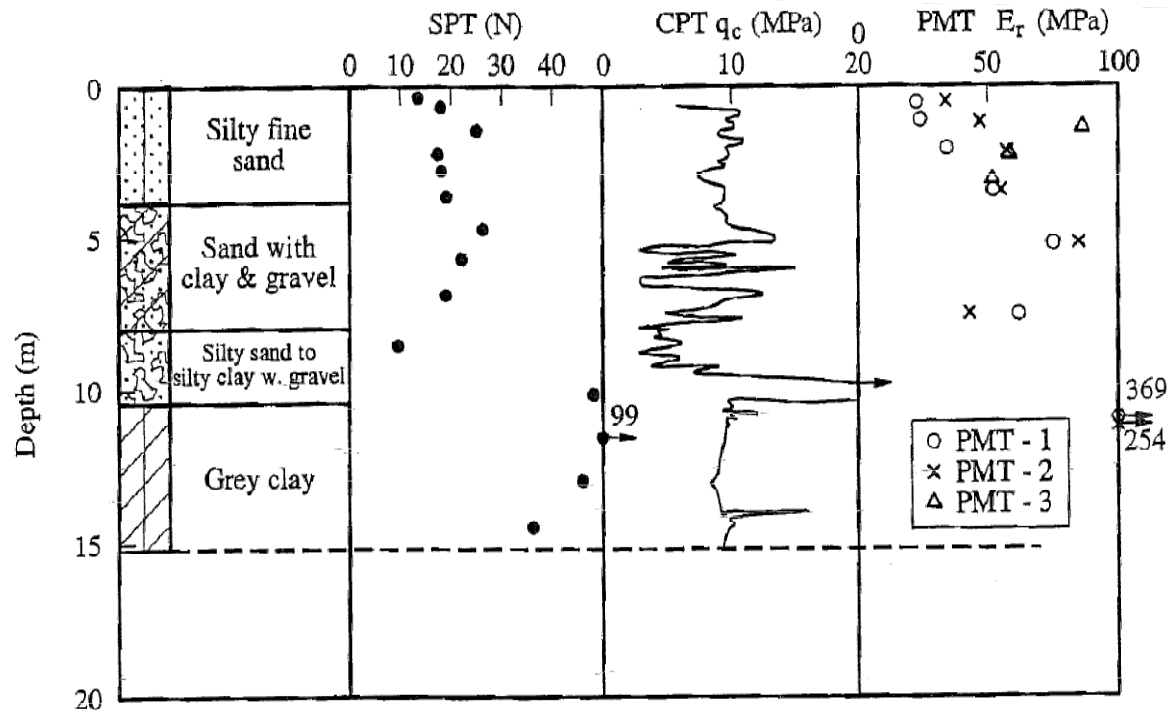
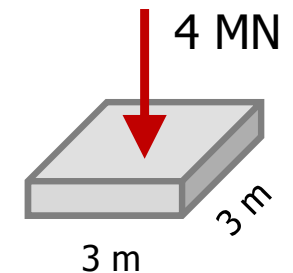


Table 4.6. Summary of calculated & measured settlement of 3m square footing.

| Method | Settlement for P = 4MN | Notes |
|---|------------------------|---|
| Terzaghi & Peck (1967) | 39 | Av. N = 20 |
| Schmertmann (1978) | 28 | |
| Burland & Burbridge (1985) | 21 | Average value (range 10-58 mm) |
| Elasticity Theory, using $E_s = 3N$ MPa | 18 | Decourt (1989) |
| Elasticity Theory, using PMT data | 24 | Reload modulus values |
| Strain-dependent modulus | 32 | Poulos (1996a), Class A prediction |
| Finite Element Analysis | 75 | Chang (1994), Class A prediction, using constitutive soil model |
| Measured | 14 | After 30 minutes |

$$E \approx (30 \times p_a) \times N_{spt} \quad \overline{N_{spt}} = 20 \quad E \approx (30 \times 0.1 \text{ MPa}) \times 20 = 60 \text{ MPa}$$

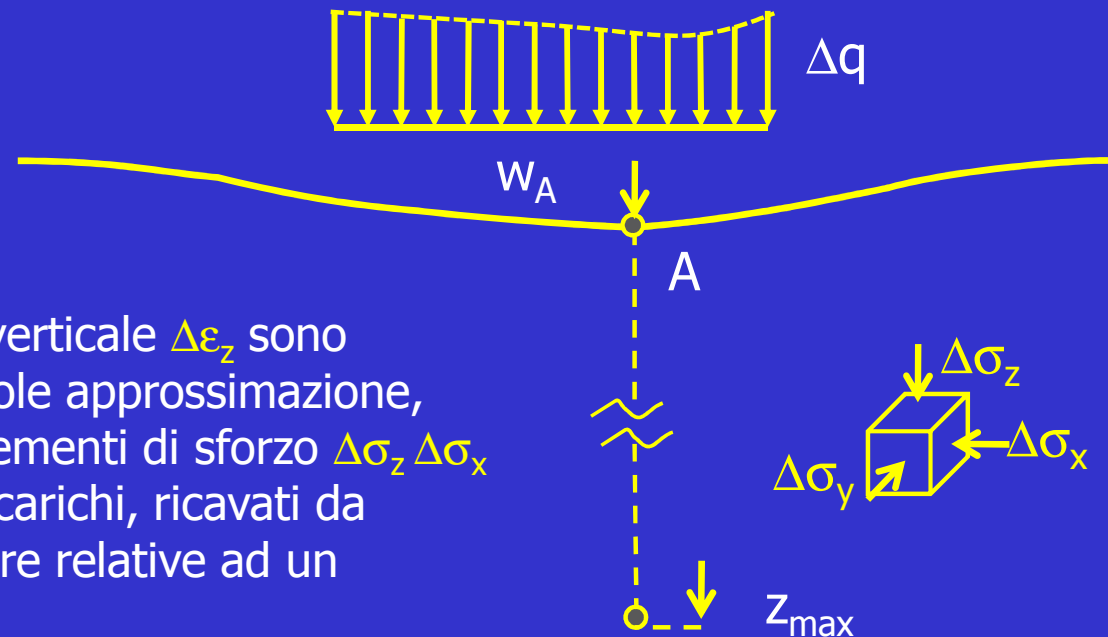
$$\Delta q = \frac{4 \text{ MN}}{(3 \times 3) \text{ m}^2} = 0.44 \text{ MPa} \quad \overline{w} \approx \frac{0.7 \times \Delta q \times B \times (1 - \nu^2)}{E} \quad \overline{w} \approx \frac{0.7 \times (0.44 \text{ MPa}) \times (3 \text{ m}) \times (1 - 0.25^2)}{(60 \text{ MPa})} = 14.4 \text{ mm}$$



Utilizzo della teoria dell'elasticità

Il metodo si basa sul seguente concetto: il cedimento in superficie indotto da una distribuzione di carichi Δq può essere espresso come l'integrale delle deformazioni verticali indotte dai carichi lungo la verticale sotto il punto d'interesse.

$$w_A = \int_{z=0}^{z=z_{MAX}} \Delta \varepsilon_z(z) dz$$



Gli incrementi di deformazione verticale $\Delta \varepsilon_z$ sono calcolati, ovviamente con notevole approssimazione, mettendoli in relazione con incrementi di sforzo $\Delta \sigma_z$, $\Delta \sigma_x$, $\Delta \sigma_y$, dovuti alla distribuzione di carichi, ricavati da soluzioni elastiche note, in genere relative ad un semispazio elastico omogeneo.

La profondità massima z_{max} lungo la quale integrare le deformazioni non è fissata a priori e dipende di larga misura dalla dimensione trasversale B dell'impronta di carico.

Eurocodice 7 suggerisce di estendere l'integrazione ad una profondità tale che l'incremento di sforzo $\Delta \sigma_z$ sia minore di un decimo dello sforzo litostatico $\sigma'_{z,0}$

Quando il terreno non è omogeneo, ossia i moduli elastici variano con la profondità, il cedimento può essere calcolato suddividendo l'intervallo d'integrazione in n strisce nelle quali le varie grandezze sono ritenute costanti e quindi

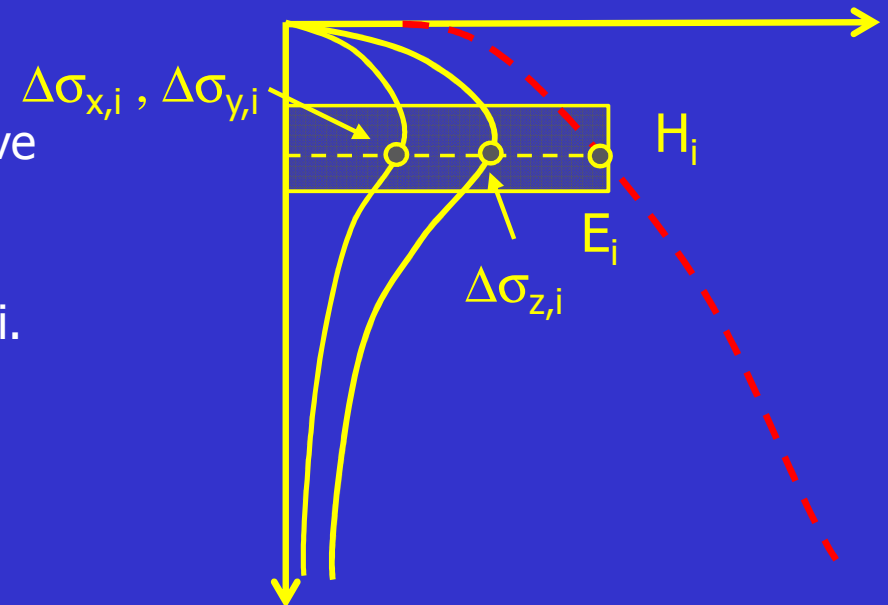
$$w_A = \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{zi} \cdot H_i = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\Delta \sigma_{z,i} - \nu_i \cdot (\Delta \sigma_{x,i} + \Delta \sigma_{y,i})}{E_i} \right] \cdot H_i$$

Sfruttando soluzioni note (ma relative a soluzioni elastiche per mezzi omogenei) possiamo studiare moltissime casistiche, relative sia a terreni granulari che argillosi.

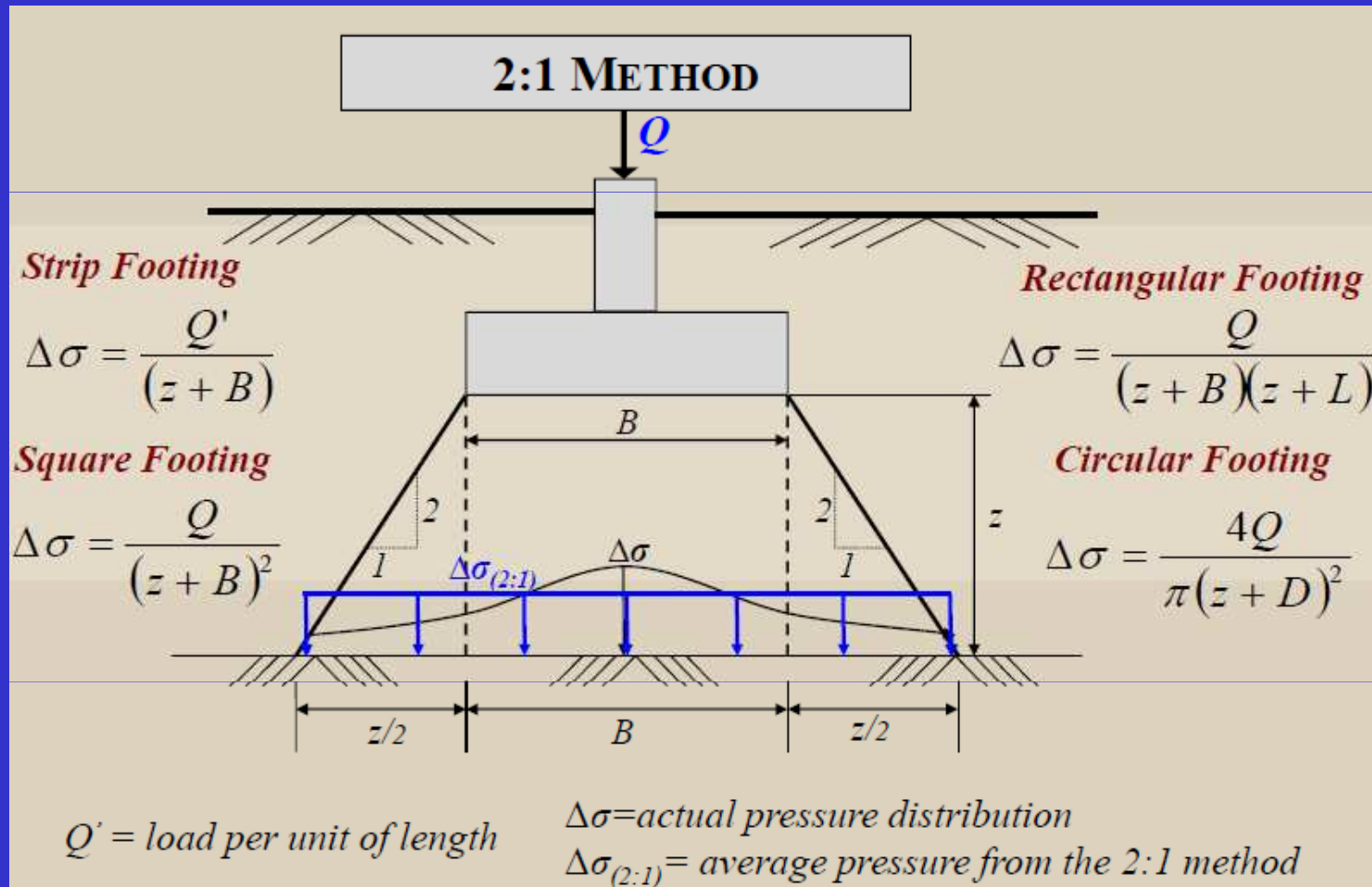
Possiamo anche separare il contributo al cedimento compressivo fornito dai diversi strati.

Nel calcolo di cedimenti a lungo termine in terreni argillosi, è spesso usato il metodo di Terzaghi, approccio convenzionale basato sui dati derivanti da prove edometriche

Anche in questo caso, tuttavia, gli incrementi di sforzo sono stimati tramite le formule della teoria dell'elasticità. (Lancellotta (1987) , Nova (2008), Viggiani (1999))



Un metodo veloce per stimare gli incrementi di sforzo verticale

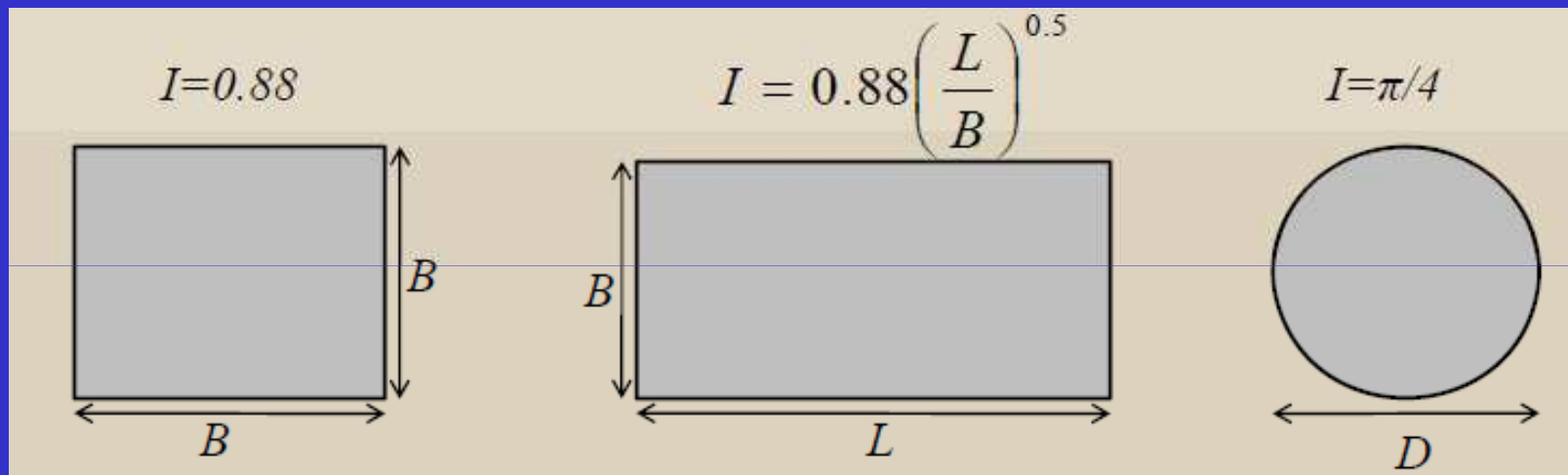


Briaud & Barrios (2010)

Nel caso di fondazioni di forma regolare,
terreno omogeneo

$$\bar{w} = I \times \frac{\Delta q \times B \times (1 - \nu^2)}{E}$$

Il cedimento dipende quindi dalla
dimensione della fondazione



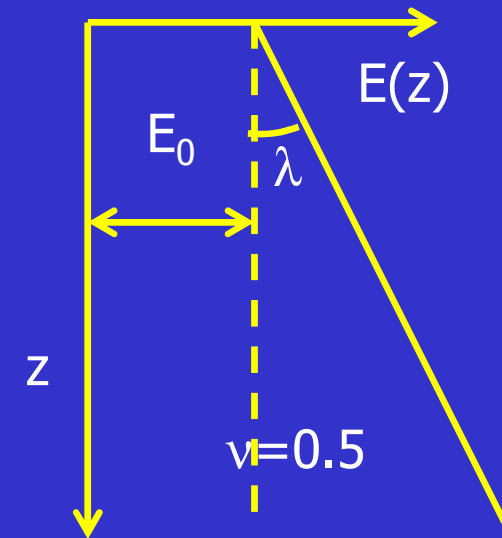
Terreno non omogeneo: modulo elastico crescente linearmente con la profondità (terreno alla Gibson)

$$E(z) = E_0 + \lambda \cdot z$$

Se $E_0 = 0$ il cedimento non dipende dalla dimensione della fondazione

Il comportamento del terreno, ai fini dell'interazione con la fondazione può essere assimilato ad un suolo alla Winkler, di costante $k = \lambda / 1.5$

Per la trattazione matematica e per la soluzione in forma chiusa relativa diverse situazioni con $E_0 \neq 0$ si veda Nova (2008)



Calcolo con codici ad elementi finiti

Con programmi ad elementi finiti, è possibile discretizzare molto facilmente il continuo al di sotto della fondazione.

È però importante curare i seguenti aspetti

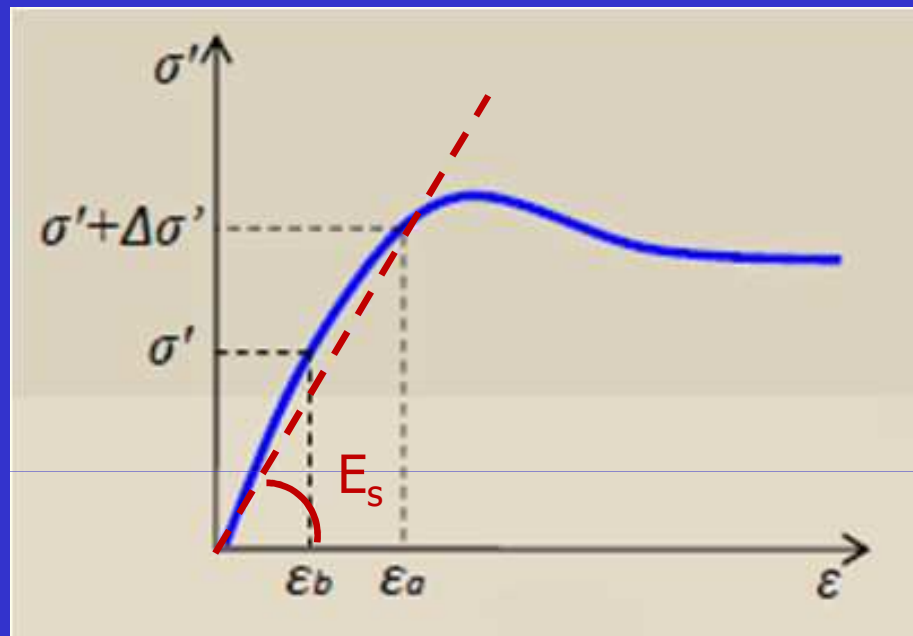
1. La mesh deve estendersi in larghezza e profondità in modo tale da non riprodurre la presenza di strati rigidi (orientativamente vale il principio alla base della scelta di z_{\max} prima discussa)
2. Devono essere usate mesh sufficientemente fitte ed elementi di buona qualità in modo da non introdurre incrementi di rigidità fittizi
3. Nel caso in cui si adottino modelli costitutivi non lineari, occorre modellare anche la presenza dei carichi gravitazionali.

UTILIZZANDO MODELLI ELASTICI LINEARI IL GRADO DI APPROSSIMAZIONE È DEL TUTTO PARAGONABILE A QUELLO IMPLICITO NELL'USO DELLA TEORIA DELL'ELASTICITÀ

Scelta dei moduli elastici

Qualunque sia il metodo usato occorre stimare i moduli elastici tenendo presente che il terreno non è elastico lineare.

Nei metodi basati sulla teoria dell'elasticità si devono introdurre moduli elastici secanti relativi al livello di deformazione atteso



I moduli elastici operativi non sono quindi proprietà del terreno in quanto tale, ma parametri dipendenti dal problema in esame: sono pertanto parametri di interazione

I valori suggeriti in letteratura dovrebbero quindi riferirsi a ben precise situazioni

Scelta dei moduli elastici

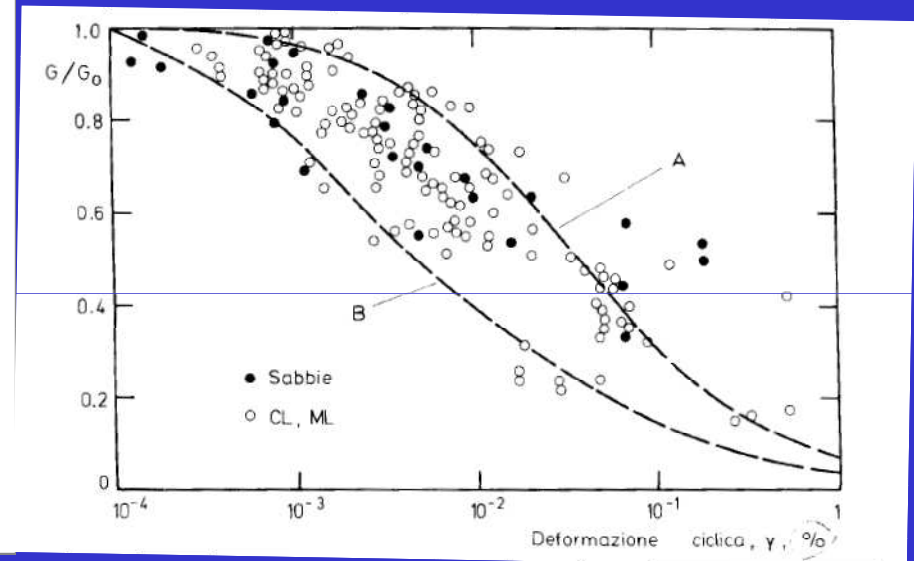
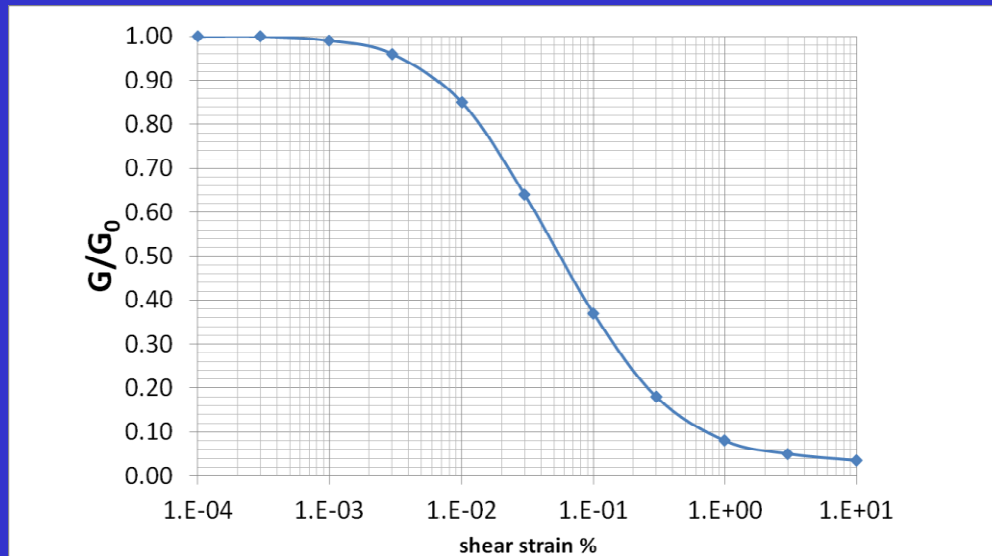
Indicazioni di massima – terreno granulari

Correlazioni partendo da modulo G_0

Determino G_0 (prove CH, DH, SASW, MASW ecc)

stimo l'ordine di grandezza delle deformazioni,

stimo G attraverso le note curve di decadimento



Di solito $G = 0.20 \div 0.50 G_0$

$E \cong 2.5 G$

Vedere esempio fornito a parte

Scelta dei moduli elastici

Indicazioni di massima – terreni granulari -Calcolo di G_0

G_0 è legato alla velocità delle onde di taglio v_s e alla densità di massa ρ

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad v_s \text{ da prove sismiche , oppure ...}$$

$$v_s \left[\frac{m}{s} \right] \cong C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad \text{Ohta \& Goto (1978)}$$

$C = 67.3$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica

| f_G | Ghiaie | Sabbie ghiaiose | Sabbie grosse | Sabbie medie | Sabbie fini |
|-------|--------|-----------------|---------------|--------------|-------------|
| | 1.45 | 1.15 | 1.14 | 1.07 | 1.09 |

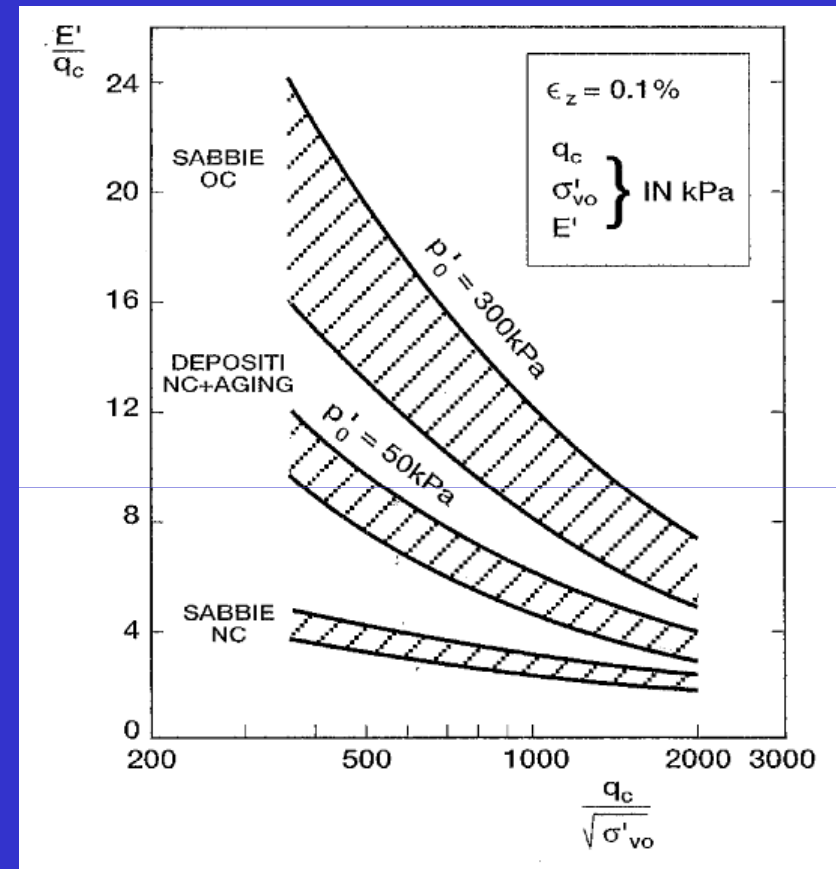
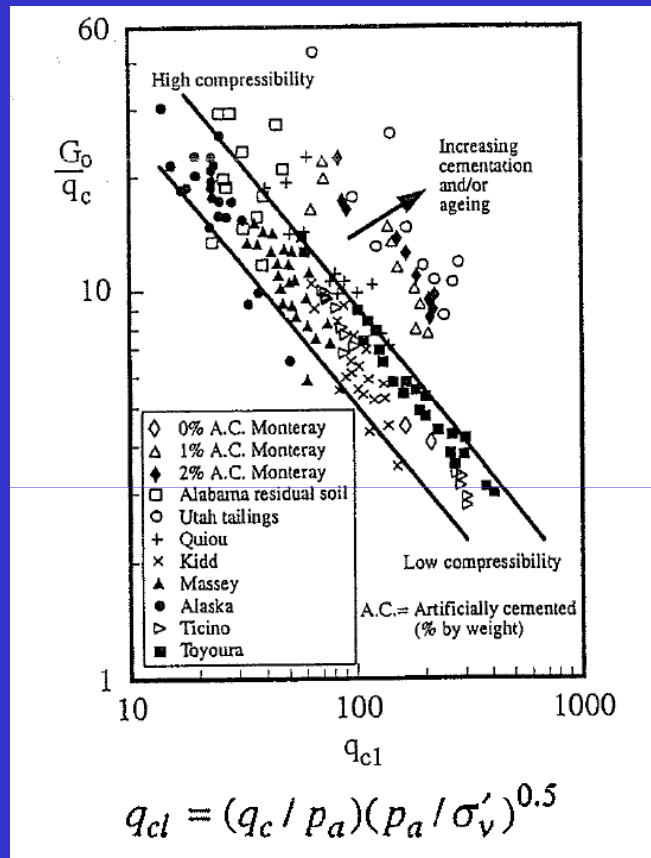
| f_A | Olocene | Pleistocene |
|-------|---------|-------------|
| | 1.0 | 1.3 |

Scelta dei moduli elastici

Altre indicazioni di massima – terreno granulari

$G \cong 10 \cdot p_a \cdot N_{spt}$ con $p_a =$ pressione atm. (In MPa: $G \cong N_{spt}$)

Correlazioni con q_c

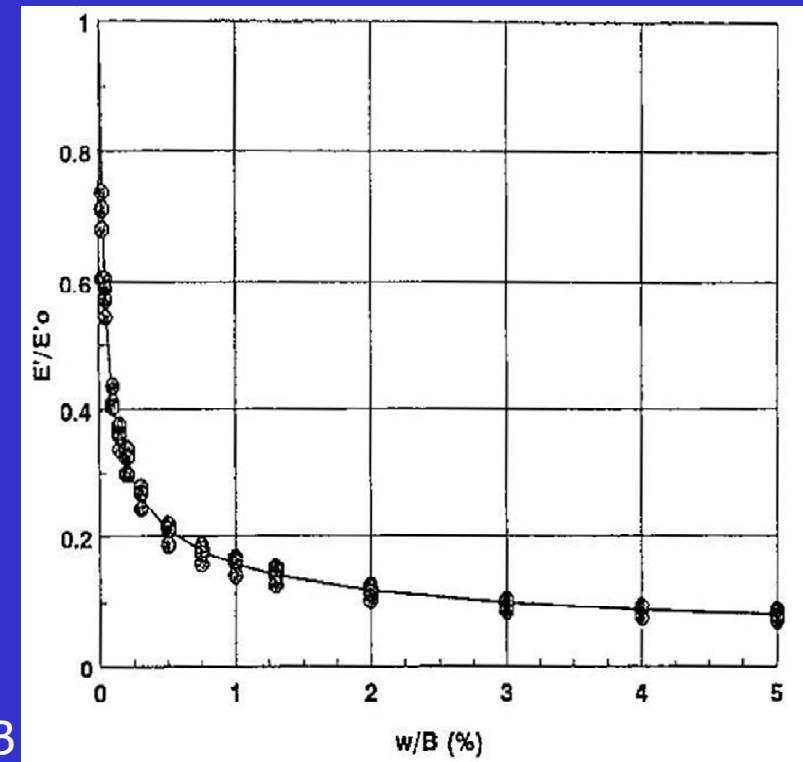


Metodo di Berardi

Metodo di Berardi (1999) - Utilizzabile per terreni sabbiosi

Utilizza una curva di decadimento del modulo elastico (E'/E'_0) al variare del rapporto w/B fra cedimento e larghezza della fondazione:

1. Si parte dal modulo elastico a piccolissime deformazioni, E'_0
2. si calcola di cedimento w_0 ed il rapporto w_0 / B
3. In base alla curva fornita , si stima il modulo elastico E'_1 relativo a w_0 / B
4. Si ricalcola il cedimento w_1 ed il nuovo rapporto s_1 / B e il nuovo valore E'_2
5. Si itera fino a quando due successive stime del cedimento differiscono di poco



$$w = I_s \cdot \frac{\Delta q \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E'}$$

$$\Delta q = q' - q'_0$$

Metodo di Berardi

| I_s | Area rettangolare L/B | | | | | Area circolare |
|------------|-----------------------|------|------|------|------|----------------|
| H/B | 1 | 2 | 3 | 5 | 10 | B = D |
| 0.5 | 0.35 | 0.39 | 0.40 | 0.41 | 0.42 | 0.34 |
| 1.0 | 0.56 | 0.65 | 0.67 | 0.68 | 0.71 | 0.52 |
| 1.5 | 0.63 | 0.76 | 0.81 | 0.84 | 0.89 | 0.59 |
| 2.0 | 0.69 | 0.88 | 0.96 | 0.99 | 1.06 | 0.63 |

B = dimensione minore della fondazione rettangolare

L = dimensione maggiore della fondazione rettangolare

D = diametro della fondazione circolare

H = profondità di influenza, nell'ambito della quale si sviluppa gran parte del cedimento

- Fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H = 2.0 \cdot B$
- Fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H = 3.5 \cdot B$
- Fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H$ variabile linearmente tra $2.0 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

E'_0 = modulo el. a piccolissime deformazioni = $2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0$

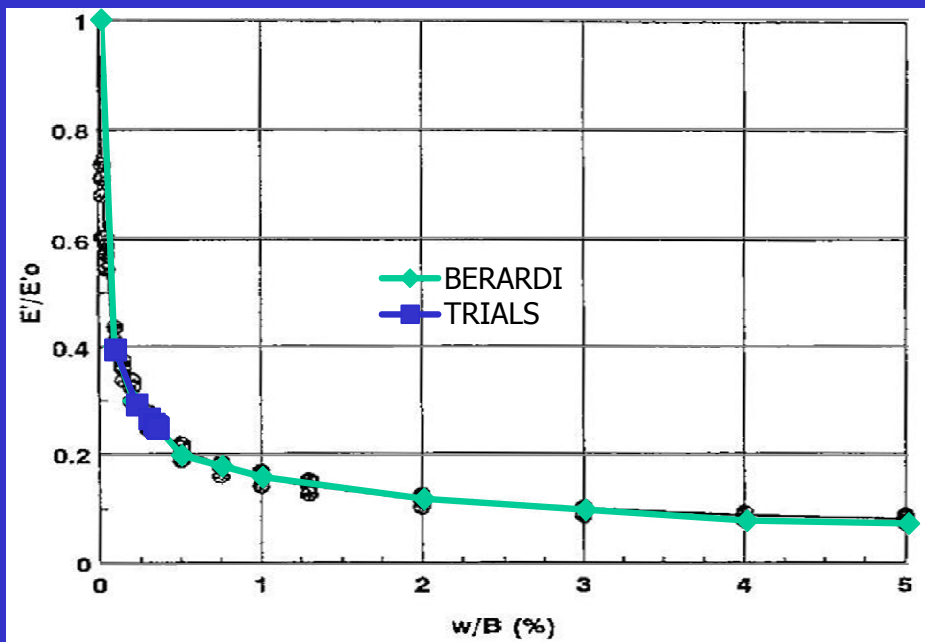
G_0 = modulo di taglio a piccolissime deformazioni, stimato ad esempio attraverso correlazioni o prove che forniscono v_s (velocità delle onde di taglio) (prove CH, DH ecc.)

Metodo di Berardi

ESEMPIO

| | |
|-------|--------|
| v_s | 180m/s |
| G_0 | 60MPa |
| v | 0.25 |
| E_0 | 150MPa |
| I_s | 0.7 ← |
| B | 8m |
| q | 250kPa |
| q_0 | 50kPa |

| $q-q_0$ kPa | E MPa | E/E_0 tentativo | ite | w/B (%) | w [mm] | E/E_0 |
|----------------|------------|----------------------|-----|--------------|-------------|---------|
| 200 | 150 | 1.00 | 1 | 0.0875 | 7.0 | 0.39 |
| | 59 | 0.39 | 2 | 0.2222 | 17.8 | 0.29 |
| | 44 | 0.29 | 3 | 0.2991 | 23.9 | 0.27 |
| | 40 | 0.27 | 4 | 0.3277 | 26.2 | 0.26 |
| | 39 | 0.26 | 5 | 0.3399 | 27.2 | 0.25 |
| | 38 | 0.25 | 6 | 0.3454 | 27.6 | 0.25 |
| | 38 | 0.25 | 7 | 0.3478 | 27.8 | 0.25 |
| | 38 | 0.25 | 8 | 0.3490 | 27.9 | 0.25 |



Da esperienze pratiche, il metodo può predire cedimenti molto bassi se la differenza $q'-q'_0$ è piccola

FARE SEMPRE VALUTAZIONI ALTERNATIVE

Cedimenti terreni a **grana fine**

Nel caso di terreni a grana fine, occorre distinguere le condizioni a breve termine da quelle a lungo termine.

In linea di massima, per le condizioni a breve termine si considerano i parametri non drenati (S_u , E_u). Tali condizioni valgono anche per azioni di breve durata (sisma, vento ecc.)

Occorre poi fare una valutazione dei cedimenti a lungo termine, che si sviluppano nel corso di mesi, anni o anche secoli (vedi Torre di Pisa). Quando non è accettabile aspettare tempi lunghi per l'esaurimento dei cedimenti, occorre accelerarne il decorso, sostanzialmente aumentando la permeabilità del terreno

Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a breve termine

Per le condizioni a breve termine, o non drenate, in genere si assume valido il modello elastico:

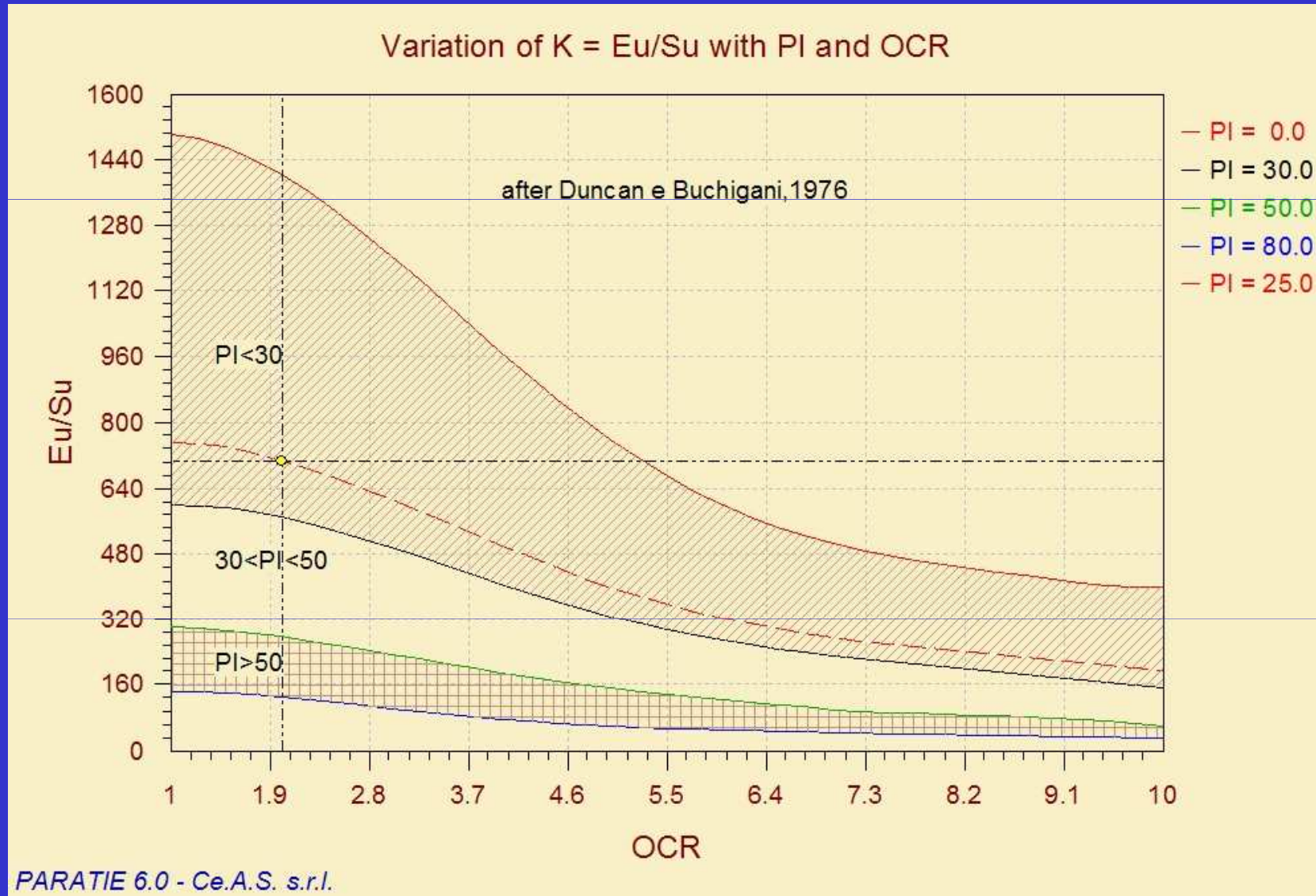
la rigidezza è espressa in termini di modulo elastico E_u

A sua volta, E_u è spesso messo in correlazione con S_u oppure è misurato in lab. con prove UU: in questo caso si considera la secante della curva che corrisponde a circa $1/3 \div 1/2$ del taglio a rottura

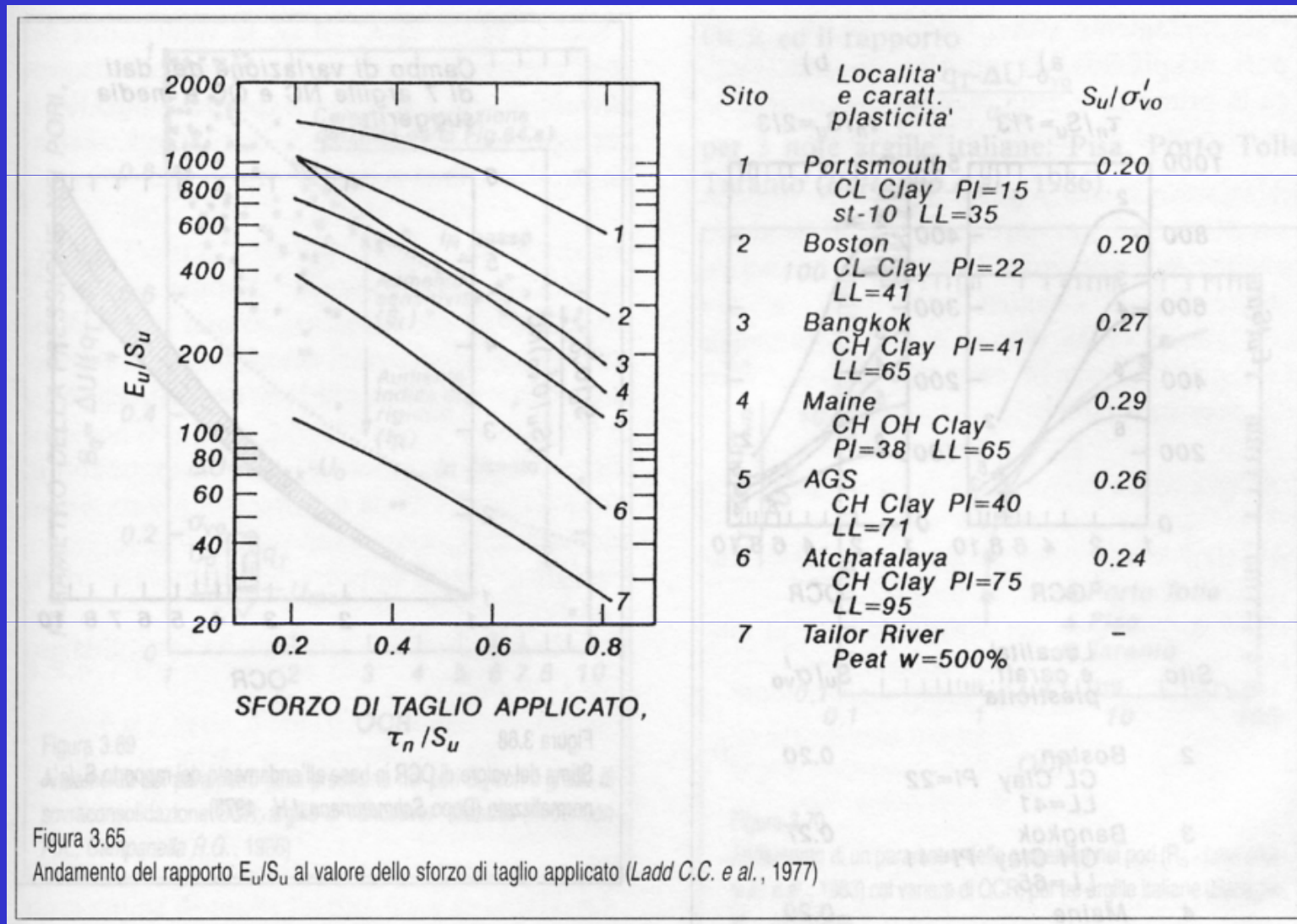
Dopo avere stimato i moduli elastici, possono essere usate le medesime tecniche elastiche viste per i terreni granulari

Vediamo alcune correlazioni di larga massima e di uso frequente

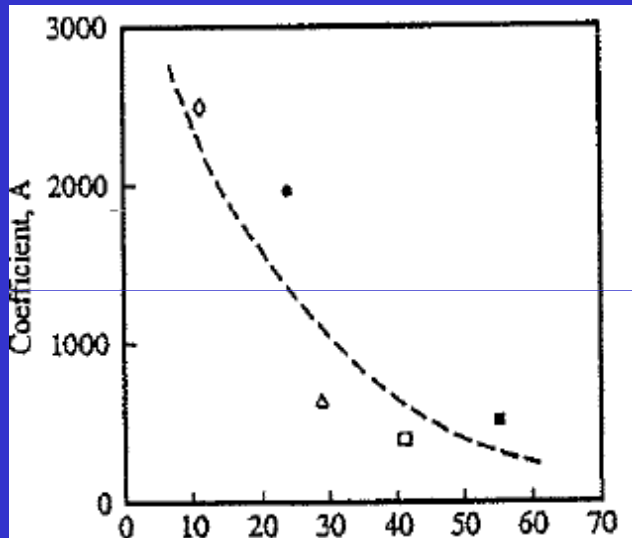
Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a breve termine



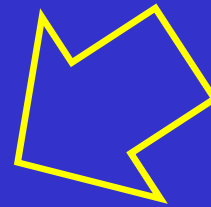
Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a breve termine



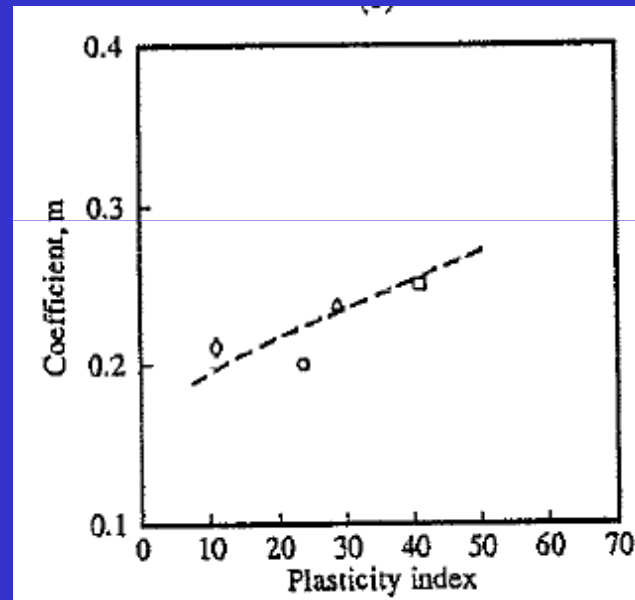
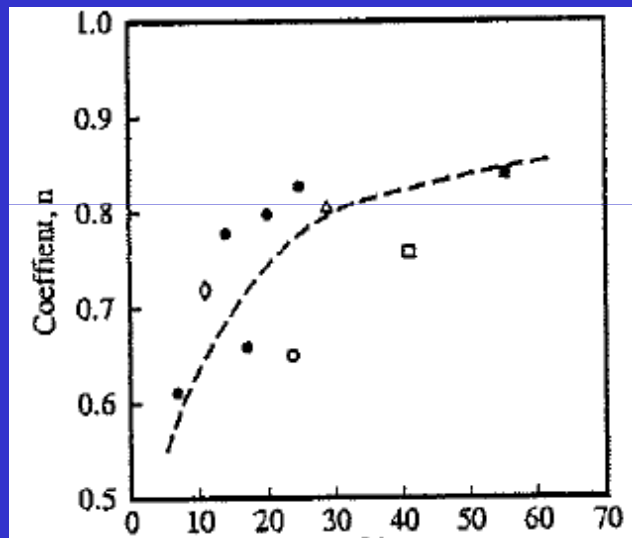
Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a breve termine



$$G_{\max} / p_a = A(p' / p_a)^n R_o^m$$



$$G_{\max} / s_u \approx 20000 / I_p + 250$$



Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a breve termine

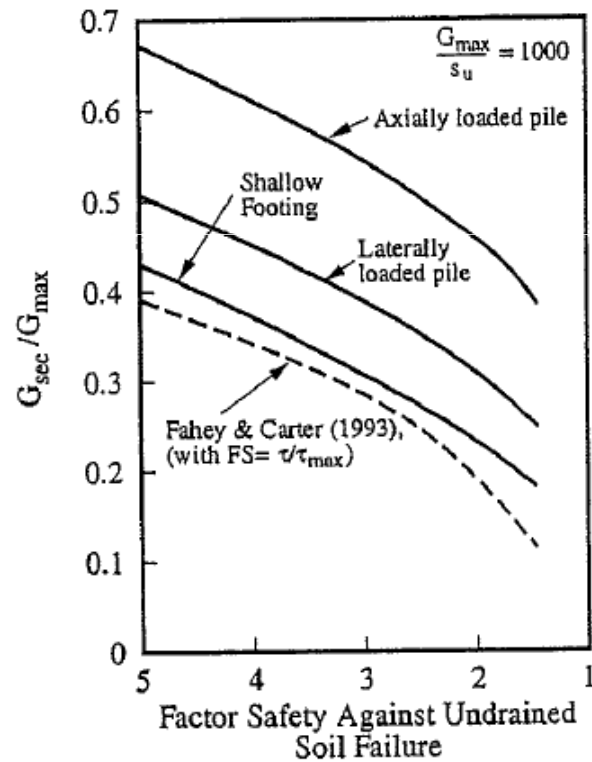


Figure 8.4(a). Secant modulus ratio for typical foundations on clay. $G_{max}/s_u = 1000$.

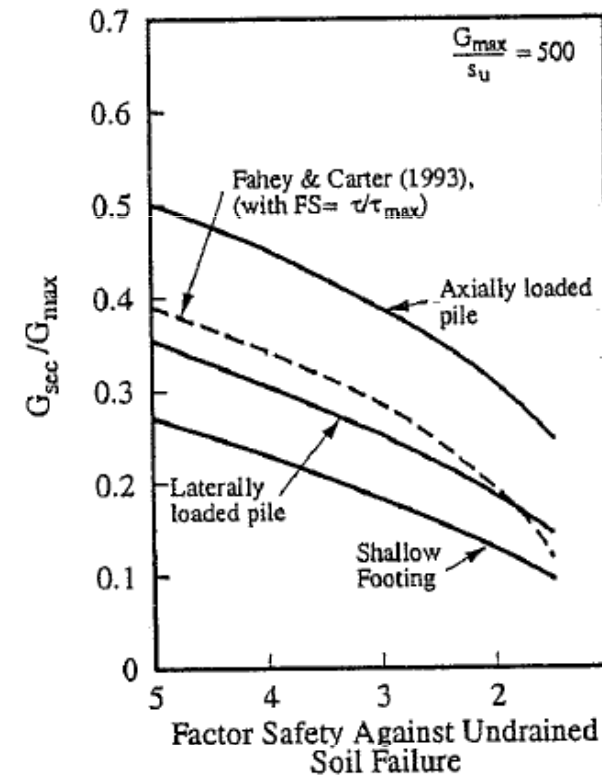


Figure 8.4(b). Secant modulus ratio for typical foundations on clay. $G_{max}/s_u = 500$.

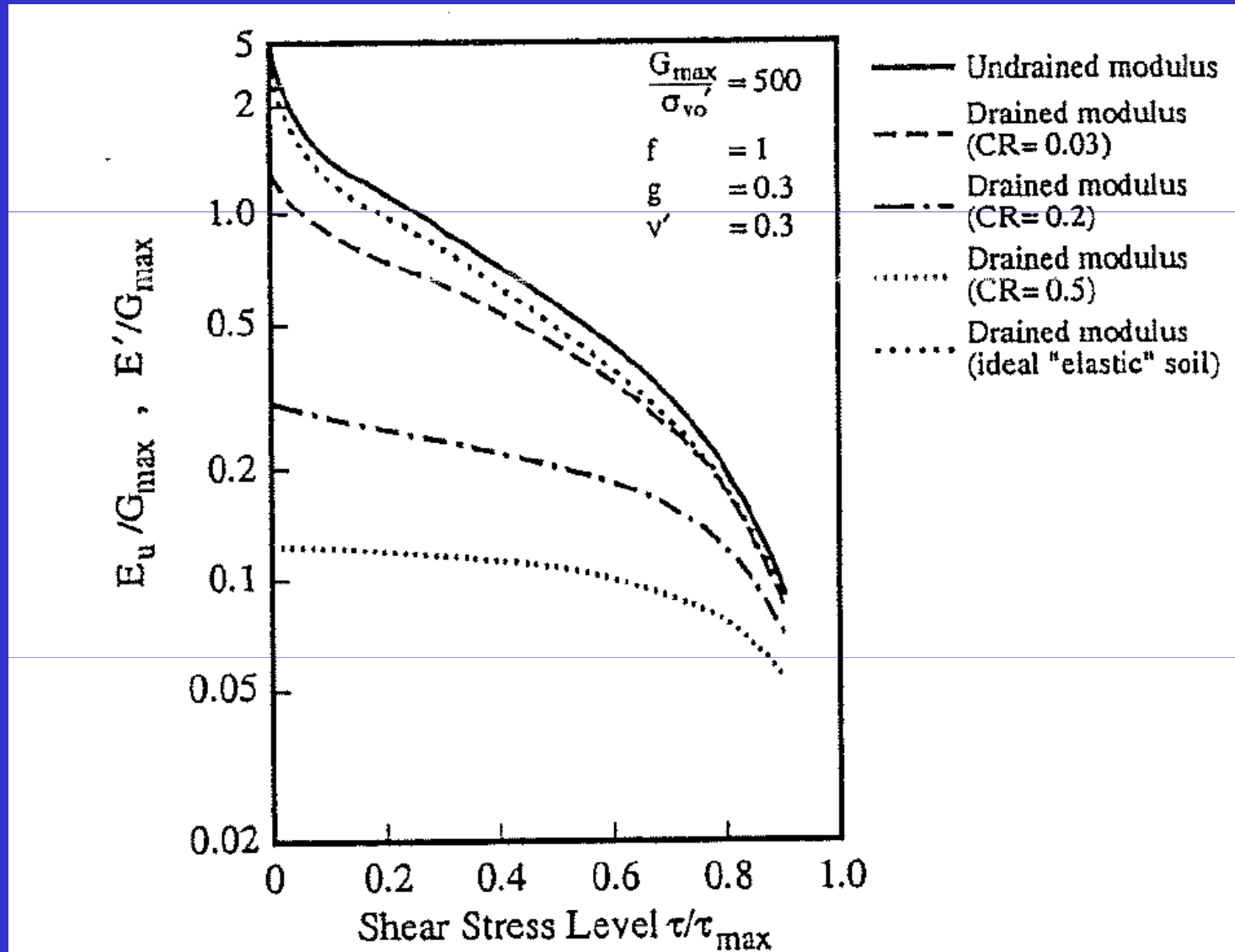
Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine

Per il calcolo a lungo termine ci sono due possibilità

1. Utilizzare le formule elastiche con i moduli drenati ($E' \ll E_u$)
2. Utilizzare metodi più o meno semplificati basati sui risultati di prove di laboratorio (prove edometriche)

Nel primo caso occorre una stima dei moduli elastici E' al livello di sforzo atteso. I moduli drenati possono essere \ll di E_u .

Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine



Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine

Cedimenti edometrici – esempio

Facilmente perseguibile per geometrie semplici.

La diminuzione di spessore ΔH di uno straterello di argilla di potenza H_0 soggetta ad un incremento di sforzo $\Delta\sigma_v$ è data da

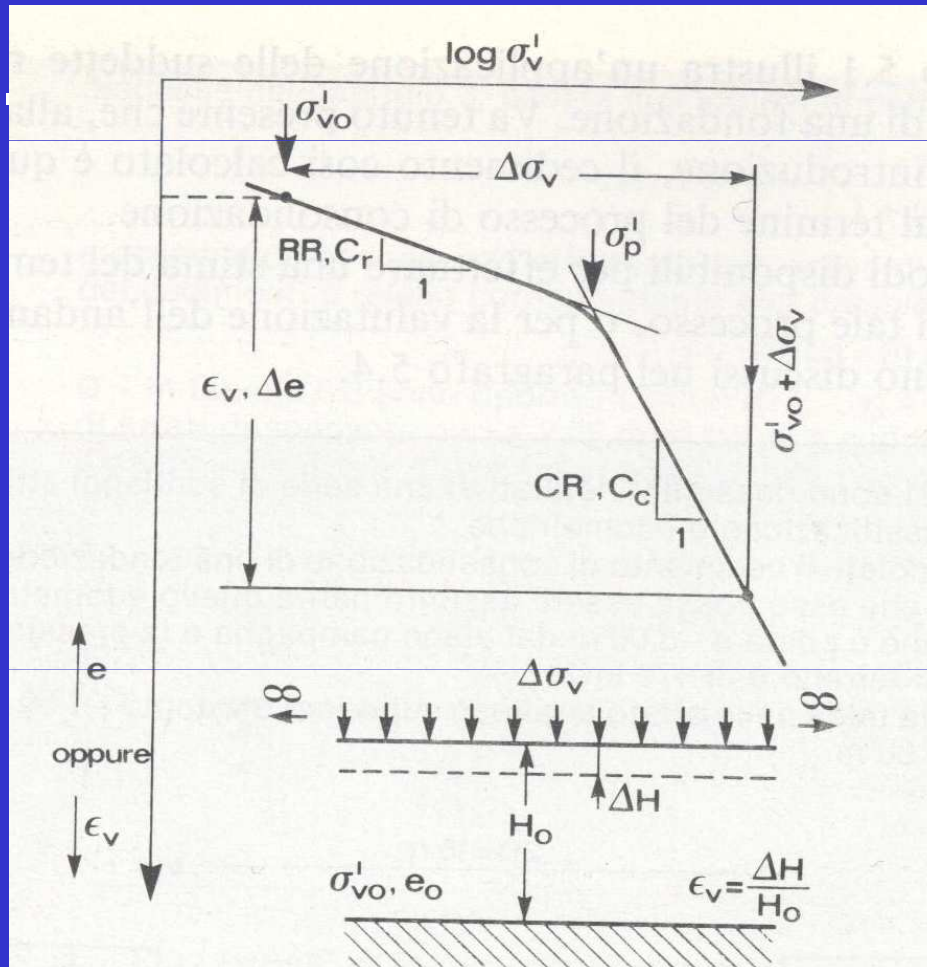
$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot \left[c_r \cdot \max \left(0; \log_{10} \frac{\min(\sigma'_p; \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{v0}} \right) + c_c \cdot \max \left(0; \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right) \right]$$

Dove

- e_0 = indice dei vuoti iniziale
- σ'_{v0} = sforzo efficace iniziale
- σ'_p = sforzo di preconsolidazione
- c_r = indice di ricomprensione
- c_c = indice di compressione

Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine

Cedimenti edometrici – esempio



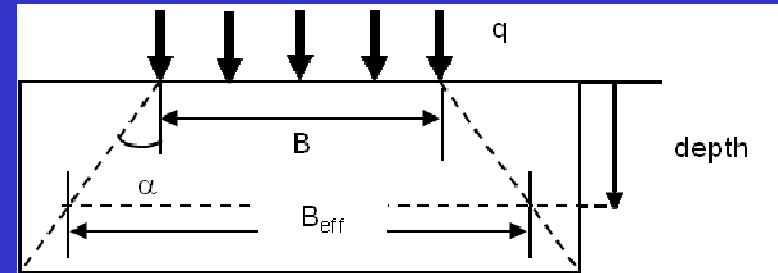
$e_0 \sigma'_p C_r C_c$

da prove edometriche

$$m_v = \frac{0.435 \cdot c_c}{(1 + e_0)} \cdot \frac{1}{\sigma'_v} = \frac{1}{M}$$

Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine - esempio

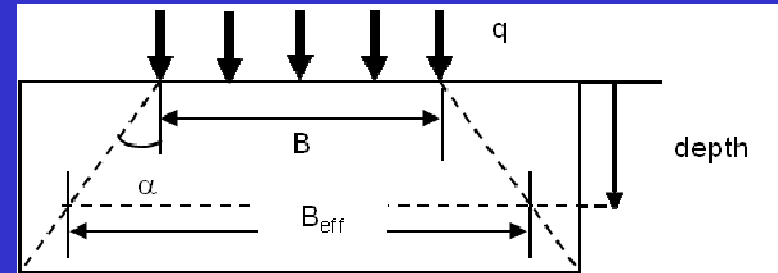
Applied net unif. Surcharge q 200kPa
 loading area width B 20m
 dispersion angle α 30deg
 past surcharge 150kPa **ARGILLA OC**
 soil wght 20kN/m³
 water depth 8m



| depth | Dh | σ_{v0} | u | σ'_{v0} | σ'_{vp} | OCR | B_{equiv} | $\Delta\sigma$ | $\sigma'_{v0}+\Delta\sigma$ | C_r | C_c | e_0 | Δs_{RL} | Δs_{NC} | Δs_{tot} | s (at top) |
|-------|----|---------------|-----|----------------|----------------|-------|-------------|----------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|------------------|---------------|
| m | m | kPa | kPa | kPa | kPa | | m | kPa | kPa | | | | mm | mm | mm | mm |
| 0.5 | 1 | 10 | 0 | 10 | 160 | 16.00 | 20.6 | 194.4 | 204.4 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 21.50 | 9.77 | 31.27 | 31.27 |
| 1.5 | 1 | 30 | 0 | 30 | 180 | 6.00 | 21.7 | 184.1 | 214.1 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 13.90 | 6.91 | 20.81 | 52.08 |
| 2.5 | 1 | 50 | 0 | 50 | 200 | 4.00 | 22.9 | 174.8 | 224.8 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 10.75 | 4.66 | 15.41 | 67.48 |
| 3.5 | 1 | 70 | 0 | 70 | 220 | 3.14 | 24.0 | 166.4 | 236.4 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 8.88 | 2.86 | 11.74 | 79.23 |
| 4.5 | 1 | 90 | 0 | 90 | 240 | 2.67 | 25.2 | 158.8 | 248.8 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 7.61 | 1.43 | 9.04 | 88.26 |
| 5.5 | 1 | 110 | 0 | 110 | 260 | 2.36 | 26.4 | 151.8 | 261.8 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 6.67 | 0.27 | 6.95 | 95.21 |
| 6.5 | 1 | 130 | 0 | 130 | 280 | 2.15 | 27.5 | 145.4 | 275.4 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 5.82 | 0.00 | 5.82 | 101.03 |
| 7.5 | 1 | 150 | 0 | 150 | 300 | 2.00 | 28.7 | 139.6 | 289.6 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 5.10 | 0.00 | 5.10 | 106.13 |

Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine - esempio

Applied net unif. Surcharge q 200kPa
 loading area width B 20m
 dispersion angle α 30deg
 past surcharge 5kPa **ARGILLA NC**
 soil wght 20kN/m³
 water depth 8m



| depth | Dh | σ_{v0} | u | σ'_{v0} | σ'_{vp} | OCR | B_{equiv} | $\Delta\sigma$ | $\sigma'_{v0+\Delta\sigma}$ | C_r | C_c | e_0 | Δs_{RL} | Δs_{NC} | Δs_{tot} | s (at top) |
|-------|----|---------------|-----|----------------|----------------|------|-------------|----------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|------------------|---------------|
| m | m | kPa | kPa | kPa | kPa | | m | kPa | kPa | | | | mm | mm | mm | mm |
| 0.5 | 1 | 10 | 0 | 10 | 15 | 1.50 | 20.6 | 194.4 | 204.4 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 3.14 | 104.18 | 107.32 | 107.32 |
| 1.5 | 1 | 30 | 0 | 30 | 35 | 1.17 | 21.7 | 184.1 | 214.1 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 1.20 | 72.23 | 73.42 | 180.74 |
| 2.5 | 1 | 50 | 0 | 50 | 55 | 1.10 | 22.9 | 174.8 | 224.8 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 0.74 | 56.15 | 56.89 | 237.63 |
| 3.5 | 1 | 70 | 0 | 70 | 75 | 1.07 | 24.0 | 166.4 | 236.4 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 0.54 | 45.79 | 46.32 | 283.95 |
| 4.5 | 1 | 90 | 0 | 90 | 95 | 1.06 | 25.2 | 158.8 | 248.8 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 0.42 | 38.39 | 38.81 | 322.76 |
| 5.5 | 1 | 110 | 0 | 110 | 115 | 1.05 | 26.4 | 151.8 | 261.8 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 0.34 | 32.81 | 33.16 | 355.92 |
| 6.5 | 1 | 130 | 0 | 130 | 135 | 1.04 | 27.5 | 145.4 | 275.4 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 0.29 | 28.44 | 28.73 | 384.65 |
| 7.5 | 1 | 150 | 0 | 150 | 155 | 1.03 | 28.7 | 139.6 | 289.6 | 0.035 | 0.18 | 0.96 | 0.25 | 24.93 | 25.18 | 409.83 |

Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine

Considerazioni conclusive

I cedimenti a lungo termine in terreni argillosi NC o poco sovraconsolidati possono essere molto elevati

Il loro decorso nel tempo può essere stimato sulla base di parametri determinabili in laboratorio e delle condizioni di drenaggio. Dipende da ...

$$c_v = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_v}$$

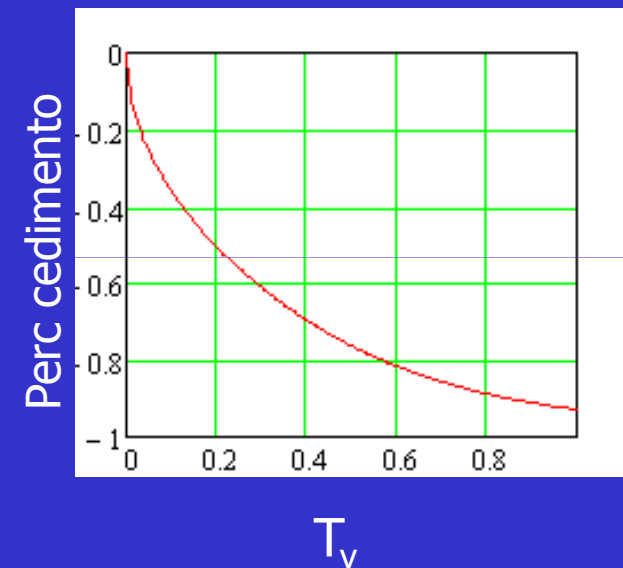
Coefficiente di consolidazione primaria (K= coeff. di permeabilità)

H = lunghezza del percorso di drenaggio

$$T_v = \frac{t \cdot c_v}{H^2}$$

t = tempo

La percentuale di cedimento finale che si svilupperà al tempo t è una funzione crescente con T_v . A parità di t , T_v è maggiore al crescere di c_v ed al diminuire di H . Occorre quindi agire su K (permeabilità) o su H per accelerare i cedimenti



Cedimenti terreni a grana fine- calcolo a lungo termine

Considerazioni conclusive

La stima di tali grandezze richiede grande attenzione.

Se i cedimenti riguardano fondazioni di edifici, in genere, in presenza di banchi di argilla poco sovraconsolidati, la stima dei cedimenti a lungo termine dà luogo a valori di cedimento notevoli

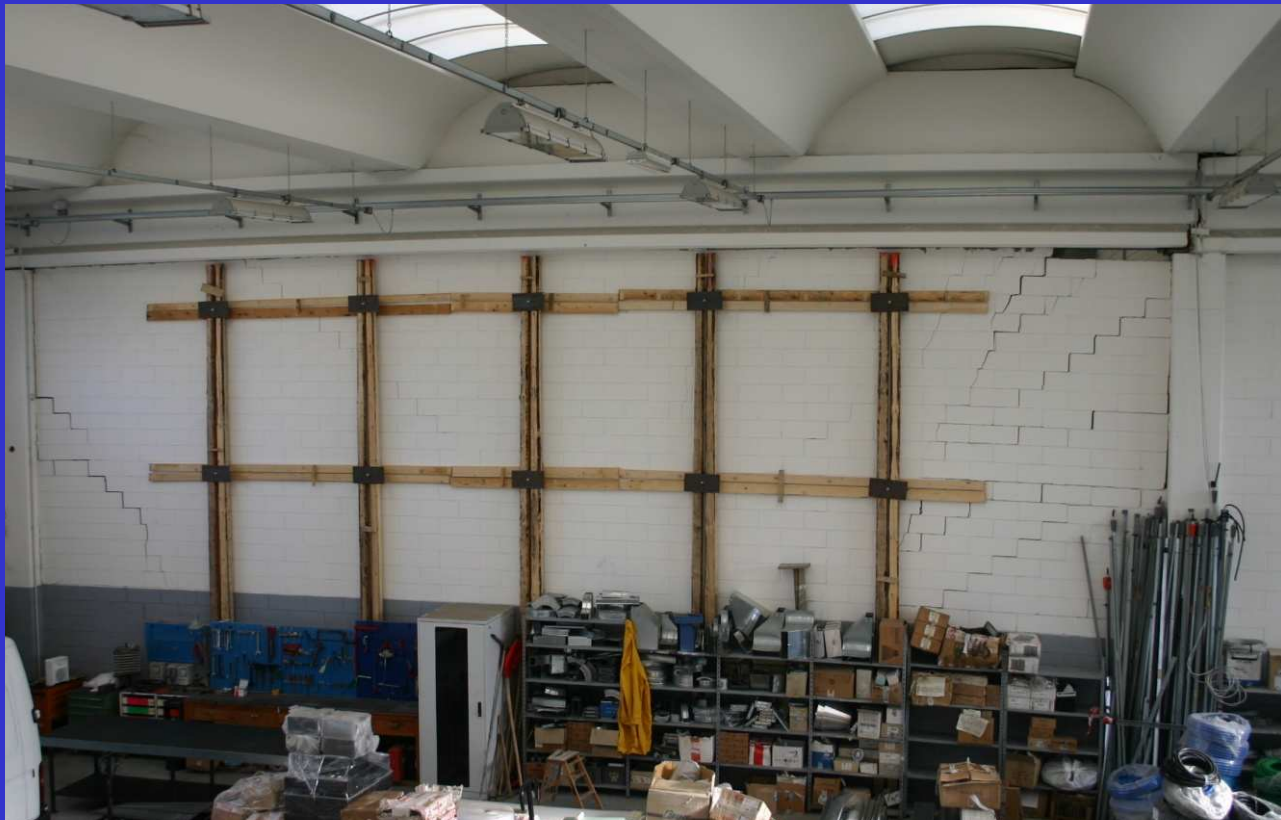
In questi casi è consentita l'edificazione di edifici modesti, salvo il ricorso a tecniche varie, quali ad esempio il ricorso a fondazioni compensate: si rimuove una porzione di terreno di peso equivalente al carico (medio) che si applicherà.

Il progresso nello sviluppo di tecniche ingegneristiche affidabili per questi scopi è oggi indirizzato alla messa a punto di modelli numerici sempre più affidabili e robusti. Quando si vuole effettuare il calcolo di cedimenti a lungo termine con modelli numerici occorre **impiegare legami costitutivi idonei** altrimenti si rischia di ottenere previsioni senza senso. Attualmente i modelli ritenuti più idonei sono quelli basati sulla teoria dello stato critico (CAM CLAY e altri) presenti in diversi codici commerciali.

CONCLUSIONE

Talora i cedimenti non si sviluppano verso il basso!

Quanto l'edificio è costruito su **terreno rigonfiante**, i guai possono essere grossi.

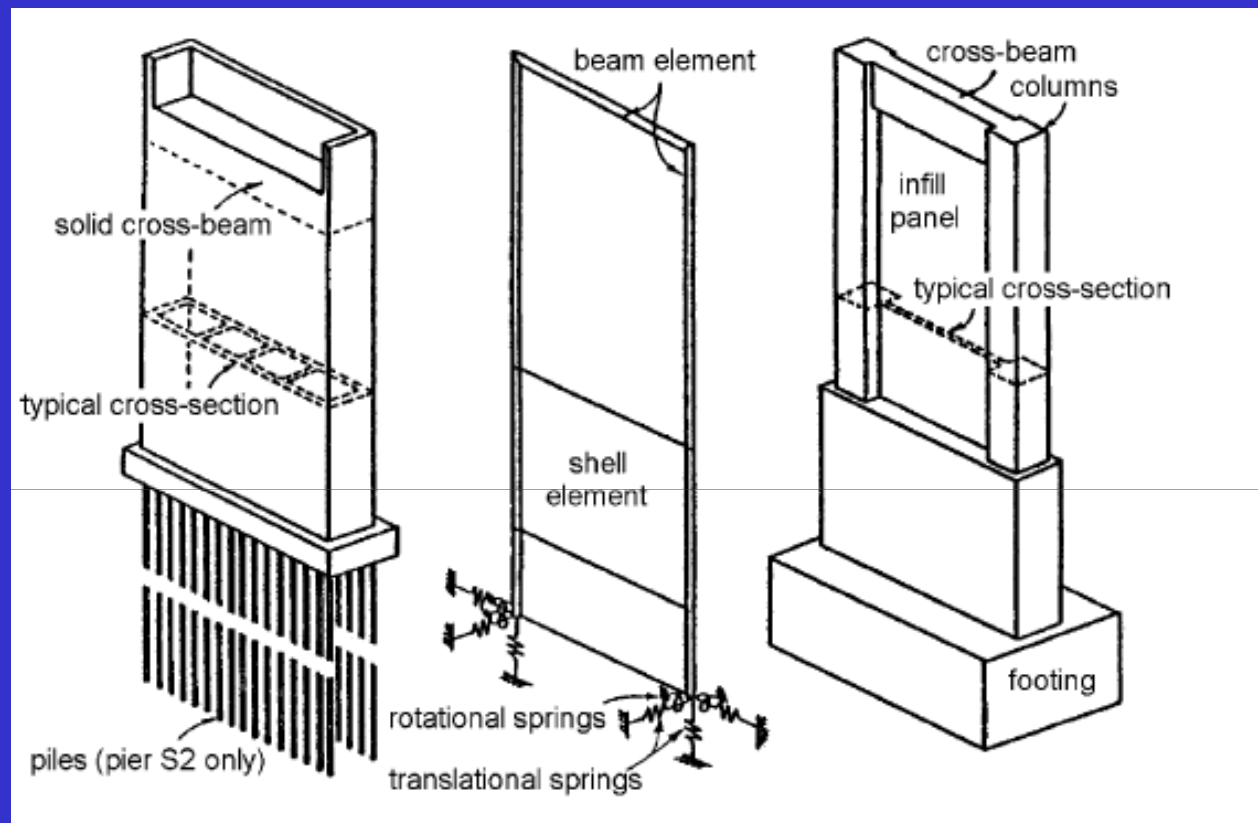


In questa immagine le distorsioni in un edificio su terreno di colmata con scorie rigonfianti

$$\varepsilon_v > 10\%.$$

In casi del genere le competenze del **GEOLOGO** sono preziosissime

INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA



interazione

A parte casi particolari (rilevati, dighe in terra ecc.) gli aspetti geotecnici fanno sempre parte di un più ampio e complesso problema di interazione con altre discipline dell'ingegneria civile e non solo.

In un progetto strutturale, quindi, deve essere curato il più possibile il coordinamento tra le diverse figure professionali.

Spesso, tuttavia, non è così. Più in generale, talvolta si ha l'impressione che Autori di importanti pubblicazioni o libri di Geotecnica non conoscano – o conoscano molto superficialmente– gli strumenti utilizzati dai progettisti strutturali. Viceversa, non sempre lo strutturista riesce a riesaminare e condividere criticamente le indicazioni fornite dal geotecnico.

Ecco quindi la necessità di rendere sempre più efficiente il raccordo tra le due discipline.

Oggi, nella stragrande maggioranza dei casi, un progettista strutturale di un edificio, di un'opera infrastrutturale, o di una struttura industriale, opera con mezzi e criteri guidati dalla disponibilità del mercato e dalle norme vigenti. In genere un calcolo strutturale, oggi, ha le seguenti caratteristiche principali:

- Calcolo strutturale con **codici di calcolo commerciali**
- Analisi strutturale generalmente **elastica lineare**
- Definizione delle condizioni di carico per **condizioni elementari**
- **Combinazioni di carico** generate dopo il calcolo
- **Verifiche / progetto in automatico**

Attività, ovviamente, precedute da fasi di studio e pre-dimensionamento nella quale trovano spazio le più varie considerazioni supportate anche da criteri molto evoluti

Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

L'interazione può essere modellata, in genere con i seguenti criteri

Modellando il terreno con elementi finiti (2D / 3D)

Applicando un letto di molle alla Winkler (travi rovesce e platee)

Applicando vincoli concentrati elasticamente cedevoli

Applicando cedimenti impressi noti

Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

Modellazione del terreno con elementi finiti (2D / 3D)

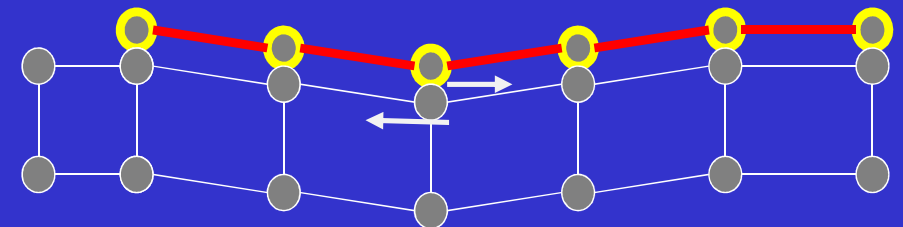
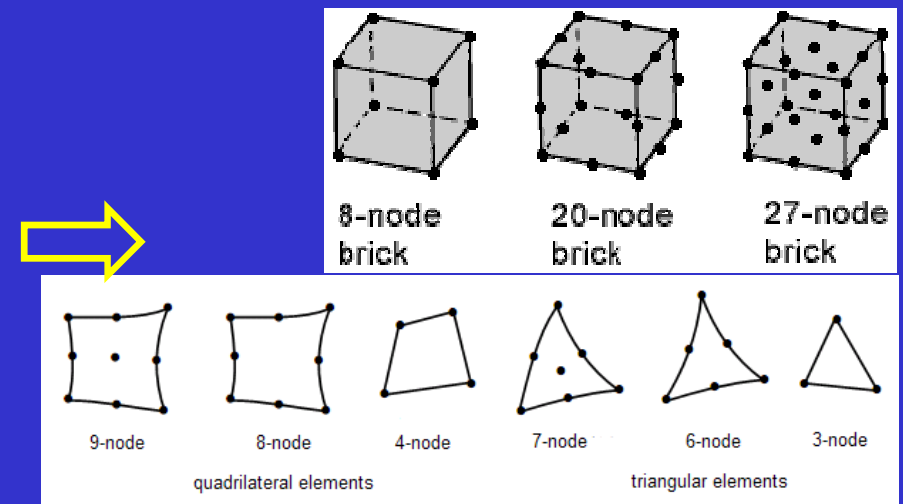
è un criterio possibile ma, in genere poco usato nella pratica, perché

Non tutti i codici di calcolo strutturale in ambito civile contemplano elementi finiti 2d/3d

Le dimensioni del modello possono crescere moltissimo

Il collegamento tra la mesh strutturale e quel terreno può dar luogo ad errori e malintesi

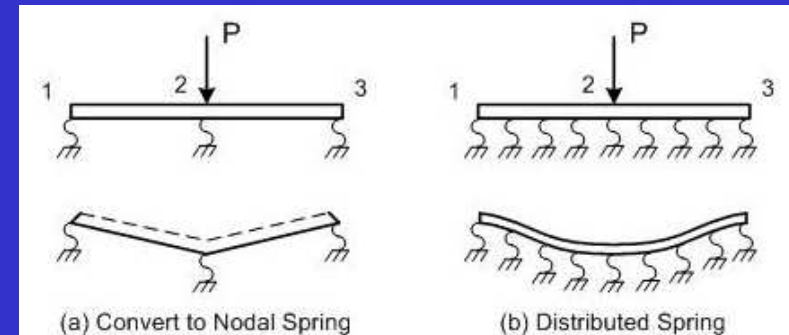
Comunque non è detto che la modellazione elastica sia più corretta di metodi più rozzi



Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali Modellazione alla WINKLER

è un criterio ritenuto piuttosto rozzo ma, in genere, è il più usato nella pratica

In genere è possibile applicare un letto di molle indipendenti ad un elemento trave (BEAM) o ad un elemento platea (SHELL)

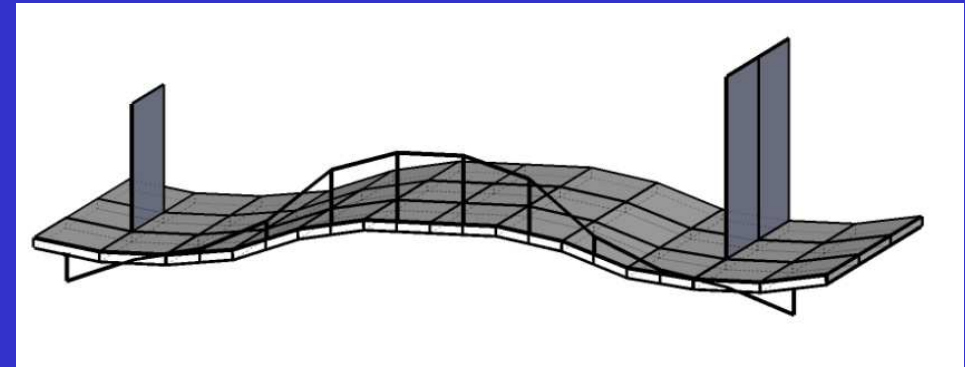


I vari codici, a seconda dei casi, convertono le molle diffuse in molle concentrate ai nodi (approccio LUMPED) oppure modificano le matrici di rigidezza tenendo conto delle funzioni di forma dell'elemento (approccio CONSISTENT, specie nel caso di elementi shell). È inoltre possibile calcolare le rigidezze, nel caso di travi, implementando la soluzione esatta della trave elastica su terreno alla Winkler

Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali Modellazione alla WINKLER

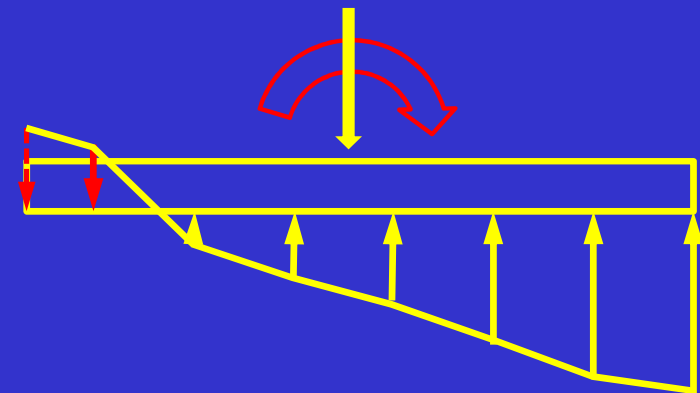
Con questo criterio l'interazione è molto semplice. Bisogna però tenere conto di alcuni aspetti

La mesh deve essere abbastanza fitta: la campata tra due pilastrate o muri deve essere modellata almeno con 8-10 elementi (altrimenti non si colgono i minimi o i massimi di momento)



In un'analisi elastica lineare le molle reagiscono anche a **trazione**. **ATTENZIONE**

Volendo escludere le molle tese, l'analisi elastica lineare per singole condizioni di carico non è possibile → **analisi non lineare**



Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

Modellazione alla WINKLER

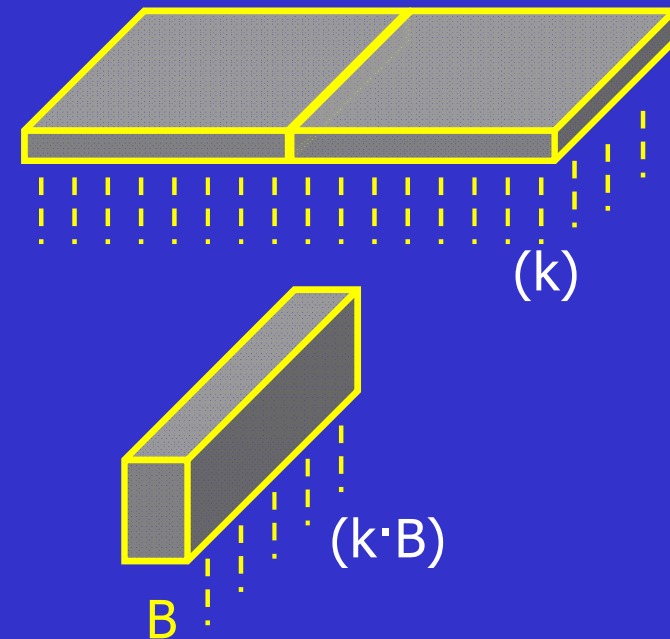
I valori della costante di Winkler (costante di sottofondo) è espressa nelle unità

$$k = [F] / [L^3]$$

La costante di Winkler applicata a superficie va assegnata con queste unità di misura

Per elementi trave, La costante di sottofondo in input è pari a $(k \cdot B) = [F] / [L^2]$

La costante di Winkler, ancor più che il modulo elastico, **non è un parametro del terreno** ma un parametro di interazione "*problem dependent*"



Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

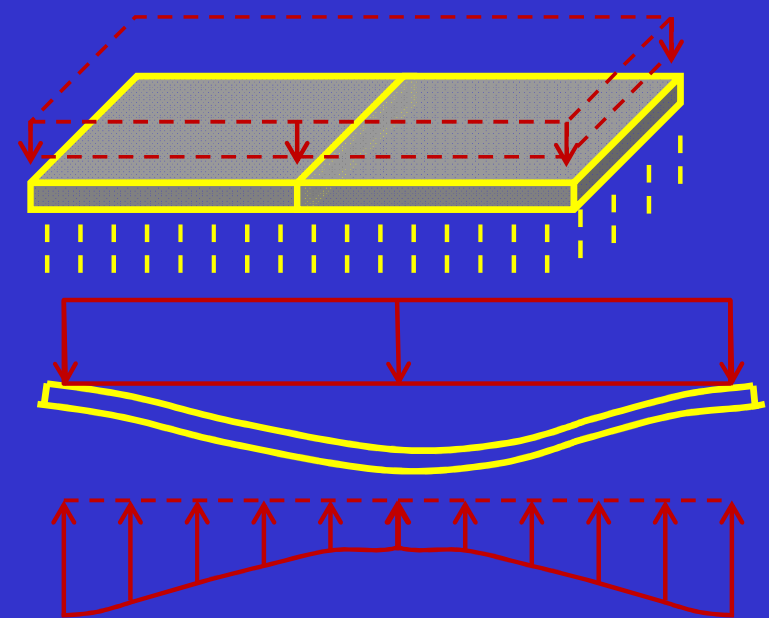
Modellazione alla WINKLER - limiti

È noto che la modellazione alla Winkler dà luogo a risultati del tutto non realistici in casi particolari: ad esempio

Piastra uniforme e uniformemente caricata:

In questo caso il modello predice una deformata uniforme e quindi momenti flettenti nulli, al contrario di quello che avviene in realtà

In generale, anche per carichi uniformi, in realtà la deformata non è uniforme. Le pressioni tendono a crescere ai lati della fondazione perché le porzioni di terreno periferiche sono più rigide grazie al sostentamento del terreno esterno : **questo il modello di Winkler non lo riproduce**



Per ovviare, con una certa approssimazione, si potrebbe aumentare la rigidità delle molle nelle zone di bordo (+/- 25%)

Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

Modellazione alla WINKLER - limiti

Per un approfondimento, si raccomanda la lettura del cap. 9 del testo di Viggiani (1998).

In particolare si ritiene opportuno mettere in evidenza alcune frasi dell'Autore, riguardanti il confronto tra il modello di Winkler ed altri modelli più elaborati (ma difficilmente riscontrabili in codici di calcolo *general purpose*)

§9.8 Considerazioni conclusive " ... anche il semplice modello di Winkler, se usato con intelligenza (con un'opportuna scelta del valore di k ; escludendo il caso di carichi ripartiti), sembra pienamente accettabile.

È perciò indispensabile, piuttosto che affinare ulteriormente i modelli di sottosuolo per l'analisi dell'interazione terreno-fondazione, studiare l'influenza che esercita sul fenomeno la sovrastruttura; ..."

Modellazione alla WINKLER – stima di k

Secondo la definizione

$q = k \cdot w$ con q = pressione agente

w = cedimento

Quindi

$$k = q / w$$

In altri termini, la costante di Winkler, coerente con la stima dei cedimenti effettuata con i metodi discussi, si ottiene dividendo la pressione agente per il cedimento da essa provocato. Ad esempio, con le semplici formule dell'elasticità

$$w \cong I_s \cdot \frac{\Delta q \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E'} \rightarrow k = \frac{\Delta q}{w} = \frac{E'}{I_s \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}$$

Modellazione alla WINKLER – stima di k

Terreno granulari

interazione

Esempio :

B = 5 m

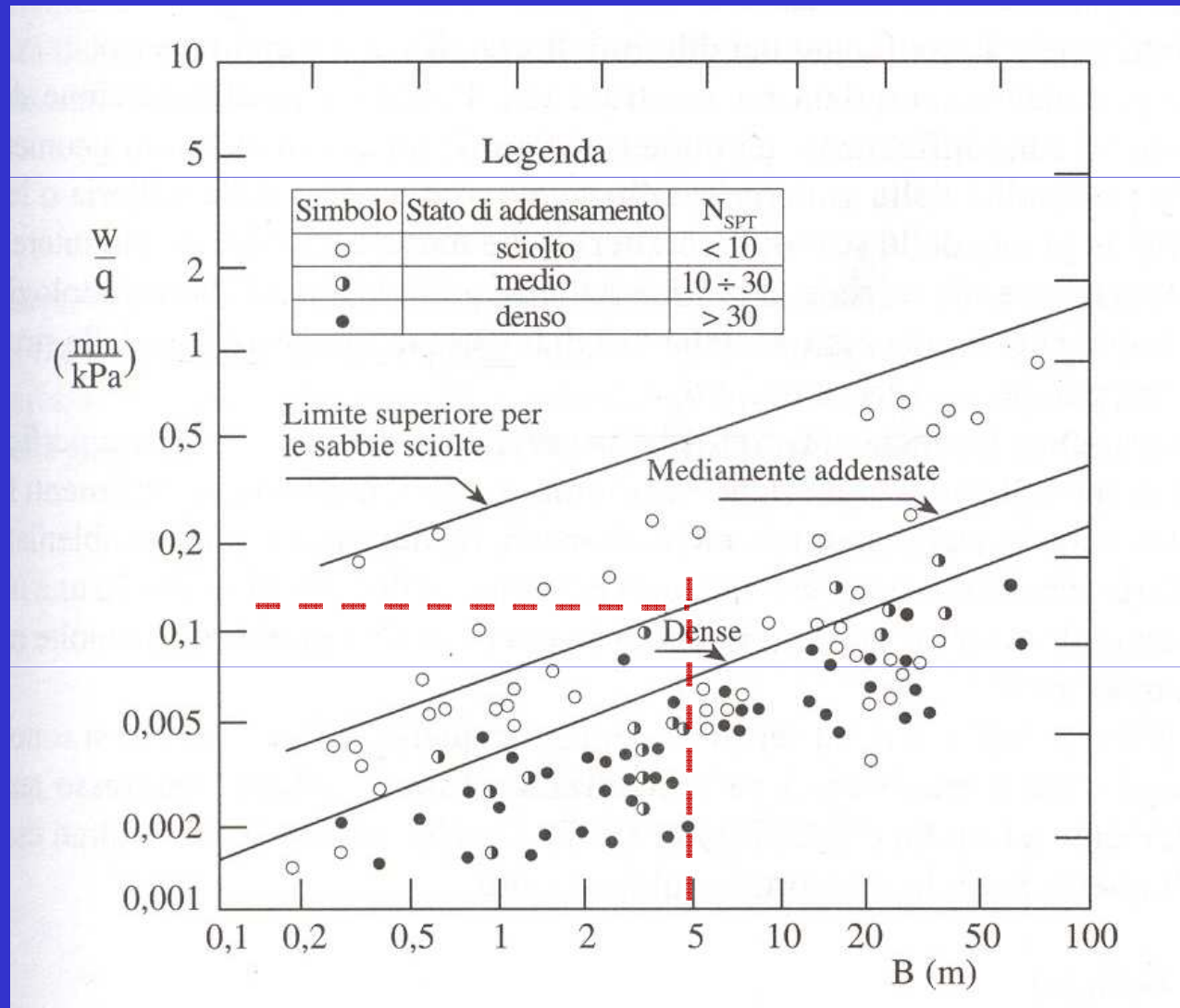
Sabbia media

 $w/q \sim 0.12 \text{ mm/kPa}$

quindi

$$k = 1000 / 0.12 = 8333 \text{ kN/m}^3$$

Da Viggiani (1998)



Modellazione alla WINKLER – stima di k

interazione

Avvertenze

Poiché il valore di k è abbastanza incerto, è bene fare diverse ipotesi e verificare la dipendenza dei risultati salienti da questo parametro

Ad esempio, i momenti in campata di platee o travi rovesce tenderanno ad aumentare al diminuire di k , anche se per condizioni usuali non c'è forte dipendenza da k dei risultati in termini di azioni interne

Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

Vincoli elasticamente cedevoli

Spesso la modellazione della fondazione avviene vincolando opportunamente il nodo alla base della colonna.

Classico il caso della modellazione di viadotti, torri ecc.

In questo caso può essere utile modellare l'interazione tra la fondazione ed il terreno in termini globali, ossia definendo dei termini di rigidezza.

Per quanto riguarda la rigidezza assiale, in analogia con quanto discusso in relazione alla costante di Winkler, è sufficiente calcolare il rapporto tra il carico totale applicato ed il cedimento medio.

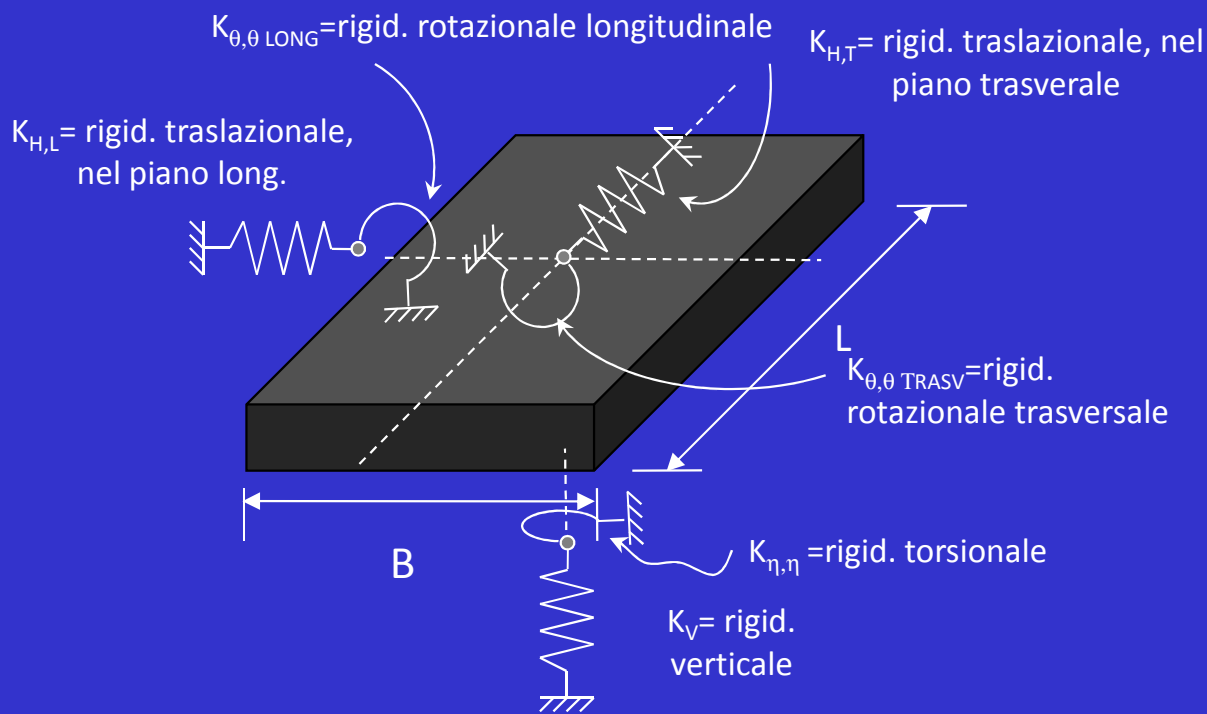
Tuttavia, esistono correlazioni che permettono di stimare le rigidezze, anche in relazione ad azioni flettenti e taglianti

Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

Vincoli elasticamente cedevoli

Spesso la modellazione della fondazione avviene vincolando opportunamente il nodo alla base della colonna.

Canadian Foundation Manual 4th ed



$$K_v = \frac{4 \cdot G \cdot R}{(1 - \nu)}$$

$$K_H = \frac{8 \cdot G \cdot R}{(2 - \nu)}$$

$$R = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}}$$

$$K_{\theta,\theta} = \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3 \cdot (1 - \nu)}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{B^3 \cdot L}{3\pi}}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{L^3 \cdot B}{3\pi}}$$

$$K_{\eta,\eta} = \frac{16 \cdot G \cdot R^3}{3}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{B \cdot L \cdot (B^2 + L^2)}{6\pi}}$$

per fond. circolare usare il raggio R

Vincoli elasticamente cedevoli

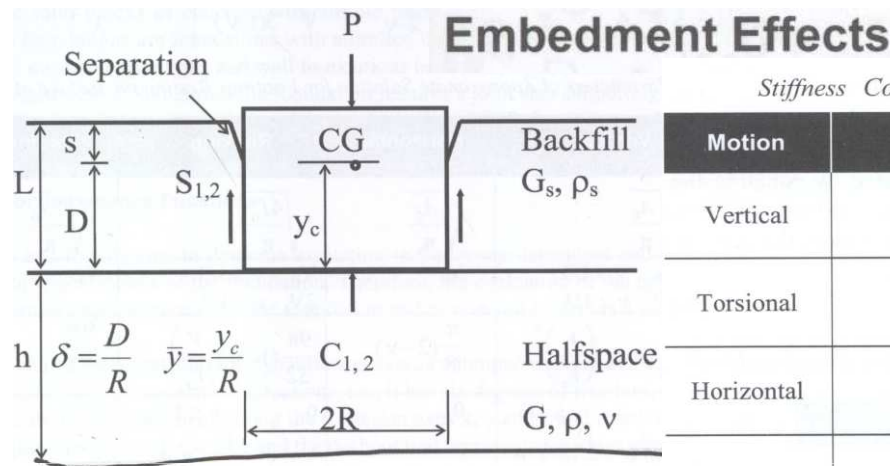
interazione

Static Stiffnesses of a Disc Resting on the Surface of a Homogeneous Halfspace

| Vertical | Horizontal | Rocking | Torsion |
|---------------------------------|---------------------------------|---|-----------------------------------|
| $\bar{k}_v = \frac{4GR}{1-\nu}$ | $\bar{k}_u = \frac{8GR}{2-\nu}$ | $\bar{k}_\psi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$ | $\bar{k}_\eta = \frac{16GR^3}{3}$ |

Equivalent Radii for a Rectangular Footing having Dimensions a and b

| Vertical | Horizontal | Rocking | Torsion |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|--|
| $R = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$ | $R = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$ | $R = \sqrt[4]{\frac{a^3b}{3\pi}}$ | $R = \sqrt[4]{\frac{ab(a^2 + b^2)}{6\pi}}$ |



Notations for embedded foundation

Stiffness Constants for Embedded Footings

| Motion | Stiffness Constant k |
|------------|--|
| Vertical | $GR(C_{v1} + \frac{G_s}{G} \delta S_{v1})$ |
| Torsional | $GR^3(C_{\eta1} + \frac{G_s}{G} \delta S_{\eta1})$ |
| Horizontal | $GR(C_{u1} + \frac{G_s}{G} \delta S_{u1})$ |
| Rocking | $GR^3[\bar{y}^2 C_{u1} + \frac{G_s}{G} \delta (\frac{\delta^2}{3} + \bar{y}^2 - \delta \bar{y}) S_{u1}] + GR_\phi^3 [C_{\phi1} + \frac{G_s}{G} \delta_\phi S_{\phi1}]$ |
| Coupling | $-GR[y_c C_{u1} + \frac{G_s}{G} \delta (y_c - \frac{D}{2}) S_{u1}]$ |

Stiffness Parameters ($\beta = 0$)

| Motion | Soil | Side Layer | Halfspace |
|------------|-------------------|--|--|
| Vertical | Cohesive Granular | $S_{v1} = 2.7$ $S_{v1} = 2.7$ | $C_{v1} = 7.5$ $C_{v1} = 5.2$ |
| Horizontal | Cohesive Granular | $S_{u1} = 4.1$ $S_{u1} = 4.0$ | $C_{u1} = 5.1$ $C_{u1} = 4.7$ |
| Rocking | Cohesive Granular | $S_{\psi1} = 2.5$ $S_{\psi1} = 2.5$ | $C_{\psi1} = 4.3$ $C_{\psi1} = 3.3$ |
| Torsion | Coh.&Gran. | $S_{\eta1} = 10.2$ | $C_{\eta1} = 4.3$ |

Canadian Foundation Manual 4th ed

Vincoli elasticamente cedevoli

interazione

In alcuni casi, può essere necessario tarare una costante di Winkler in modo tale da riprodurre non tanto la rigidezza assiale, quanto la rigidezza flessionale della fondazione.

Esempio tipico, la fondazione di una torre eolica, nella quale è importante modellare soprattutto la rotazione della base, con un modello ad elementi fini bidimensionali della platea

Si può procedere quindi stimando la rigidezza rotazionale complessiva con le formule precedenti e quindi imporre che una fondazione su suolo elastico abbia la stessa rigidezza.

Ad esempio per una fondazione rettangolare di lati B e L , le k di Winkler equivalenti sono (per flessione lungo B)

$$k_{\text{winkler},v} = \frac{K_v}{B \cdot L} = \frac{4 \cdot G}{(1 - \nu) \sqrt{B \cdot L} \cdot \pi}$$

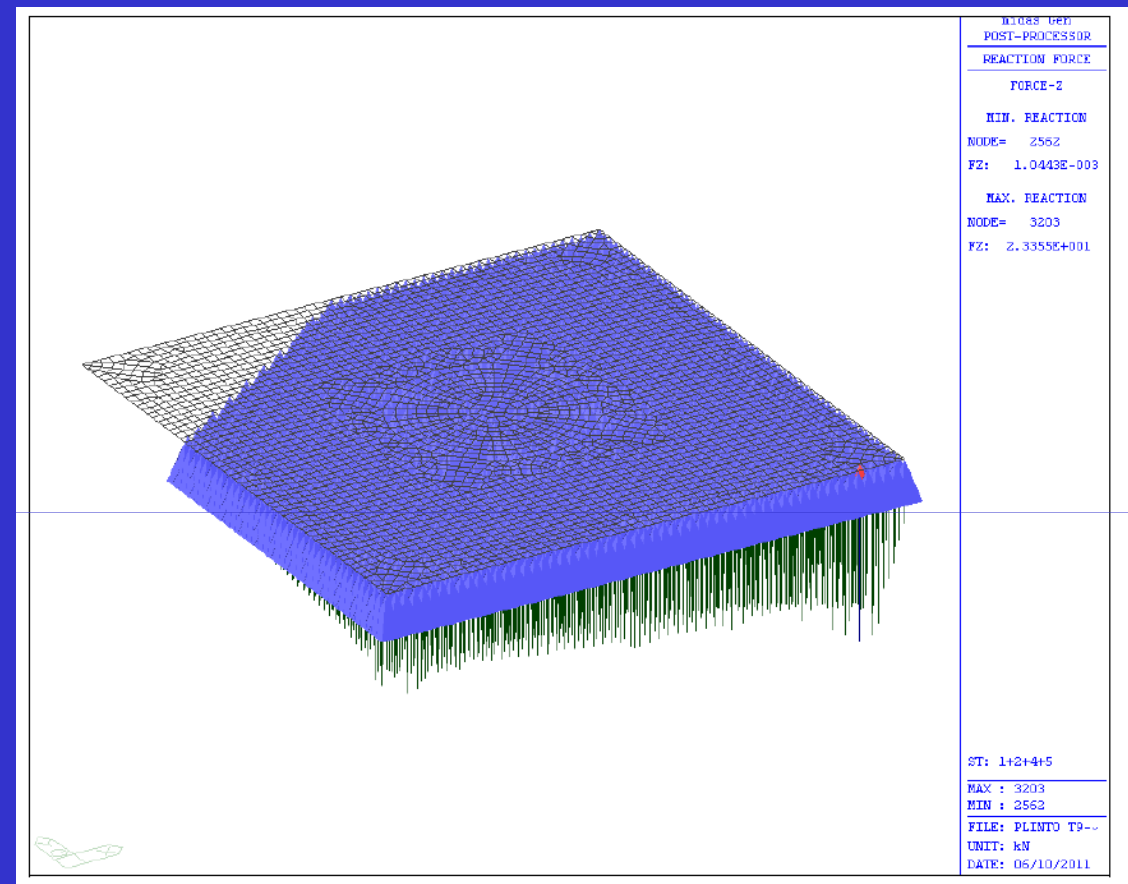
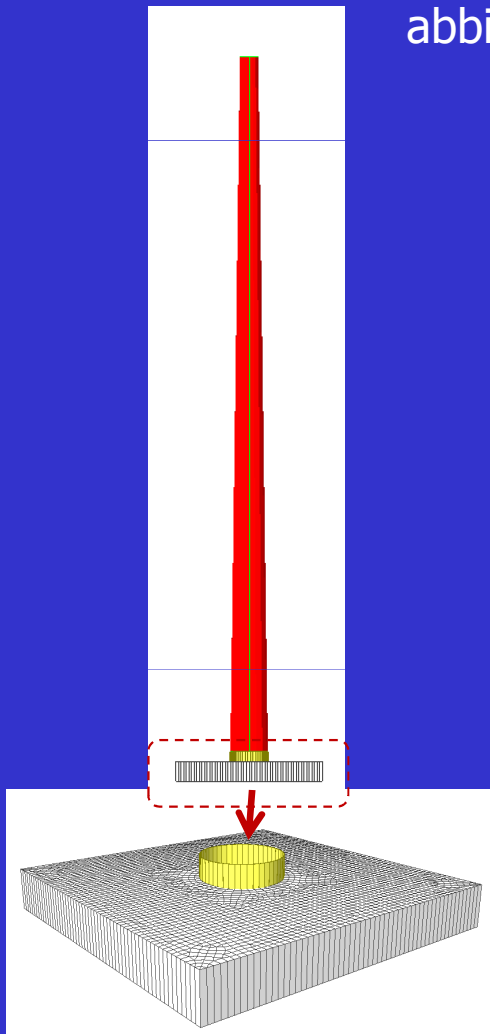
$$k_{\text{winkler},\theta} = \frac{12 \cdot K_{\theta,\theta}}{B^3 \cdot L} = \frac{5.95 \cdot G \cdot (B^3 \cdot L)^{-\frac{1}{4}}}{(1 - \nu)}$$

Per una fondazione quadrata, la k di Winkler tarata sulla rigidezza flessionale è circa 2.60 maggiore di quella tarata per centrare la rigidezza assiale.

Vincoli elasticamente cedevoli

interazione

Abbiamo usato questa tecnica per studiare il comportamento di una torre eolica con fondazione quadrata: abbiamo tarato le molle sulla rigidezza flessionale e poi le abbiamo applicate alla base della fondazione modellata con elementi shell, considerando il comportamento **no-tension**



Possibilità offerte dai codici di calcolo commerciali

Applicazione di cedimenti impressi

Talvolta non è tanto importante includere nel modello di calcolo la rigidità assoluta delle fondazioni, quanto tenere conto di possibili cedimenti differenziali, aventi valori noti o presunti

Ad esempio, questo può essere il caso di viadotti iperstatici

In questo caso è sufficiente vincolare i punti alla base delle fondazioni ed assegnare i cedimenti impressi raggruppati in una o più condizioni di carico elementari da combinare con le altre ipotesi di carico.

Nel quadro del metodo agli SLU, tali condizioni, di natura coattiva, hanno rilievo prevalente per le verifiche allo stato limite di servizio

Considerazioni conclusive

Quando si ritiene opportuno o necessario includere nel modello di calcolo strutturale gli effetti della flessibilità delle fondazioni, è bene usare un atteggiamento prudente ed esplorare le conseguenze di diverse ipotesi sui valori delle rigidezze del terreno.

Non è detto che sottostimare le rigidezze sia una scelta in favore di sicurezza: classico è il caso di un'analisi sismica con spettro di risposta.

Sottostimando le rigidezze si sovrastimano i periodi propri e quindi si corre il serio rischio di considerare ordinate spettrali minori di quelle più appropriate. Nella sostanza questo è il motivo per il quale nelle Norme si ritiene in genere di fare riferimento a modelli vincolati rigidamente in fondazione.

CALCOLO SECONDO NTC2008

SECONDO NTC 2008 cap. 6 In generale si deve verificare che:

| | |
|-----|---|
| SLU | <p>L'opera sia sufficientemente sicura nei confronti di possibili scenari associati a gravi conseguenze per cose o persone, ossia che tali eventi siano assai remoti. Sono esplicitamente delineati i seguenti casi</p> <p>STRU : collasso provocato da cedimento strutturale GEO : collasso nel terreno di fondazione EQU : collasso per perdita di equilibrio a corpo rigido UPL : sollevamento per sottospinte idrauliche HYDR : collasso per effetti interazione acqua-scheletro s.</p> |
| SLE | <p>L'opera assolva alle funzioni per le quali è stata prevista senza arrecare danni o disturbare il corretto funzionamento dei sistemi con i quali interagisce – DEFORMAZIONI o VIBRAZIONI</p> |

SECONDO NTC 2008 cap. 6 In generale si deve verificare che:

| | |
|-----|---|
| SLU | <p>L'opera sia sufficientemente sicura nei confronti di possibili scenari associati a gravi conseguenze per cose o persone, ossia che tali eventi siano assai remoti. Sono esplicitamente delineati i seguenti casi</p> <p>STRU : collasso provocato da cedimento strutturale GEO : collasso nel terreno di fondazione EQU : collasso per perdita di equilibrio a corpo rigido UPL : sollevamento per sottospinte idrauliche HYDR : collasso per effetti interazione acqua-scheletro s.</p> |
| SLE | <p>L'opera assolva alle funzioni per le quali è stata prevista senza arrecare danni o disturbare il corretto funzionamento dei sistemi con i quali interagisce – DEFORMAZIONI o VIBRAZIONI</p> |

SLU - SECONDO NTC 2008 cap. 6 -

Per ogni SLU (STR, EQU, GEO , ecc.) si deve verificare che:

$$E_D \leq R_D \quad (\text{eq. 6.2.1 , richiamata più volte})$$

con

E_D = azione (o effetto dell'azione) di progetto

R_D = resistenza di progetto

NB : "PROGETTO" è la traduzione dell'originale inglese DESIGN, da alcuni tradotto come CALCOLO

E_D = azione (o effetto dell'azione) di progetto:

è funzione dei carichi caratteristici (F_k), dei parametri geotecnici caratteristici (X_k), della geometria (a_D) e di opportuni coefficienti di sicurezza parziali che moltiplicano le azioni ($\gamma_F = \gamma_E$) o dividono i parametri di geotecnici (γ_M)

$$A) \quad E_D = E \left(\gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_D \right)$$

L'azione può essere calcolata sottoponendo il modello di calcolo ai carichi amplificati ($\gamma_F F_k$)

$$B) \quad E_D = \gamma_E \cdot E \left(F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_D \right)$$

Oppure può essere calcolata amplificando di un coeff. γ_F l'azione risultante dal modello di calcolo soggetto a carichi non amplificati (F_k)

NB: modello di calcolo = ipotesi e schema di calcolo, risolto a mano o con modello numerico

IN GENERE SI USA IL METODO B) – le azioni possono differire tra i due metodi a causa delle non linearità del modello

R_D = resistenza di progetto può essere, in termini assai generali, espressa così

$$R_D = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F \cdot F_K ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_D \right)$$

Il coeff. γ_R è un ulteriore coefficiente di sicurezza parziale che divide la resistenza anche se questa è calcolata in funzione di parametri geotecnici X_D già affetti da un coeff. parziale γ_M

La verifica della condizione (6.2.1) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). In generale, nelle combinazioni previste, possono coesistere coefficienti $\gamma_R > 1$ con $\gamma_M > 1$ e con $\gamma_F > 1$

Riconoscere un coefficiente di sicurezza unico equivalente non è semplice

RESISTENZA DI PROGETTO

Peso del terreno,
sovraccarico stabilizzante,
ecc.

$\text{tg}(\phi'_k)$, c'_k , $S_{u,k}$
ecc.

A1 o A2

$$R_D = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F \cdot F_K ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_D \right)$$

R1, R2 o R3

M1 o M2

Dimensioni della fondazione, o qualsiasi altro parametro

Che cosa s'intende per azioni e parametri geotecnici caratteristici?

F_k = azioni = valori rappresentativi (fissati dalle Norme) (**contengono una base probabilistica**)


X_k = parametri di resistenza = valori ritenuti rappresentativi del terreno, per il problema in esame.

Secondo EC7 , X_k sono definiti come una stima cautelativa dei parametri geotecnici , una stima moderatamente conservativa, in altri termini i parametri stimati come un buon progettista ha sempre fatto (Simpson, 2011). Al contrario delle resistenze caratteristiche dei materiali strutturali, **qui non c'è una base statistica ma una conoscenza approfondita del terreno e del problema in esame.**

Gli approcci di calcolo (Design Approaches)

In che modo combino i coefficienti moltiplicativi delle azioni (γ_F) con i coefficienti di sicurezza sui parametri geotecnici (γ_M) e sulle resistenze (γ_R)?

Un lungo percorso di studio ha preceduto l'uscita della versione ENV di EC7. Da questo laborioso dibattito sono usciti sostanzialmente tre approcci (A, B e C). Successivamente la versione finale (EN) ha proposto tre possibili approcci, cambiando simbologia

Design Approach 1  -comb. 1 **inglese**
-comb. 2

Design Approach 2 **franco/tedesco (DIN)**

Design Approach 3 **Olandese ?**

Ogni Paese potrà adottare uno o più fra questi approcci, tramite lo strumento dei NAD

NTC2008 deriva da qui

Values of partial factors recommended in EN1997-1 Annex A

Da Simpson (2011)

| | | | Design approach 1 | | | Combination 2 | | | Combination 2 - piles & anchors | | | Design approach 2 | | | Design approach 3 | | | | | |
|-----------------|---------------------|-------|-------------------|----|------|---------------|------|----|---------------------------------|--------------|----|-------------------|----|------|-------------------|------|----------|---------|------|-----|
| | | | Combination 1 | | | Combination 2 | | | DA2 - Comb 1 | | | DA2 - Slopes | | DA3 | | | | | | |
| | | | A1 | M1 | R1 | A2 | M2 | R1 | A2 | M1 or ... M2 | R4 | A1 | M1 | R2 | A1 | M=R2 | A1 | A2 | M2 | R3 |
| Actions | Permanent | unfav | 1,35 | | | | | | | | | 1,35 | | | 1,35 | | 1,35 | | | |
| | Permanent | fav | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Variable | unfav | 1,5 | | | 1,3 | | | 1,3 | | | 1,5 | | | 1,5 | | 1,5 | 1,3 | | |
| Soil | tan ϕ' | | | | | | 1,25 | | | 1,25 | | | | | | | Structur | Geotech | 1,25 | |
| | Effective cohesion | | | | | | 1,25 | | | 1,25 | | | | | | | actions | actions | 1,25 | |
| | Undrained strength | | | | | | 1,4 | | | 1,4 | | | | | | | | | 1,4 | |
| | Unconfined strength | | | | | | 1,4 | | | 1,4 | | | | | | | | | 1,4 | |
| | Weight density | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Spread footings | Bearing | | | | | | | | | | | | | 1,4 | | | | | | |
| | Sliding | | | | | | | | | | | | | 1,1 | | | | | | |
| Driven piles | Base | | | | | | | | 1,3 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Shaft (compression) | | | | | | | | 1,3 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Total/combined | | | | | | | | 1,3 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Shaft in tension | | | | | | | | 1,3 | | | | | 1,1 | | | | | | 1,1 |
| Bored piles | Base | | | | 1,25 | | | | 1,1 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Shaft (compression) | | | | 1,0 | | | | 1,3 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Total/combined | | | | 1,15 | | | | 1,5 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Shaft in tension | | | | 1,1 | | | | 1,6 | | | | | 1,15 | | | | | | 1,1 |
| CFA piles | Base | | | | | | | | 1,45 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Shaft (compression) | | | | 1,0 | | | | 1,3 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Total/combined | | | | 1,1 | | | | 1,4 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Shaft in tension | | | | 1,25 | | | | 1,6 | | | | | 1,15 | | | | | | 1,1 |
| Anchors | Temporary | | | | 1,1 | | | | 1,1 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Permanent | | | | 1,1 | | | | 1,1 | | | | | 1,1 | | | | | | |
| Retaining walls | Bearing capacity | | | | | | | | | | | | | 1,4 | | | | | | |
| | Sliding resistance | | | | | | | | | | | | | 1,1 | | | | | | |
| | Earth resistance | | | | | | | | | | | | | 1,4 | | | | | | |
| Slopes | Earth resistance | | | | | | | | | | | | | 1,1 | | | | | | |

Design approach is a national choice

indicates partial factor = 1.0

Calcolo SLU

| | | | NTC2008 |
|-------------|---------|--|---|
| Approccio 1 | Comb. 1 | Si amplificano i carichi e non si riducono i parametri geotecnici . In alcuni casi (es. pali) si riducono le resistenze | Secondo NTC2008 va usata per verifiche STRU |
| | Comb. 2 | Non si amplificano i carichi ma si riducono i parametri geotecnici . In alcuni casi (es. pali) si riducono le resistenze | Secondo NTC2008 non va usata per verifiche STRU ma solo GEO |
| Approccio 2 | | Si amplificano i carichi , non si riducono i parametri geotecnici ma si riducono le resistenze | Sia GEO che STRU |
| Approccio 3 | | Si amplificano i carichi , si riducono i parametri geotecnici e si riducono le resistenze | Non utilizzata da NTC2008 |

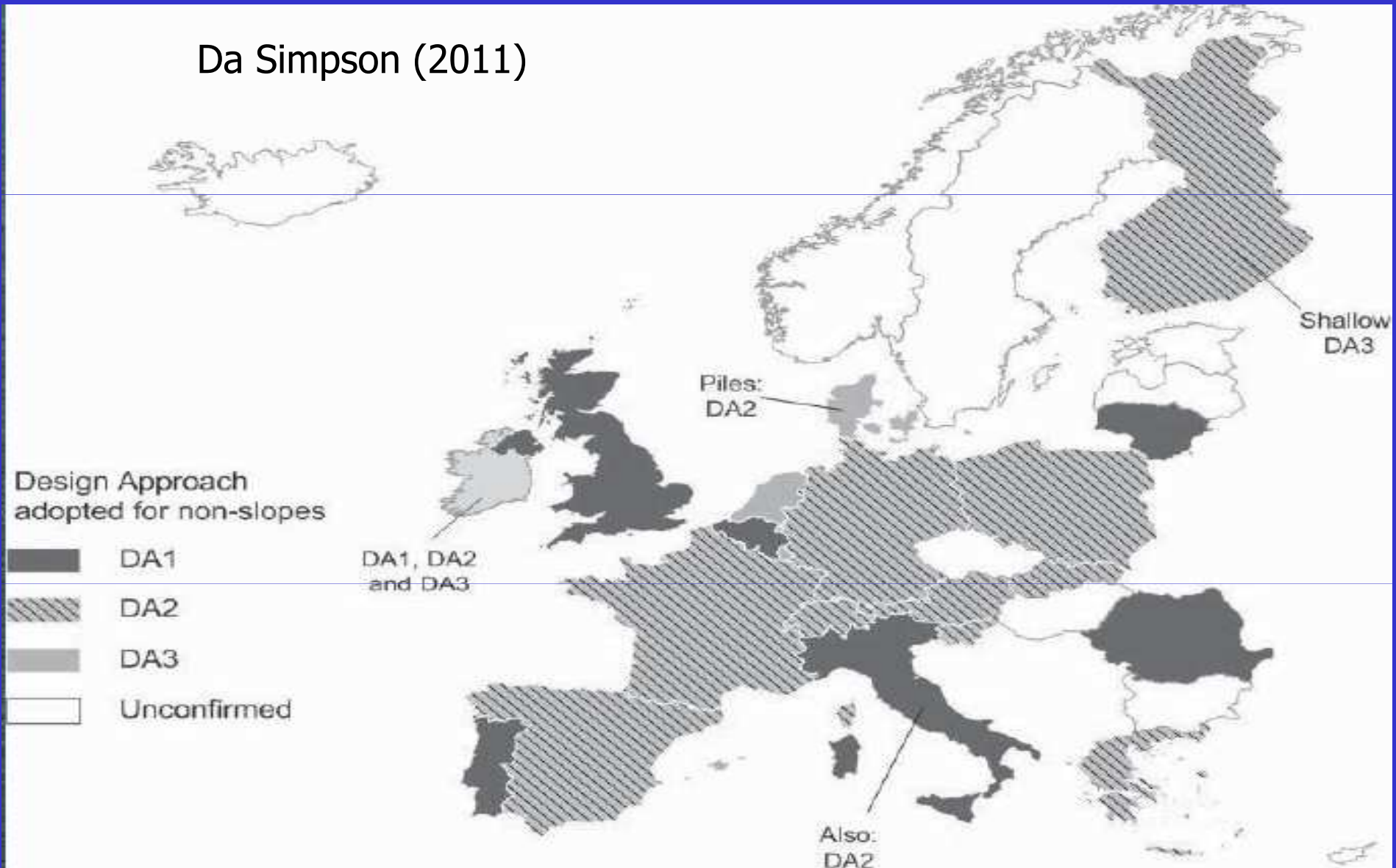
Esistono poi alcune varianti (es. DA2* , DA3* ecc.) per contemplare casistiche di problemi che cadono in difetto nell'uso: cfr p.e.

Vogt N., Schuppener B., Wiessenbach A., (2007) Gli Approcci di progetto dell'EC7-1 per progettazione geotecnica in Germania, RIG , XLI, n. 1, pp 53-60

Calcolo SLU

| | | PREGI | DIFETTI |
|-------------|---------|---|--|
| Approccio 1 | Comb. 1 | Più generale | Richiede obbligatoriamente <u>due</u> calcoli |
| | Comb. 2 | Migliora la sicurezza laddove le resistenze non dipendono linearmente dai parametri geotecnici Facilmente applicabile a modelli numerici | Il confronto con i vecchi metodi è più laborioso |
| Approccio 2 | | Risultati facilmente riconducibili a quanto si faceva prima | Ha gli stessi difetti del vecchio metodo dei coeff. globali. Difficilmente applicabile a modelli numerici |
| Approccio 3 | | | |

Da Simpson (2011)



Implementazione nella Normativa ITALIANA

Con la scrittura di NTC2008 non si è voluto predisporre un NAD vero e proprio per l'applicazione degli Eurocodici. Questa scelta è stata giustificata dicendo che gli Eurocodici non possono essere recepiti dalla ns legislazione. **Un aspetto giuridico su cui non ci avventureremo** (ricordiamo solo che il DM del 1996 recepiva addirittura la versione ENV di EC2 ed EC3 !)

Tuttavia la loro l'impostazione è recepita; pertanto la logica degli approcci progettuali è confermata anche se, in alcune parti, sono state introdotte variazioni molto significative

Calcolo SLU - DIFFERENZE NTC2008-EC7

| DIFFERENZE TRA EC7 e NTC2008 PER ALCUNE CLASSI DI PROBLEMI GEOTECNICI | | | | |
|---|--|------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Azioni (A) | Le differenze sui coefficienti γ_G e γ_Q sono modeste: sostanzialmente il coeff. associato ai permanenti cambia da 1.35 (EC7) a 1.30 (NTC2008) | | | |
| Coeff. sic. (M) | Sono usati in pratica gli stessi coeff. parziali γ_{ϕ} , $\gamma_{c'}$, γ_{cu} ecc | | | |
| Coeff. sic. (R) | Tra EC7 e NTC2008 ci sono notevolissime differenze nei parametri γ_R | | | |
| | | DA1 | | DA 2 |
| | | C1 | C2 | |
| Fondazioni superficiali (bearing) | EC7 | A1+M1+R1 ($\gamma_R=1$) | A2+M2+R1 ($\gamma_R=1$) | A1+M1+R2 ($\gamma_R=1.4$) |
| | NTC2008 | A1+M1+R1 ($\gamma_R=1$) | A2+M2+R2 ($\gamma_R=1.8$) | A1+M1+R3 ($\gamma_R=2.3$) |

Calcolo SLU - DIFFERENZE NTC2008-EC7

Dall'esame della tabella precedente, limitatamente ad alcune problematiche più ricorrenti, possiamo notare che:

Per fondazioni superficiali, negli approcci che governano la scelta delle dimensioni (DA1C2 o DA2) , NTC2008 introduce dei coefficienti γ_R molto maggiori di quelli di EC7 → si vuole in qualche modo introdurre un implicito controllo anche sugli spostamenti

Per tutte le opere, quando si sceglie L'APPROCCIO 1 , NTC2008 nella CIRCOLARE indica espressamente di utilizzare la Comb. 1 (A1+M1 + R1) per le verifiche STRU, ossia per il dimensionamento degli elementi strutturali . EC7 non è invece così esplicito: anzi secondo alcuni Autori, anche le azioni derivanti da DA1C2 dovrebbero essere considerate per il dimensionamento strutturale

ESEMPIO DI CALCOLO FONDAZIONE

Calcolo secondo NTC2008 – SLU

Calcolo secondo EC7 – SLU

Calcolo secondo EC7 / NTC2008 – SLE

Esempio Fond. Diretta

IPOTESI

SLU

- Calcolo capacità portate con la formula di Brinch-Hansen con i coeff. in accordo con EC7 EN1997-1 App. D

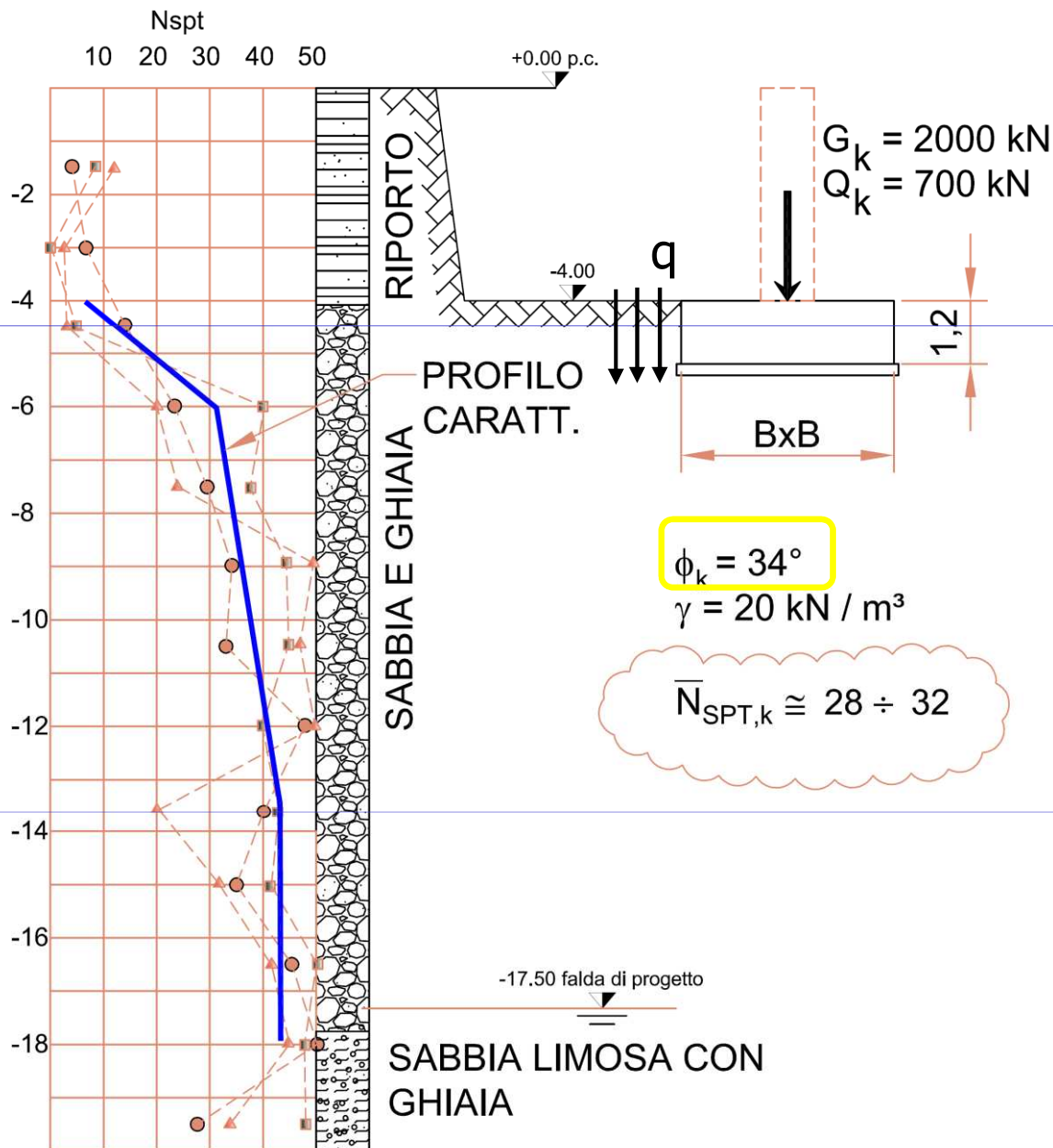
- ai lati della fondazione considero un carico permanente $q=10$ kPa

- Ignoro la falda

SLE

- Stimo cedimento con Burland & Burbridge (1985) assumendo uno sforzo verticale pregresso pari a circa 70 kPa

- considero ammissibile un cedimento di 2 cm



verifiche fondazioni superficiali

APPROCCIO 1

| | | | |
|--------------------------|------------------|---------------------------------------|---------------------|
| combinazione 2: A2+M2+R2 | | R1 per EC7 nativo | GEO |
| $\gamma_{G1} = 1.0$ | $\gamma_Q = 1.3$ | $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{Cu} = 1.4$ |
| $\gamma_{G1} = 1.0$ | $\gamma_Q = 1.0$ | in condizioni sismiche | |
| carico limite | $\gamma_R = 1.8$ | } = 1 per EC7 nativo | |
| scorrimento | $\gamma_R = 1.1$ | | |

| | | |
|--------------------------|------------------|--|
| combinazione 1: A1+M1+R1 | | STR |
| $\gamma_{G1} = 1.3$ | $\gamma_Q = 1.5$ | $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{Cu} = 1$ |
| $\gamma_{G1} = 1.0$ | $\gamma_Q = 1.0$ | in condizioni sismiche |

Callisto (2009)

verifiche fondazioni superficiali

APPROCCIO 2

combinazione A1+M1+R3

$$\gamma_{G1} = 1.3 \quad \gamma_Q = 1.5 \quad \gamma_{\varphi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{Cu} = 1.0$$

$$\gamma_{G1} = 1.0 \quad \gamma_Q = 1.0 \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\gamma_R = 2.3 \quad \text{carico limite}$$

$$\gamma_R = 1.1 \quad \text{scorrimento}$$

GEO

γ_R non compare nelle verifiche STR

R2 per EC7 nativo

1.4 per EC7 nativo

Callisto (2009)

Fond. Diretta – calcolo NTC2008 - SLU

| $G_K=2000$ kN $Q_K=700$ kN | | NTC2008 | | | EC7 nativo | | |
|-------------------------------|-------------------|---------|------|-------|------------|-------|-------|
| | | DA1 | | DA2 | DA1 | | DA2 |
| | | C1 | C2 | | C1 | C2 | |
| SLU | B_{\min} [m] | ~2 | ~3.2 | ~2 .8 | ~2 | ~2 .5 | ~2 .3 |
| | | ~3.2 | | | ~2 .5 | | |
| SLE | η [cm] | 1.3 | 1.6 | 1.9 | 2.1 | | |

Scegliendo l'approccio DA1 le verifiche SLU dominano (di poco) sulle verifiche SLE, sia con NTC2008 sia con EC7. Viceversa DA2 con EC7 richiede un controllo SLE

Fond. Diretta – calcolo NTC2008 - SLU

| | | | | | | | |
|--|------------------|----------------|------|------|-------------------|------|------|
| $G_K=5000$ kN $Q_K=1750$ kN | | NTC2008 | | | EC7 nativo | | |
| | | DA1 | | DA2 | DA1 | | DA2 |
| | | C1 | C2 | | C1 | C2 | |
| SLU | B_{min} [m] | ~2.8 | ~4.5 | ~3.9 | ~2.8 | ~3.6 | ~3.3 |
| | | ~4.5 | | | ~3.6 | | |
| SLE | η [cm] | 2.2 | | 2.6 | 2.9 | | 3.3 |
| Per avere un cedimento $\eta < 2$ cm, occorre una larghezza di fondazione $B_{min} > 4.80$ m qualunque sia l'approccio utilizzato. | | | | | | | |

Osservazioni conclusive

- l'implementazione Italiana (NTC2008) grazie all'introduzione di coeff. $\gamma_R \gg 1$ conduce ad un dimensionamento SLU di fondazioni che, per situazioni ordinarie, va abbastanza bene anche nei confronti delle verifiche SLE
- tuttavia si raccomanda di fare sempre una valutazione dei cedimenti, specie quando la fondazione è larga
- la versione "nativa" di EC7 – invece – richiede sempre un attento controllo sui cedimenti. La verifica SLE, in genere, a meno di fondazioni piccole, costringe ad aumentare le dimensioni minime necessarie a rispettare i requisiti SLU → **EC7 pensato per ingegneri geotecnici preparati**
- Nei casi in cui i cedimenti non sono ritenuti un problema, NTC2008 adotta lo stile EC7 nativo: esempio, la verifica di capacità portante dei muri di sostegno... **qui occorre stare molto attenti**

Predimensionamento

La combinazione dei requisiti allo SLU ed allo SLS rende piuttosto complesso anticipare indicazioni preliminari utili per un predimensionamento

La cosiddetta pressione ammissibile di una fondazione dipende da

Parametri del terreno

geometria della fondazione (B e L/B)

Eccentricità e direzione dei carichi (M/V e H/V)

Tipo di approccio progettuale scelto (APPROCCIO 1 o APPROCCIO 2)

Valore del cedimento massimo ammissibile

In linea di massima è difficile avere, a priori, valori molto precisi. La verifica puntuale di adeguatezza della fondazione dovrà quindi essere completata solo quando la geometria e i carichi finali saranno pressoché noti

Predimensionamento - esempio

È possibile tuttavia predisporre delle indicazioni utili ad un **predimensionamento**

Ad esempio: supponiamo di dovere fornire indicazioni per il calcolo di plinti quadrati su terreno granulare per il quale possiamo attribuire un angolo d'attrito caratteristico $\phi_k = 36^\circ$

Secondo approccio 1 – comb. 2 (A2+M2+R2)

$$\phi_d = \text{atan}(\tan(36^\circ)/1.25) = 30.16 \cong 30^\circ \quad \gamma_R = 1.80$$

$$N_q(\phi_d) = 18.4 \quad N_\gamma(\phi_d) = 20.09$$

$$\text{Accel. Sismica } k_h = 0.120$$

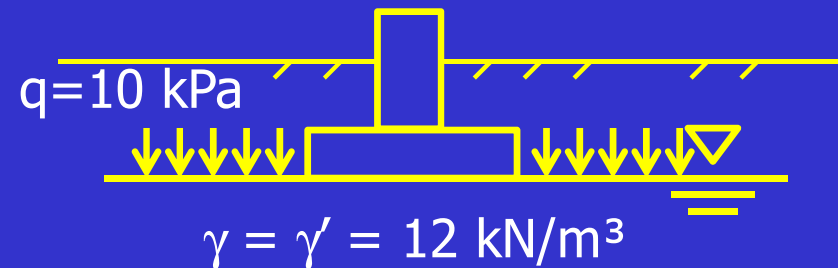
Supponiamo che il rapporto dimensionale B/L si mantenga anche in presenza di eccentricità di carico : $B/L \cong B'/L'$, quindi

$$s_q = 1 + \sin 30^\circ = 1.5 \quad s_\gamma = 0.7 \quad m = 3/2 \quad i_q = (1 - H/V)^{3/2} \quad i_\gamma = (1 - H/V)^{5/2}$$

$$z_q = z_\gamma = (1 - 0.120 / \tan 30^\circ)^{0.35} = 0.92 \quad \text{pertanto}$$

$$q_{ud} = (0.92/1.8) [1.5 \cdot 10 \cdot 18.4 \cdot (1 - H/V)^{3/2} + 0.5 B' \cdot 12 \cdot 20.09 \cdot 0.7 \cdot (1 - H/V)^{5/2}] \rightarrow$$

$$q_{ud} [\text{kPa}] \cong 141 \cdot (1 - H/V)^{3/2} + 43.1 B' \cdot (1 - H/V)^{5/2}$$



Predimensionamento - esempio

Ricaviamo ora una "pressione ammissibile" (allo SLS) dividendo q_{ud} per un coefficiente di sicurezza parziale mediato tra quelli relativi alla combinazione A2+M2+R2, introducendo in favore di sicurezza un coeff. medio γ_F pari a 1.15 (in realtà in cond. sismiche dovremmo considerare un coeff. $\gamma_F = 1$)

$$q_{amm, eq} [kPa] \cong 122.6 \cdot (1 - H/V)^{3/2} + 37.5 B' \cdot (1 - H/V)^{5/2}$$

Tale grandezza esprime il solo rispetto della verifica allo SLU GEO

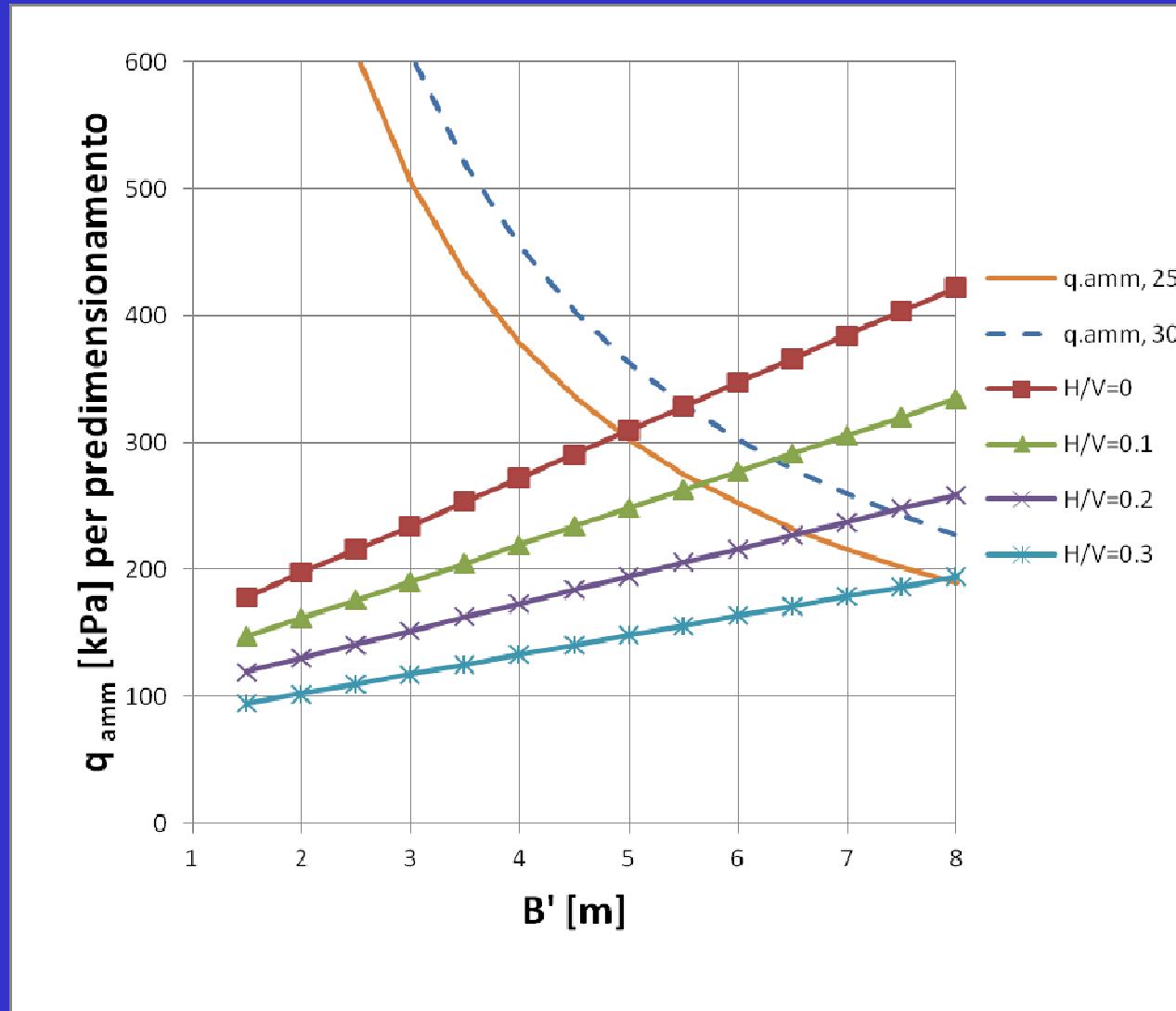
In via approssimata, determiniamo ora la pressione associata ad un cedimento massimo accettato, che in questo caso fisseremo in 30 mm. Assumendo un terreno omogeneo, di modulo elastico $E = 50 \text{ MPa}$ e $\nu = 0.25$, con le formule prima discusse

$$\bar{w} = (0.88) \cdot \frac{\Delta q \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \rightarrow \Delta q = \frac{\bar{w} \cdot E}{0.88 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)} \quad \text{quindi}$$

$$q_{amm, 30 \text{ mm}} [kPa] \cong 1818 / B' \quad \text{pertanto } q_{amm} = \min (q_{amm, eq}, q_{amm, 30 \text{ mm}})$$

Consideriamo poi il caso di cedimento pari a 25 mm e diagrammiamo

Predimensionamento - esempio



Il grafico ci dice che per modesti valori di carico orizzontale, possiamo assumere pressioni "ammissibili" comprese tra 200 e 250 kPa, per plinti di dimensioni usuali.

Per alti valori di H/V la penalizzazione è notevole.

Occorre quindi ridistribuire il carico orizzontale il più possibile e scaricarlo nei punti maggiormente compressi

MURI DI SOSTEGNO ESEMPIO

Muro di Sostegno – calcolo NTC2008 - SLU

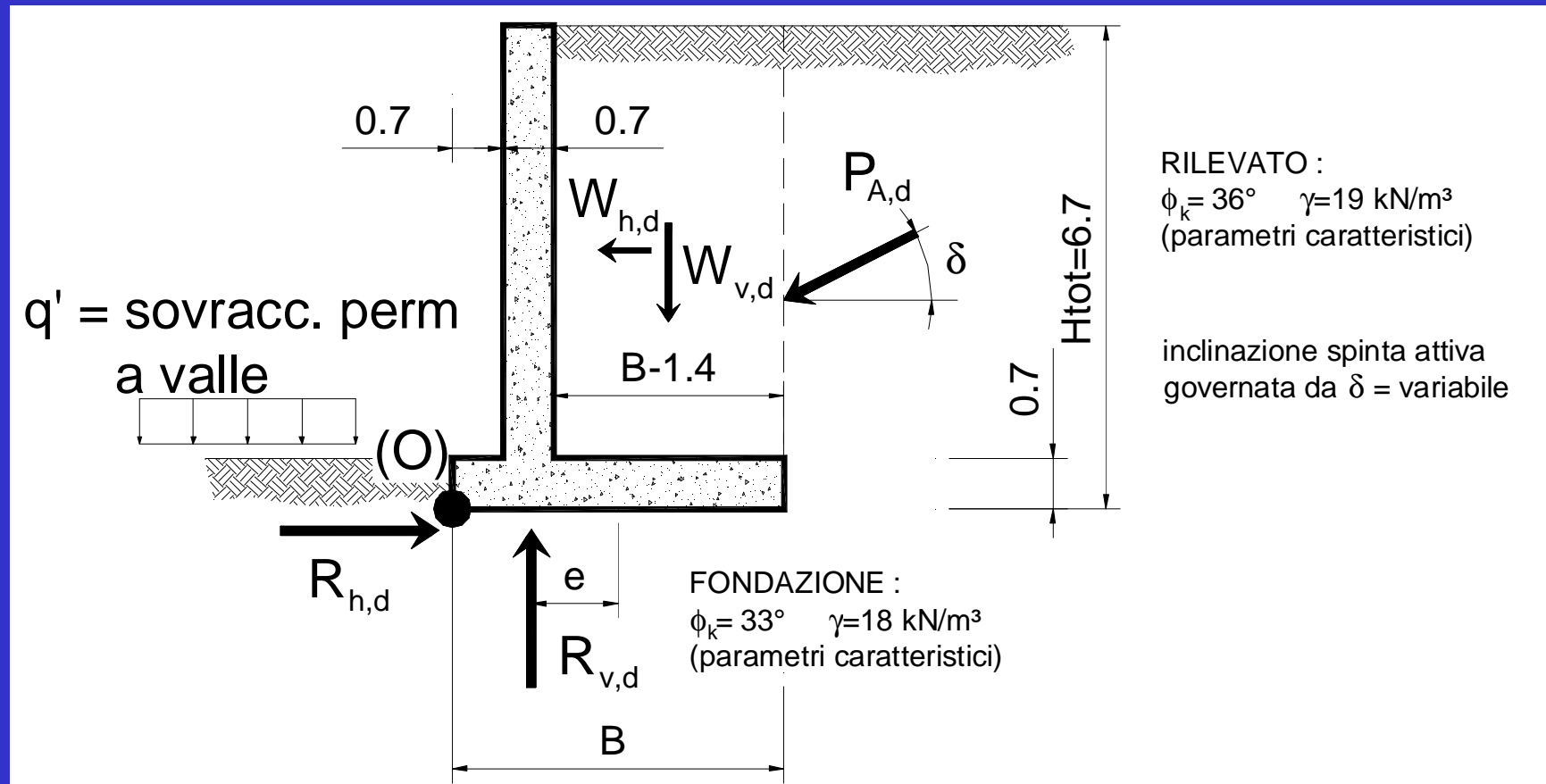
UN ESEMPIO – Muro di sostegno Comune di Melegnano (MI) - Spettro SLV ($T_R=475$ anni)
 $a_g = 0.06 g$ Sottosuolo cat. C $S_S=1.50$ Terreno pianeggiante $S_T=1$

ASPETTI CHE VERRANNO MESSI IN LUCE

- CALCOLO AGLI SLU SECONDO NTC2008 / EC8

Muro di Sostegno – calcolo NTC2008 - SLU

Comune di Melegnano (MI) - Spettro SLV ($T_R=475$ anni) $a_g=0.06$ g Sottosuolo cat. C
 $S_S=1.50$ Terreno pianeggiante $S_T=1$



Spinta delle terre: Teoria di Mononobe & Okabe (M-O)
 (muro deformabile)

Muro di Sostegno – calcolo NTC2008 - SLU

STATICO

| | | | | Azioni | Parametri geotecnici (M) | | | Resistenze | |
|-------------|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------|---------------------|------------------|
| | | | | (A) | $\tan(\phi)$ | c' | S_u | (R) | |
| Approccio 1 | COMB 1 | A1+M1+R1 | Verifiche strutturali (STR) | Rilevato | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.30$ | $\gamma_\phi = 1$ | $\gamma_{c'} = 1$ | $\gamma_{cu} = 1$ | $\gamma_R = 1$ |
| | | | | Sovraccarico | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$ | | | | |
| | | | | Terreno di Fondazione | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1$ | $\gamma_{c'} = 1$ | $\gamma_{cu} = 1$ | $\gamma_R = 1$ |
| | | | | Peso Muro | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | | | | |
| | COMB 2 | A2+M2+R2 | scorrimento e capacità portante (GEO) | Rilevato | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1$ |
| | | | | Sovraccarico | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.30$ | | | | |
| | | | | Terreno di Fondazione | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1$ |
| | | | | Peso Muro | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | | | | |
| Approccio 2 | A1+M1+R3 | scorrimento e capacità portante (GEO) | Rilevato | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.30$ | $\gamma_\phi = 1$ | $\gamma_{c'} = 1$ | $\gamma_{cu} = 1$ | $\gamma_R = 1.4$ | |
| | | | Sovraccarico | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$ | | | | | |
| | | | Terreno di Fondazione | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1$ | $\gamma_{c'} = 1$ | $\gamma_{cu} = 1$ | $\gamma_R = 1.4$ | |
| | | | Peso Muro | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | | | | | |
| EQU | | verifica a ribaltamento (EQU) | Rilevato | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.10$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1$ | |
| | | | Sovraccarico | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$ | | | | | |
| | | | Terreno di Fondazione | Ininfluyente | | | | | |
| | | | Peso Muro | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 0.90$ | | | | | |
| Approccio 1 | COMB 2 | A2+M2+R2 | Stabilità globale | Rilevato | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1.1$ |
| | | | | Sovraccarico | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.30$ | | | | |
| | | | | Terreno di Fondazione | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1.1$ |
| | | | | Peso Muro | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | | | | |

Note:

1. L'APPROCCIO 2 può essere omissso nel caso di muri dotati di ancoraggio al terreno
2. il coefficiente parziale γ_ϕ va applicato alla tangente dell'angolo d'attrito

SISMICO

| | Azioni (A) | | Parametri geotecnici (M) | | Resistenze (R) | |
|-----------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|----------------------|---------------------|----------------|
| | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.00$ | $\tan(\phi)$ | c' | S_u | $\gamma_R = 1$ |
| Rilevato | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1$ |
| Sovraccarico | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1$ |
| Terreno di Fondazione | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1$ |
| Peso Muro | $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$ | $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.00$ | $\gamma_\phi = 1.25$ | $\gamma_{c'} = 1.25$ | $\gamma_{cu} = 1.4$ | $\gamma_R = 1$ |

TUTTE LE VERIFICHE

A2+M2+R2

COMB 2

Approccio 1

Muro di Sostegno – calcolo NTC2008 - SLU




Nell'Ambito dell'approccio 1, comb. 2 (GEO), occorre definire i parametri di resistenza di calcolo

| | |
|--------------------|---|
| Rilevato | $\phi_d = \text{atan}(\tan(36^\circ)/1.25) = 30.16^\circ$ |
| Fondazione | $\phi_d = \text{atan}(\tan(33^\circ)/1.25) = 27.45^\circ$ |
| Coeff attrito base | $\mu_d = \tan(33^\circ)/1.25 = 0.519$ |

Per ogni SLU, si deve accertare che $R_D \geq E_D$

Con $R_D =$ resistenza di progetto

$E_D =$ azione sollecitante di progetto

| Percentuali di sfruttamento della resistenza disponibile | | |
|---|---|--|
| Traslazione  | Capacità Portante  | Ribaltamento  |
| $\frac{R_{h,d}}{R_{v,d} \times \mu_d} \leq 1$ | $\frac{q}{q_{u,d}} \leq 1$ | $\left(\frac{\text{Mom.ribaltante}}{\text{Mom.stabilizz.}} \right)_{(O)} \leq 1$ |

$H_{eff} = 6.70 \text{ m}$, $q' = 5 \text{ kPa}$, $\beta_m = 0.24$ (NTC2008)

$\beta_m = 1/r = 0.50$ (EC8)

Muro di Sostegno

RISULTATI

| | | $\delta/\phi = 0$ | | | $\delta/\phi = 0.5$ | | | $\delta/\phi = 1$ | | |
|------------------|---|-------------------|-------|----------------------------|---------------------|-------|----------------------------|-------------------|-------|---------------------------|
| statico | | $B_{min} = 3.95$ | | ↔ 59% ⇓⇓⇓ 97% ↷ 38% | $B_{min} = 3.38$ | | ↔ 56% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 38% | $B_{min} = 2.95$ | | ↔ 53% ⇓⇓⇓ 98% ↷ 37% |
| $a_g / g = 0.06$ | sismico NTC2008 $k_h = 0.06 \cdot 1.5 \cdot 0.24 = 0.0216 \text{ g}$ | $B_{min} = 4.27$ | + 8% | ↔ 60% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 26% | $B_{min} = 3.7$ | + 9% | ↔ 57% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 27% | $B_{min} = 3.23$ | + 9% | ↔ 54% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 27% |
| | sismico NTC2008 $k_h = 0.06 \cdot 1.5 \cdot 0.50 = 0.045 \text{ g}$ | $B_{min} = 4.65$ | + 18% | ↔ 61% ⇓⇓⇓ 100% ↷ 26% | $B_{min} = 4.05$ | + 20% | ↔ 58% ⇓⇓⇓ 100% ↷ 27% | $B_{min} = 3.56$ | + 21% | ↔ 55% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 27% |
| $a_g / g = 0.12$ | sismico NTC2008 $k_h = 0.12 \cdot 1.5 \cdot 0.24 = 0.0432 \text{ g}$ | $B_{min} = 4.63$ | + 17% | ↔ 61% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 26% | $B_{min} = 4.03$ | + 19% | ↔ 58% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 27% | $B_{min} = 3.54$ | + 20% | ↔ 55% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 27% |
| | sismico NTC2008 $k_h = 0.12 \cdot 1.5 \cdot 0.50 = 0.090 \text{ g}$ | $B_{min} = 5.49$ | + 39% | ↔ 64% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 26% | $B_{min} = 4.82$ | + 43% | ↔ 61% ⇓⇓⇓ 100% ↷ 26% | $B_{min} = 4.27$ | + 45% | ↔ 58% ⇓⇓⇓ 99% ↷ 27% |

↔ = coeff. di sfruttamento a scorrimento

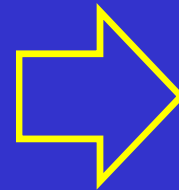
⇓⇓⇓ = coeff. di sfruttamento a capacità portante

↷ = coeff. di sfruttamento a ribaltamento

RISULTATI - Commenti

Domina la verifica a capacità portante: questo è in accordo con quanto segnalato da diversi Autori (es. Callisto (2009:

Si confronta il vecchio metodo (DM 11.3.88) con il nuovo. Nel vecchio metodo occorre assicurare un coeff. di sicurezza 2 sulla capacità portante, mentre nel nuovo approccio, tale coefficiente si annida nel fattore γ_ϕ



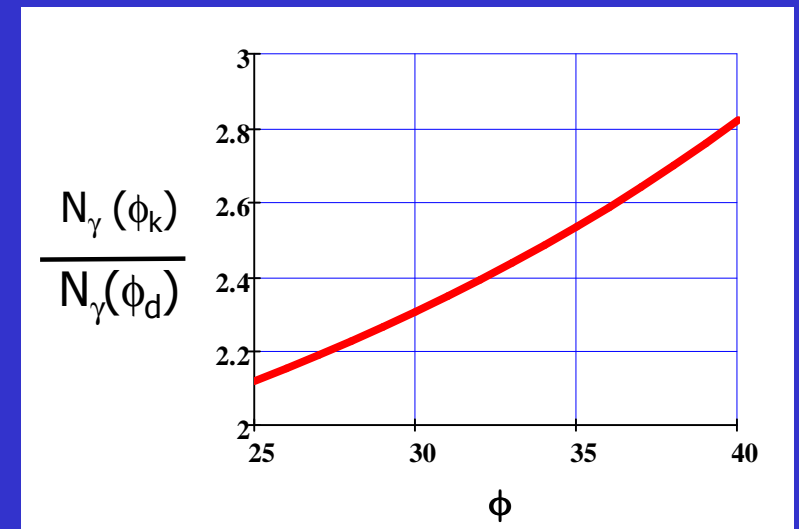
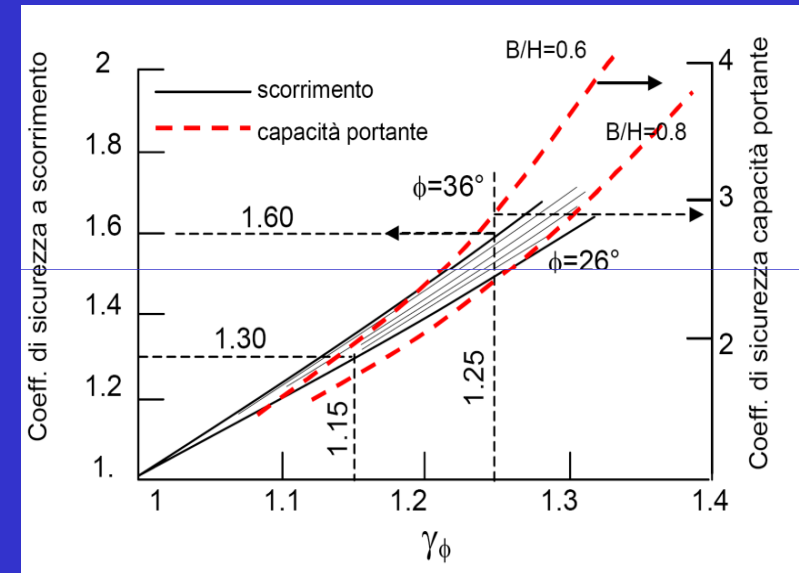
Di larga massima il coeff. di sicurezza equivalente a quello vecchio è pari al rapporto tra il coeff. di capacità portante N_γ calcolato con ϕ_k e quello calcolato con ϕ_d

Si vede che i coeff. di sicurezza sono >2

ATTENZIONE NON TUTTI I PROGRAMMI FANNO QUESTA VERIFICA

La verifica a **ribaltamento** è molto meno gravosa ma, secondo alcuni, andrebbe fatta ignorando il fattore di duttilità (cioè ponendo $\beta_m=1$), perché è un **meccanismo fragile** → la Norma non ne fa menzione

Muro di Sostegno



ASPETTI SISMICI

RIPORTIAMO NELLE PROSSIME SLIDES LE PARTI DELLE NTC2008
IN CUI SI PARLA DEL PROGETTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI
IN ZONE SISMICHE

Aspetti sismici secondo NTC2008

§7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

La norma chiede che resistano e non si deformino

§7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

§7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

...

Il sistema fondazionale deve essere orizzontalmente rigido

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nelle fondazioni non si devono ipotizzare dissipazioni pl.

§7.2 .5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in **genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione** alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

La fondazione può non fare parte del modello di calcolo

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Alle fondazioni deve essere data una sovra-resistenza

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Elementi a bassa duttilità comunque

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Aspetti sismici secondo NTC2008

§7.2 .5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel § 3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Non è un obbligo
ma una
raccomandazione

Quando non è possibile collegare le fondazioni occorre tenere conto del fatto che possano avvenire movimenti laterali non contemporanei - Entità dei movimenti in §3.2.5

Aspetti sismici secondo NTC2008

§7.2 .5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni – continua ..

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{\max} = a_g \cdot S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

Un pavimento industriale (continuo) può fungere allo scopo in certe situazioni

Collegamenti sì o no

L'intento della Norma consiste nel proteggere, per quanto possibile le fondazioni e la sovrastruttura da deformazioni differenziali.

Il movimento in superficie non avviene nello stesso modo in tutti i punti dell'edificio (asincronicità del moto)

Il moto è tanto più asincrono quanto maggiore è la cedevolezza del terreno (cresce al crescere del cat. di suolo , ed al diminuire di v_s)

In linea generale, quindi, ed in accordo con la tradizione normativa più consolidata, il criterio generale suggerisce di conferire quanto più possibile monoliticità al sistema di fondazioni. Le strutture verticali saranno quindi connesse. Le azioni di calcolo sono fornite dalla Norma.

In diversi punti, la Norma raccomanda di attenersi a questo criterio

Collegamenti sì o no

In genere, per situazioni ordinarie, quanto richiesto in termini progettuali è accettabile

Esempio : nel caso peggiore $F = 0.6 N_{sd} a_{max} / g$

Se $a_{max} / g = 0.40$ $F = 0.24 N_{sd}$

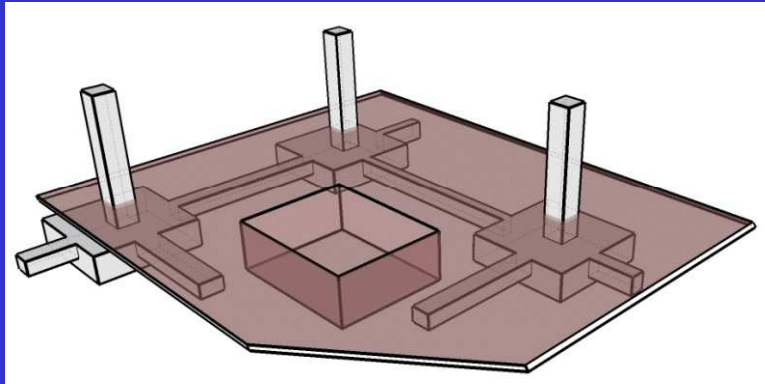
Se confrontato con il valore richiesto dalle precedenti norme, avremmo un incremento di circa il 60%

Ad esempio, se N_{sd} (SLU) = 2000 kN , l'armatura a trazione richiesta è pari a circa 16 cm² (8 ø 16, **da ancorare bene al plinto**)

Nei casi più comuni (quando è possibile prevedere fondazioni superficiali, cat. sottosuolo C o sup.) :

$F \sim 0.15 N_{sd}$ (rapportato alle T.A. è pari a circa 0.10 N come DM 5.2.96)

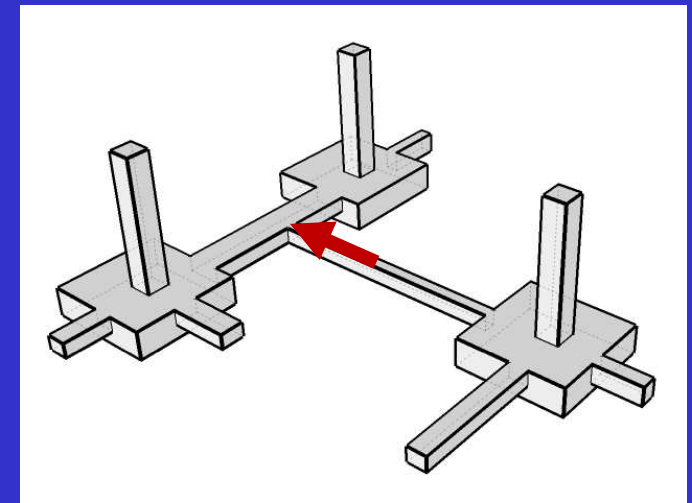
Collegamenti sì o no: esempi



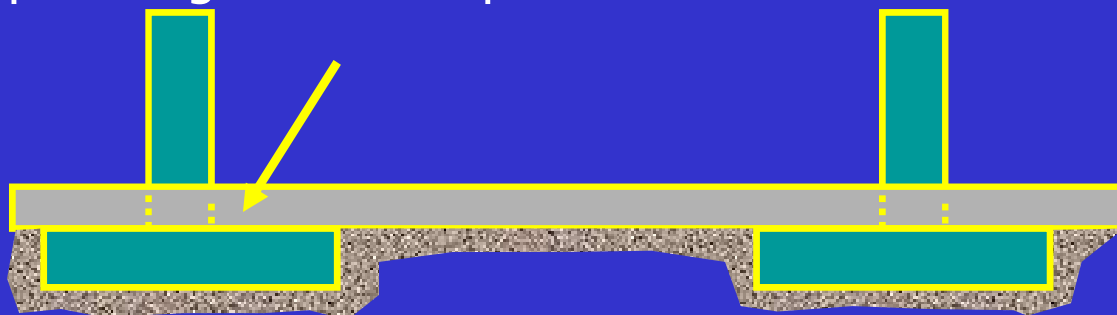
La configurazione ottimale è quella per cui i collegamenti sono al piano delle fondazioni e sotto alla fascia riservata agli impianti. I collegamenti arrivano direttamente ai pilastri

Le azioni nei collegamenti in falso con i pilastri vanno riportate ai pilastri

anche un pavimento strutturale continuo, adeguatamente armato e collegato ai plinti può fungere allo scopo



Attenzione alla continuità



Collegamenti sì o no

Quando i collegamenti non sono possibili o non graditi, occorre tenere conto di spostamenti laterali differenziali tra fondazioni.

In caso di fondazioni vicine per le quali si possa assumere lo stesso valore di spostamento massimo, la (3.2.18) diventa

$$d_{ij\max} = 1.77 d_g \quad \text{con} \quad d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.2.15)$$

Lo spostamento laterale differenziale tra due fondazioni distanti x [m] è (3.2.21)

$$d_{ij}(x) = (d_{ij\max} / v_s) \cdot 3 x \quad (\text{cat} \neq D)$$

$$d_{ij}(x) = (d_{ij\max} / v_s) \cdot 2.3 x \quad (\text{cat} = D)$$

con v_s = velocità delle onde di taglio in [m/s] e x in [m]

Collegamenti sì o no

Esempio: comune Udine –suolo cat. C cat. topografica T1

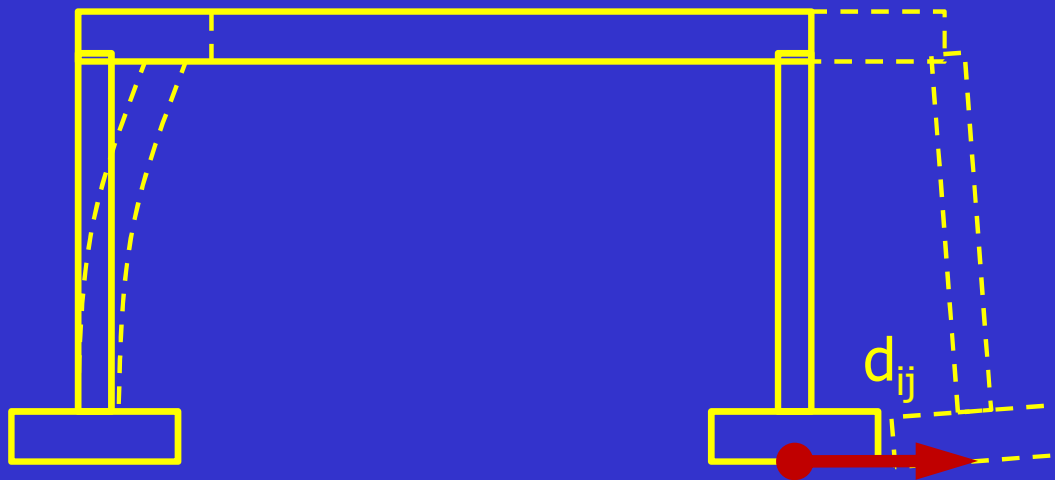
$$a_g = 0.206 \text{ g SLV} \quad S=1.397 \quad T_C=0.501 \text{ s} \quad T_D=2.425 \text{ s}$$

$$d_g = 0.025 \cdot (0.206 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2) \cdot (1.397) \cdot (0.501 \text{ s}) \cdot (2.425 \text{ s}) = 8.6 \text{ cm}$$

$$d_{ij\max} = 1.77 \cdot 8.6 \text{ cm} = 15.22 \text{ cm}$$

Assumiamo una velocità delle onde di taglio v_s pari a 180 m/s e due fondazioni distanti 10 m

$$d_{ij} = (15.22 \text{ cm}) \cdot 3 \cdot (10 \text{ m}) / (180 \text{ m/s}) = 2.53 \text{ cm}$$



Questo differenziale d_{ij} dovrebbe essere introdotto come cedimento impresso nel modello di calcolo della sovrastruttura, considerando le possibili configurazioni più severe per la struttura in elevazione

Collegamenti sì o no

Di regola prevedere fondazioni isolate comporta aggravii nella sovrastruttura e complicazioni di calcolo. In generale dovrebbero essere considerate più combinazioni di distorsioni da combinare con le azioni sismiche normali.

Questa scelta può rivelarsi necessaria in alcune situazioni: ad esempio quando vi sono complessi sottoservizi o la necessità di separare le fondazioni (es. fondazioni di macchine vibranti)



Udine, 11 Maggio 2012



Fondazioni superficiali

Aspetti sismici secondo NTC2008

§7.2 .6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ($V_s < 100$ m/s). Conseguentemente, con i criteri di cui al § 7.11.2, nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo.

Per le fondazioni miste,

L'impedenza dinamica è l'insieme della matrice di rigidezza K e di smorzamento D .

Nel caso di un problema d'interazione sono in generale parametri che variano al variare della frequenza della risposta cioè:

$$[K_d] = [K_d(\omega)] = [K(\omega)] + i [D(\omega)]$$

I termini di $[K(\omega)]$, nel caso di fondazione rettangolare o circolare, sono simili a quelli presentati in precedenza

Aspetti sismici secondo NTC2008

§7.11.5.1 Regole generali di progettazione

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della **liquefazione e della stabilità dei pendii**, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;
2. la valutazione della **risposta sismica locale del sito**, secondo quanto indicato al §7.11.3.1;

Le analisi di cui al punto (1) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità del sito; le analisi di cui al punto (2) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

Al consulente geotecnico bisogna chiedere

- 1. La verifica a liquefazione e stabilità del pendio (se la fondazione si trova in pendio)**
- 2. La definizione della categoria del sottosuolo**

Aspetti sismici secondo NTC2008

§7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai § 6.4.2.1 e 6.4.3.1.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con i due approcci indicati nel Cap. 6, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI.

Per le fondazioni miste di cui al § 6.4.3, si deve fare riferimento al solo approccio 2.

Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

SLU GEO e STRU

Ci sono metodi che permettono di valutare la nascita di sovrappressioni sismiche dell'acqua nei pori e tenerne conto nella riduzione della cap. portante

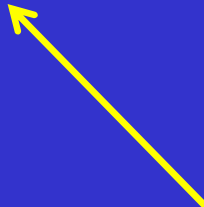
Aspetti sismici secondo NTC2008

§7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

La sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione (6.2.1). Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. **Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione terreno;** esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, **tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.**



La norma ricorda di introdurre le eccentricità di carico e la riduzione dovuta a forze non verticali (tramite i coeff. i_q i_γ i_c discussi) (interazione inerziale) e dei coeff. z_q z_γ z_c (interazione cinematica) – vedi anche Circolare

Aspetti sismici secondo NTC2008

Stato Limite Ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi dell'opera.

Stato Limite di Danno

In aggiunta all'analisi della sicurezza del complesso fondazione-terreno rispetto allo stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti permanenti indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la funzionalità dell'intera opera.

La Norma avverte che la verifica a scorrimento può essere molto onerosa.

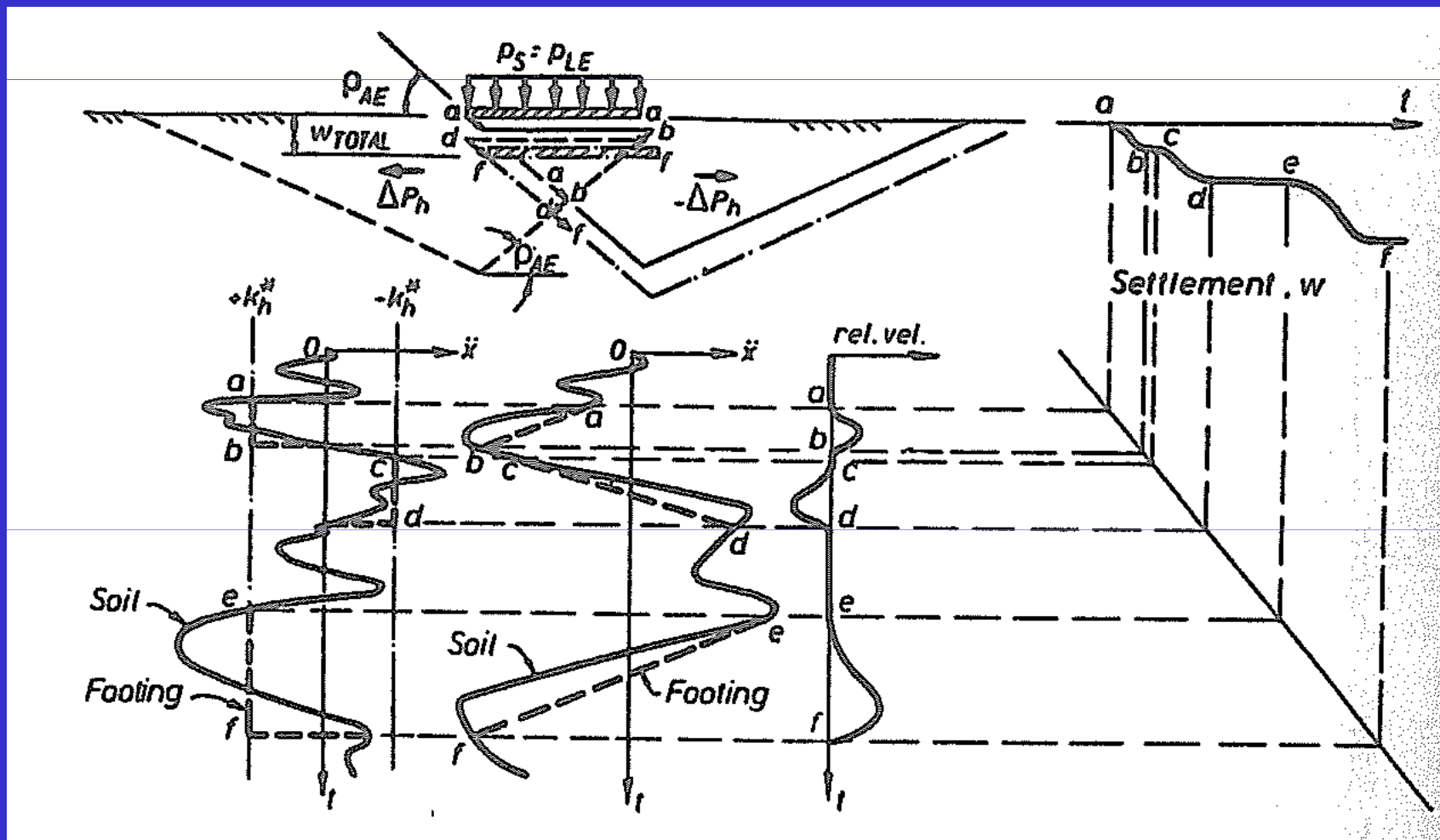
Quello che chiede La Norma può essere molto complesso da valutare: i cedimenti indotti dal sisma sono da intendersi come l'accumulo di abbassamenti e scorrimenti irreversibili
Come si calcolano??

La richiesta della norma richiederebbe il ricorso ai metodi di calcolo non comuni. Chi fa questo tipo di calcolo?

In pratica nessuno, credo. Occorre tuttavia sapere che cosa chiede la norma.

Le azioni sismiche possono causare scorrimenti relativi tra i cunei che compongono il cinematismo associato al carico limite → accumulo di spostamenti.

Da Richards et al (1993)



Cedimenti sismici

Si tratta di ricorrere a metodi di uso **non comune**

Attualmente si tende ad utilizzare metodi numerici spesso basati sul concetto del "macro-elemento", ossia un particolare algoritmo pensato per modellare in termini globali il comportamento deformativo e resistente di una fondazione, in campo elasto-plastico.

Per un primo approccio al problema, ci si può riferire a Richards et al (1993) o a AGI (2005)

Richards et al (1993)

$$\Delta = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left| \frac{k_h^*}{A} \right|^{-4}$$

$$w = 2\Delta \tan \rho_{AE}$$

$A = a_{\max}$ $V = v_{\max}$ = velocità massima

k_h^* = accelerazione pseudo-statica di soglia che esaurisce la sicurezza sulla capacità portante

Δ = spost. orizzontale, w = cedimento

Al crescere k_h^* , Δ e w diminuiscono: infatti tanto maggiore è l'accelerazione pseudo-statica necessaria per esaurire la sicurezza, tanto minori saranno le deformazioni plastiche accumulate durante il sisma

Cedimenti sismici

In ogni caso, se il grado di sicurezza in condizioni statiche è elevato, l'accumulo di cedimenti durante il sisma è ridotto.

IL PROBLEMA È COMUNQUE COMPLESSO E PROBABILMENTE
RICHIEDE UN CHIARIMENTO NORMATIVO

In linea di principio, un ulteriore fonte di cedimento delle fondazioni deriva dall'**addensamento** che si può determinare in occasione del sisma, presenza di terreni in falda poco addensati

Il fenomeno, anche in questo caso, è spesso trascurabile. Tuttavia è bene conoscerlo in termini generali.

Il testo di Lai et al (2009) fornisce valide indicazioni sul metodo di stima di questi cedimenti. Se ne raccomanda pertanto la consultazione

Scorrimenti sismici

Oltre al problema dei cedimenti sismici, in prospettiva ci si dovrebbe porre il problema degli scorrimenti sismici,

Attualmente, per come è concepita la Norma, si chiede che le fondazioni di edifici non subiscano scorrimenti orizzontali rispetto al terreno.

Al contrario, per un muro di sostegno, la Norma accetta che possano svilupparsi deformazioni permanenti di notevole entità (>5 cm): ciò comporta notevolissime riduzioni nell'accelerazione sismica di progetto. Ed è un approccio comunemente chiamato Performance Based Design.

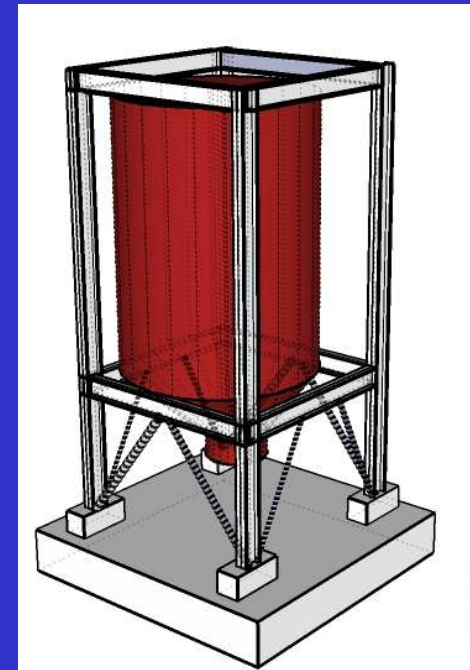
Scorrimenti sismici – Un esempio

Consideriamo un'accelerazione sismica $a_{\max} = S a_g = 0.18 g$ che corrisponde grosso modo ad un'intensità di medio – bassa sismicità.

Esaminiamo una struttura abbastanza rigida di peso W con periodo proprio tale che la l'ordinata spettrale corrisponda al massimo dello spettro ($\sim 2.5 a_{\max}$). La struttura sia, per sua natura, non in grado di dissipare (quindi $q=1.$), come ad esempio un silo metallico in parete sottile. Il taglio sismico è quindi pari a

$$H \sim (0.18 g) \cdot (2.5) \cdot W = 0.45 W$$

In queste condizioni il coeff. $i_q = 0.30$ e $i_\gamma = 0.166$, ipotizzando una base quadrata. Possiamo quindi prevedere notevoli difficoltà nel rispettare sia la verifica di capacità portante sia la verifica a scorrimento



Scorrimenti sismici – Un esempio

In una zona sismica di forte intensità potremmo giungere a valori di H molto prossimi al 70%-80% di W .

Ovviamente è molto complesso concepire un sistema fondazionale semplice per contrastare rapporti di carico di questo genere.

D'altra parte, situazioni del genere non sono poi così rare, specie se si pensa a fondazioni di impianti industriali.

Come se ne esce? Un modo sarebbe quello di estendere anche determinate tipologie di strutture il criterio del performance based design: in altre parole, si potrebbe pensare di consentire una riduzione delle forze sismiche a prezzo dello sviluppo di deformazioni notevoli anche in fondazione

Scorrimenti sismici – Un esempio

Cedimenti sismici

In pratica si tratterebbe di ammettere un coefficiente di duttilità $q \gg 1$ anche nel progetto di alcune tipologie di fondazioni. Grazie ad un buon coordinamento tra strutturista ed impiantista, l'insieme dovrebbe poi essere in grado di adattarsi a grandi deformazioni (analogamente alle strutture isolate)

Del resto la vecchia norma non diversificava le azioni di calcolo a seconda della capacità dissipativa delle strutture. Assegnava uno spettro di risposta unico.

Si può dimostrare che, con gli opportuni aggiustamenti, il precedente spettro di calcolo era equivalente a quelli attuali con q dell'ordine di 4. Quindi, se nel passaggio dalla vecchia alla nuova norma, le azioni sismiche per edifici di elevata duttilità non sono cambiate molto, le azioni in fondazioni sono aumentate, talora, di un fattore dell'ordine di 4

FONDAZIONI MISTE

Premessa

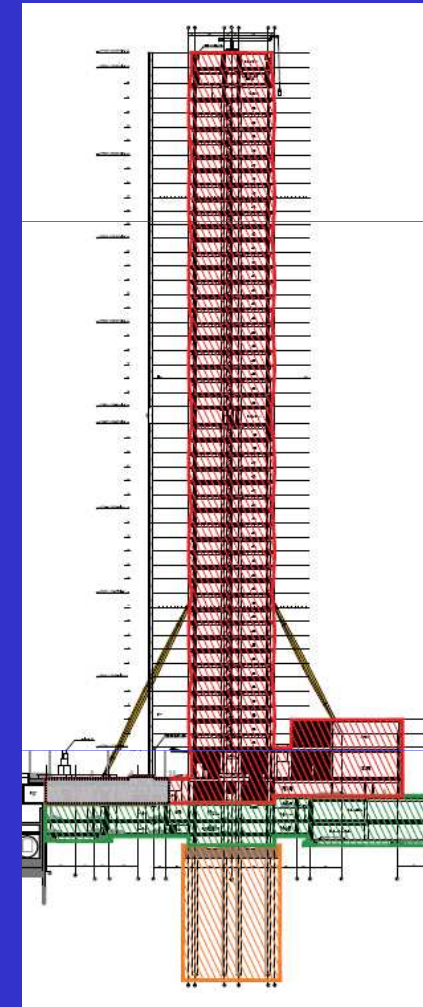
Le fondazioni di edifici alti, in genere, sono costituite da platee molto spesse e più o meno rigide.

Come è facile dimostrare, e come già spesso ricordato, anche in presenza di notevolissimi carichi, la verifica a capacità portante di per sé non costituisce di solito un problema.

Piuttosto devono essere limitati i cedimenti sia sotto che nell'intorno dell'edificio, per evitare problemi ai fabbricati vicini.

Quando necessario, non essendo possibile allargare la platea oltre un certo limite, non resta che agire sul terreno di sotto-fondazione → soil improvement / pali

Fondazioni Miste



Fondazioni Miste

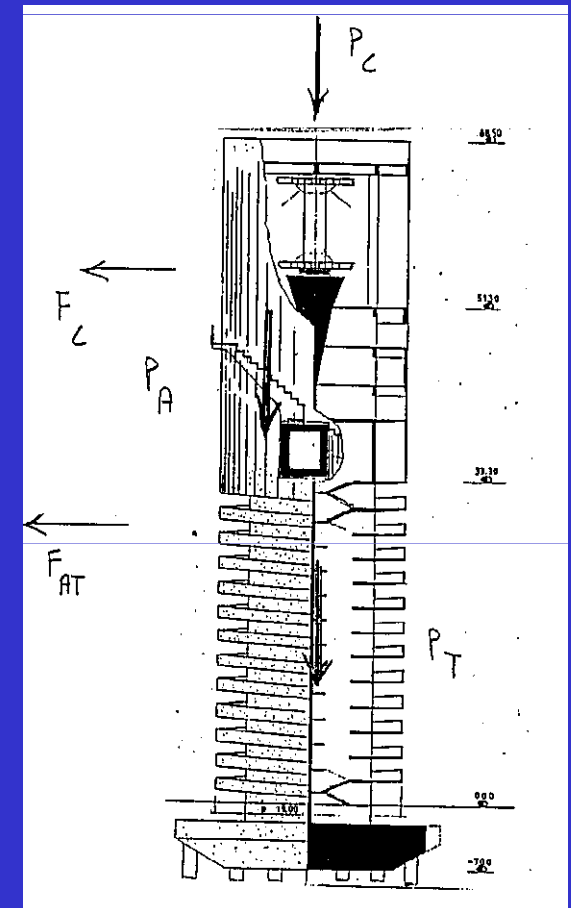
Quando le verifiche a capacità portante sono soddisfatte con le sole resistenze offerte dal terreno, i pali assumono il ruolo di riduttori di cedimento

Non sono assoggettati a verifiche di resistenza

Questa fattispecie di fondazione, introdotta con le NTC2008, costituisce una delle caratteristiche più interessanti della nuova Norma.

Operare nell'alveo di questa metodologia può essere vantaggioso ad esempio nella verifica dell'esistente

Esempio: **verifica stadio Meazza.**



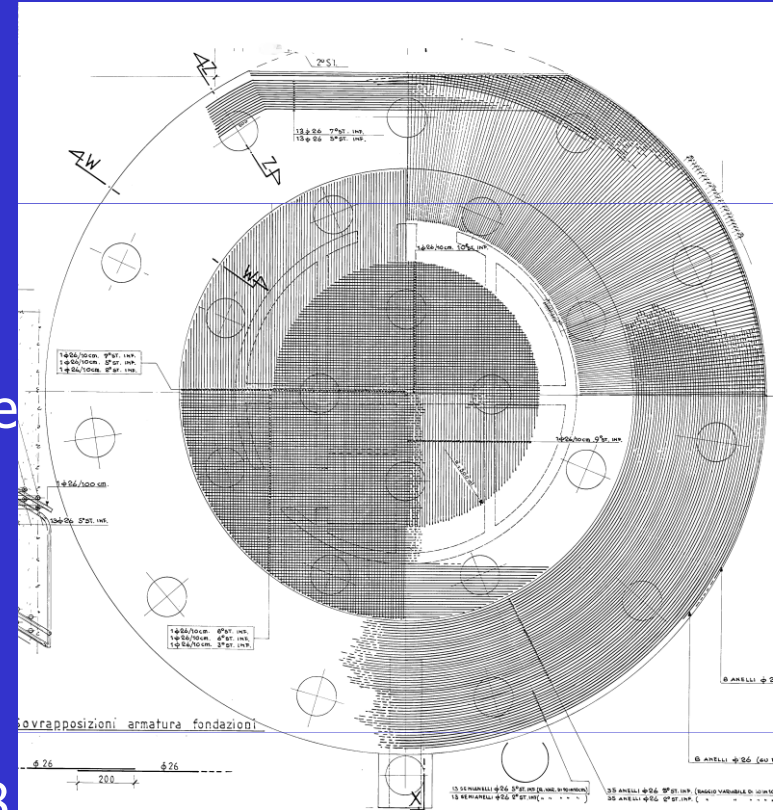
Esempio: **verifica stadio Meazza.**

Fondazioni Miste

Le strutture del 3° anello realizzate per Italia '90 comprendono quattro torri d'angolo poste su pali, essenzialmente per motivi di compatibilità di deformazioni.

La verifica alla luce dei nuovi carichi ha messo in evidenza azioni superiori, seppure di poco, alle resistenze dei pali ricalcolate secondo i criteri delle NTC2008

La capacità portante della fondazione come fondazione diretta era invece ampiamente sufficiente per le azioni previste → si è ricaduti nella clausola **6.4.3.3** *Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste* delle NTC 2008, primo capoverso, riportato per comodità qui di seguito



Esempio: **verifica stadio Meazza.**

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (6.2.1) sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Ciò ha permesso di accettare nel complesso la situazione pregressa senza alcun provvedimento migliorativo. Un approccio del genere, oltre che utile in termini di puro calcolo, rappresenta certamente un passo in avanti significativo nell'affrontare il progetto di palificate importanti.

L'utilizzo di questo approccio di calcolo si sta diffondendo nel nostro Paese.

Nel contempo emergono alcune lacune normative che richiederanno nel prossimo futuro un chiarimento da parte del Legislatore.

Basti citare il problema delle prove di carico, applicate al caso di pali come riduttori di cedimento, aspetto sul quale non c'è oggi né una chiara indicazione normativa né accordo nella comunità dei progettisti.

Riferimenti

- A.G.I. (2005) –Associazione Geotecnica Italiana, *Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica- Linee Guida*, ed. Pàtron, Bologna - <http://www.associazionegeotecnica.it/~agi/>
- Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" Proc. ICE, Part 1, 78.
- Callisto L. (2008). "Alcune osservazioni sul coefficiente di sicurezza per le opere di sostegno", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Anno XLII, n. 1, pp 59-66
- Canadian Geotechnical Society, (2006), Canadian Foundation Engineering Manual, 4th ed., BiTech Publishers, Richmond, B. C.]
- Caquot, A. and Kerisel, J., 1953. Sur le Terme de Surface dans le Calcul des Fondations en Milieu Pulverulent. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 336-337.*
- Davis, E.H. and Booker, J.R., 1971. The Bearing Capacity of Strip Footings from the Standpoint of Plasticity Theory. *Proceedings of the 1st Aust. - N.Z. Conference on Geomechanics, pp. 276-282.*
- Okamura, M., Takemura, J., and Kimura, T., 1998. Bearing Capacity Predictions of Sand Overlying Clay Based on Limit Equilibrium Methods. *Soils and Foundations, Vol. 38, No. 1, pp. 181-194.*
- Lai C.G., Foti S., Rota M., (2009) "Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione" Collana dei Manuali di Progettazione Antisismica – Vol. 6, IUSS Press, Pavia
- Meyerhof, G.G., 1953. The Bearing Capacity of Footings Under Eccentric and Inclined Loads. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 440-445.*
- Nova R. (2008) "Meccanica delle Costruzioni Geotecniche", Ed. Città Studi
- Nova, R. and Montrasio, L. (1991), "Settlements of shallow foundations on sand", *Géotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp 243-256.
- Ohta Y. and Goto N. (1978), "Empirical Shear Wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp 167-187
- Poulos H.G., Carter J.P., Small J.C. (2001), Foundations and retaining structures - research and practice, *Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, vol. 4, pp. 2527-2606.
- Paolucci, R. and Pecker, A. (1997a), "Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils". *Soils and Foundations*, Vol. 37, n. 3, pp. 95-105, 1997
- Paolucci, R. and Pecker, A. (1997b), "Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils". *Engineering Structures*. Vol. 19, n. 8, pp. 637-643, 1997.
- Richards, R., Elms D.G., Budhu M. , 1993, "Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations", *ASCE J. of Geotech. Eng.*, Vol 19, n. 4, pp 662-674
- Viggiani C. (1999) *Fondazioni*, 2a ed. , Hevelius.