

Aspetti connessi al modello elastico per il calcolo dei cedimenti



***prof. ing. Riccardo Berardi
Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni,
dell'Ambiente e del Territorio - Facoltà di Ingegneria
- Università di Genova***

Parte 1

Problemi ricorrenti :

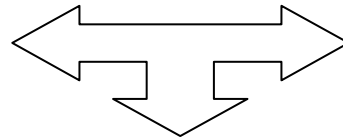
Problemi di deformazione (spostamenti)

Problemi di resistenza (perdita stabilità)

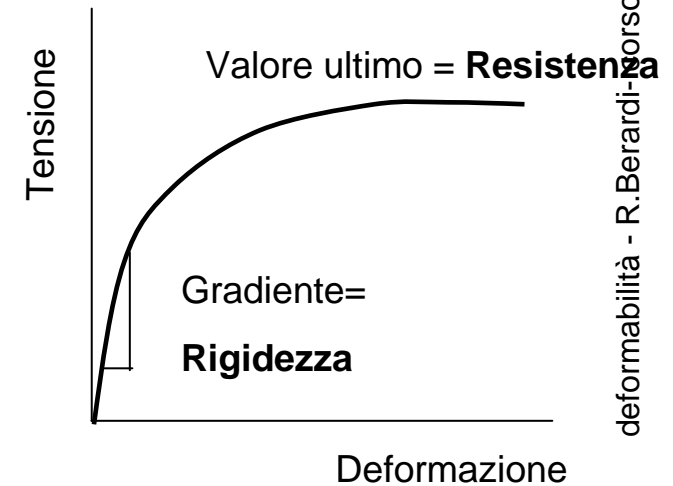
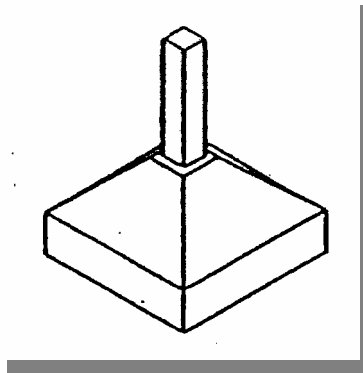
Sono aspetti di uno stesso fenomeno, legati al *comportamento tenso-deformativo* del terreno, che spesso, per motivi pratici, vengono trattati separatamente.

Ad esempio, per una fondazione superficiale:

calcolo CEDIMENTO



calcolo CAPACITA'
PORTANTE



Una volta garantita la stabilità dell'opera il PROGETTISTA deve controllare che le deformazioni della costruzione e delle aree circostanti causate dall'assestamento del terreno possano ritenersi accettabili, e non inducano invece nei materiali da costruzione delle sollecitazioni superiori ai limiti di sicurezza.

In molti casi tale accertamento (calcolo CEDIMENTI) è una verifica ancora più importante di "quella di stabilità e necessita quindi particolare attenzione.

La valutazione dei cedimenti (totali e differenziali) è, ovviamente, intimamente legata al comportamento DEFORMATIVO dei terreni.

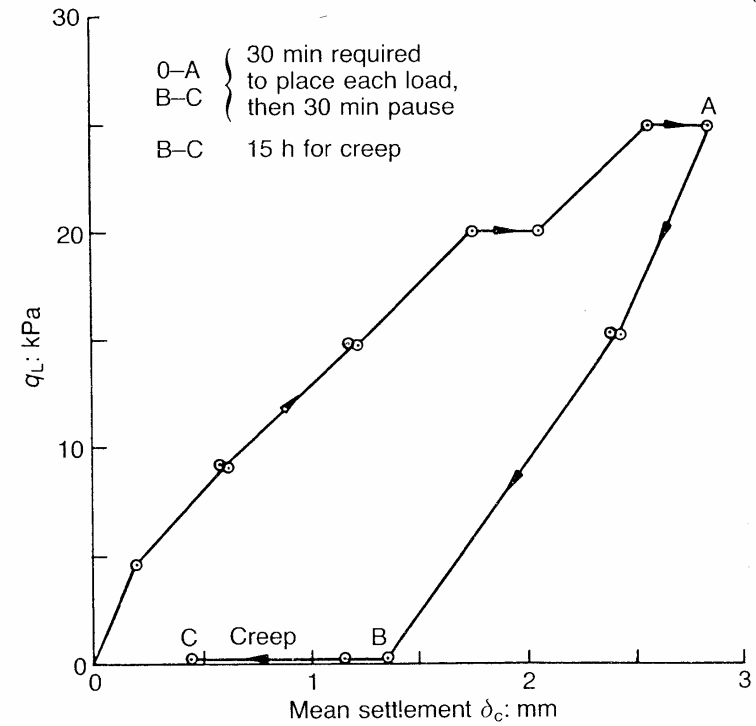
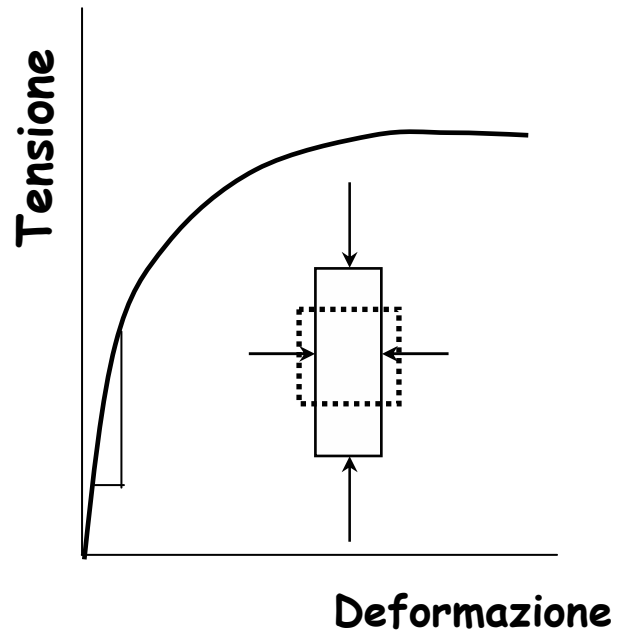
In tale comportamento, così come nella valutazione dei parametri che lo caratterizzano, risiedono le maggiori fonti di incertezza e le maggiori difficoltà in ingegneria geotecnica

DEFORMABILITA'

La RIGIDEZZA dei terreni dipende da molteplici fattori:

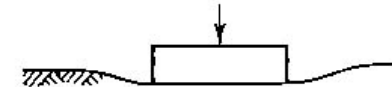
- × natura del terreno
- stato {
 - × stato di addensamento
 - × stato tensionale
 - × storia tensionale
- × livello deformativo
- × ecc.

× Rigidezza e Non linearità

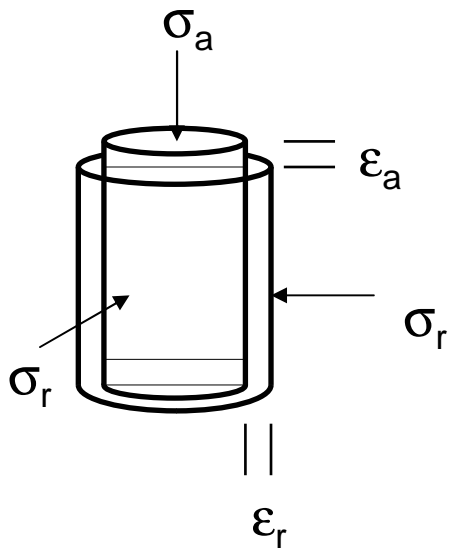


deformabilità - R.Berardi- corso MTR1

Bothkennar Test B



DEFINIAMO:



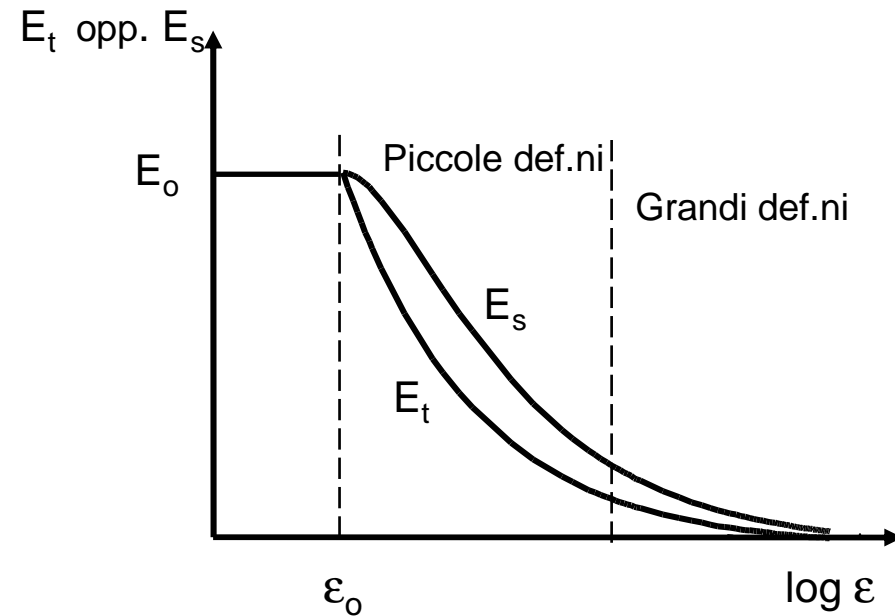
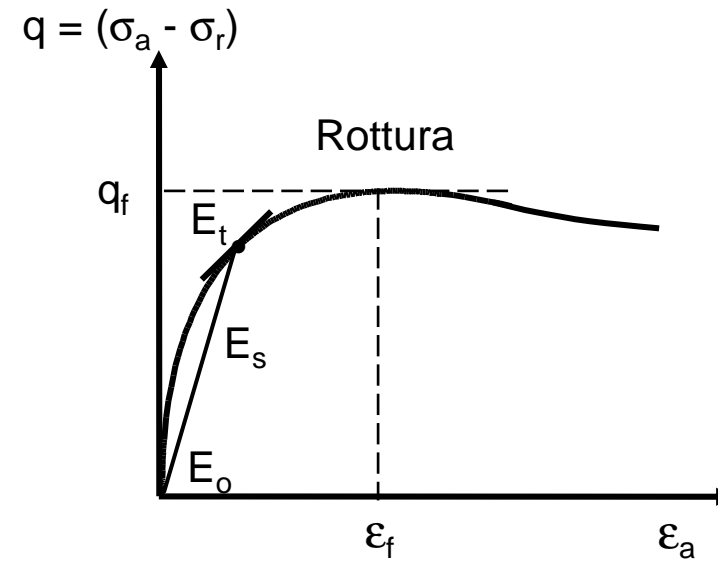
E_t : rigidezza (modulo) tangente

E_s : rigidezza (modulo) secante

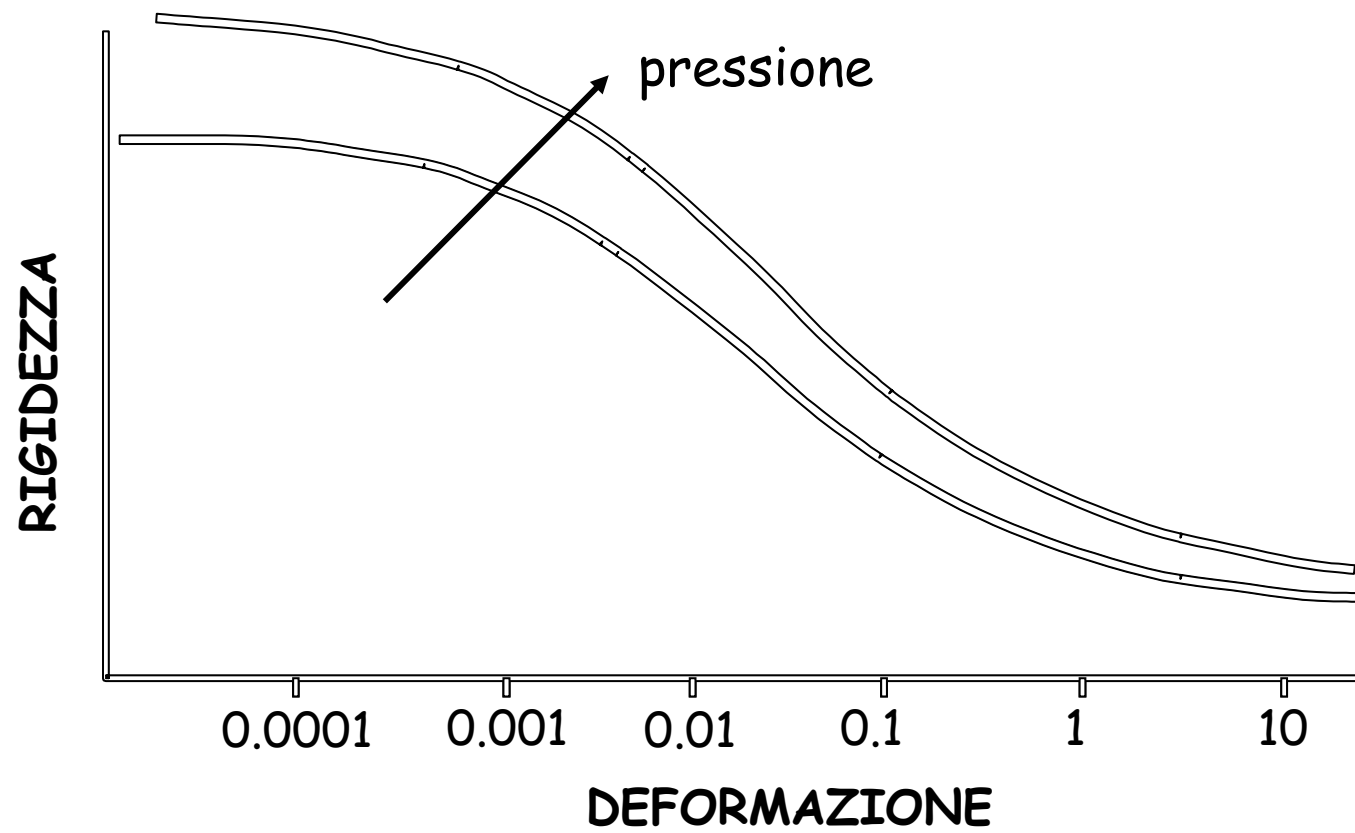
E_o : rigidezza (modulo) iniziale

Se, per deformazione $\varepsilon < \varepsilon_0$, la rigidezza (modulo) è costante

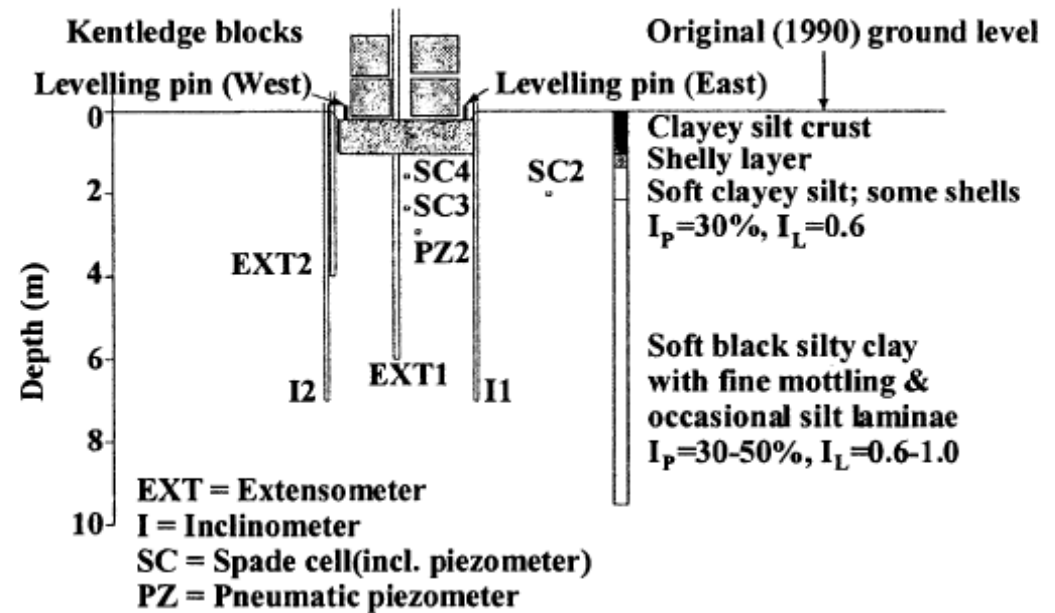
↪ Comportamento elastico lineare



Non linearità



Case history #1 - SERC Science and Engineering Research Council - Bothkennar - Scotland



× $B = 2.2 - 2.4 \text{ m}$

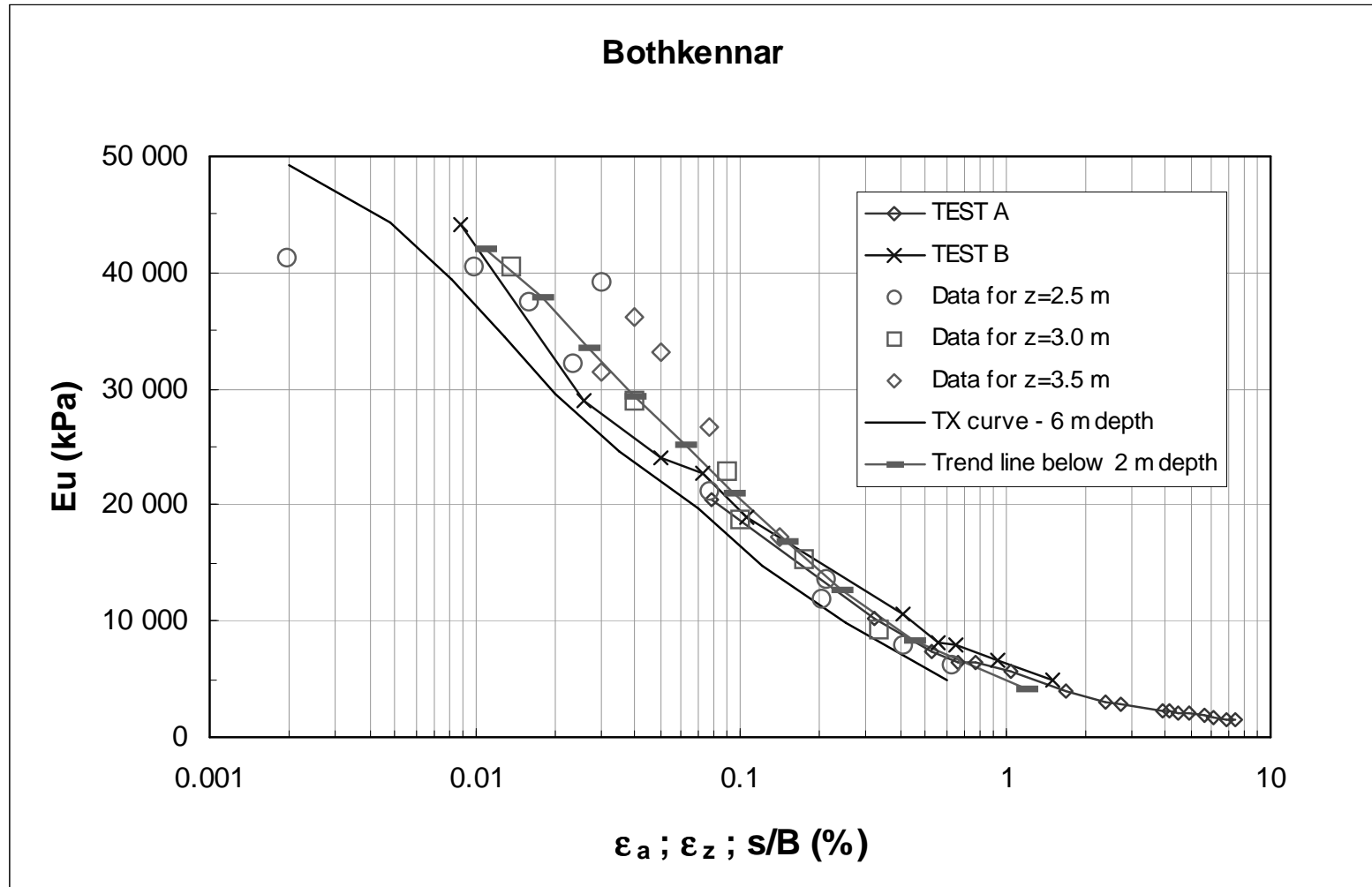
× $L/B = 1$

× $D = 0.8 \text{ m}$

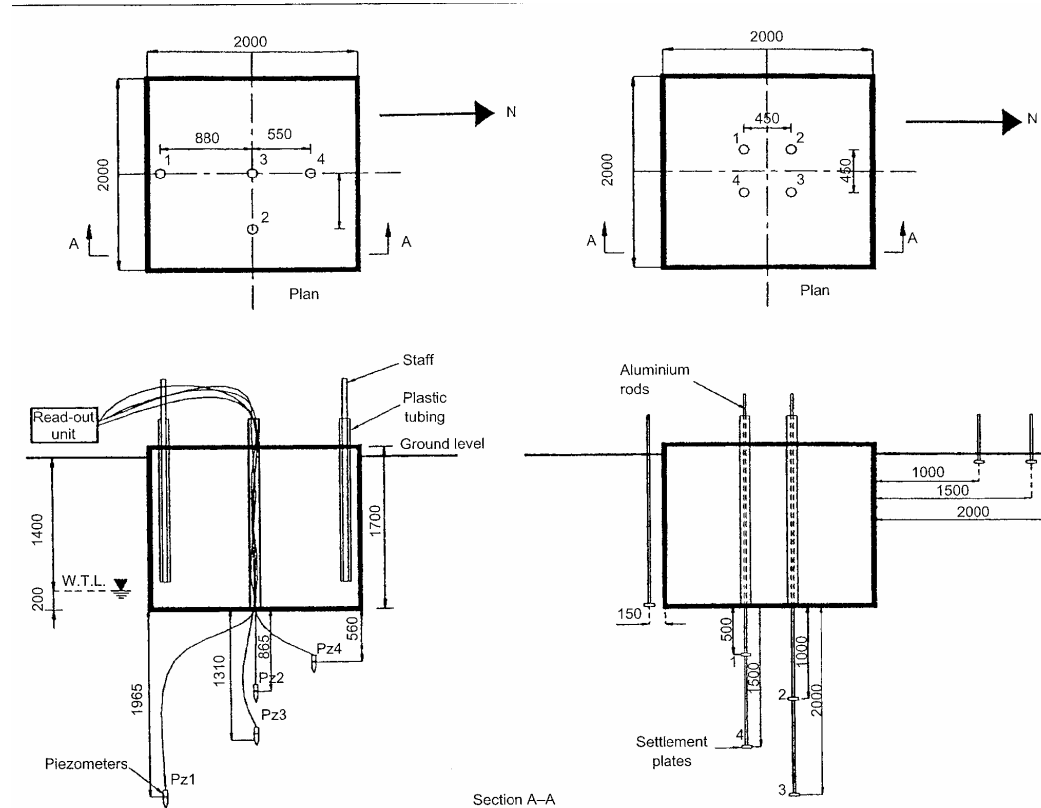
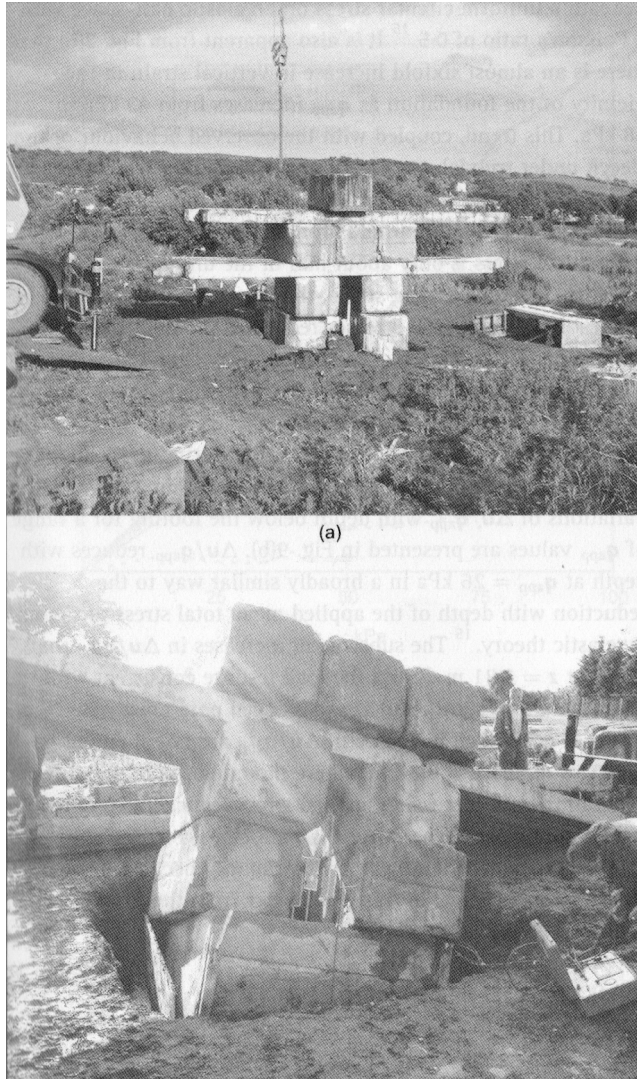
Jardine et al. 1995

Lehane & Jardine 2003

C.H. #1 - Bothkennar



Case history #2 - Kinnegar - Northern Ireland



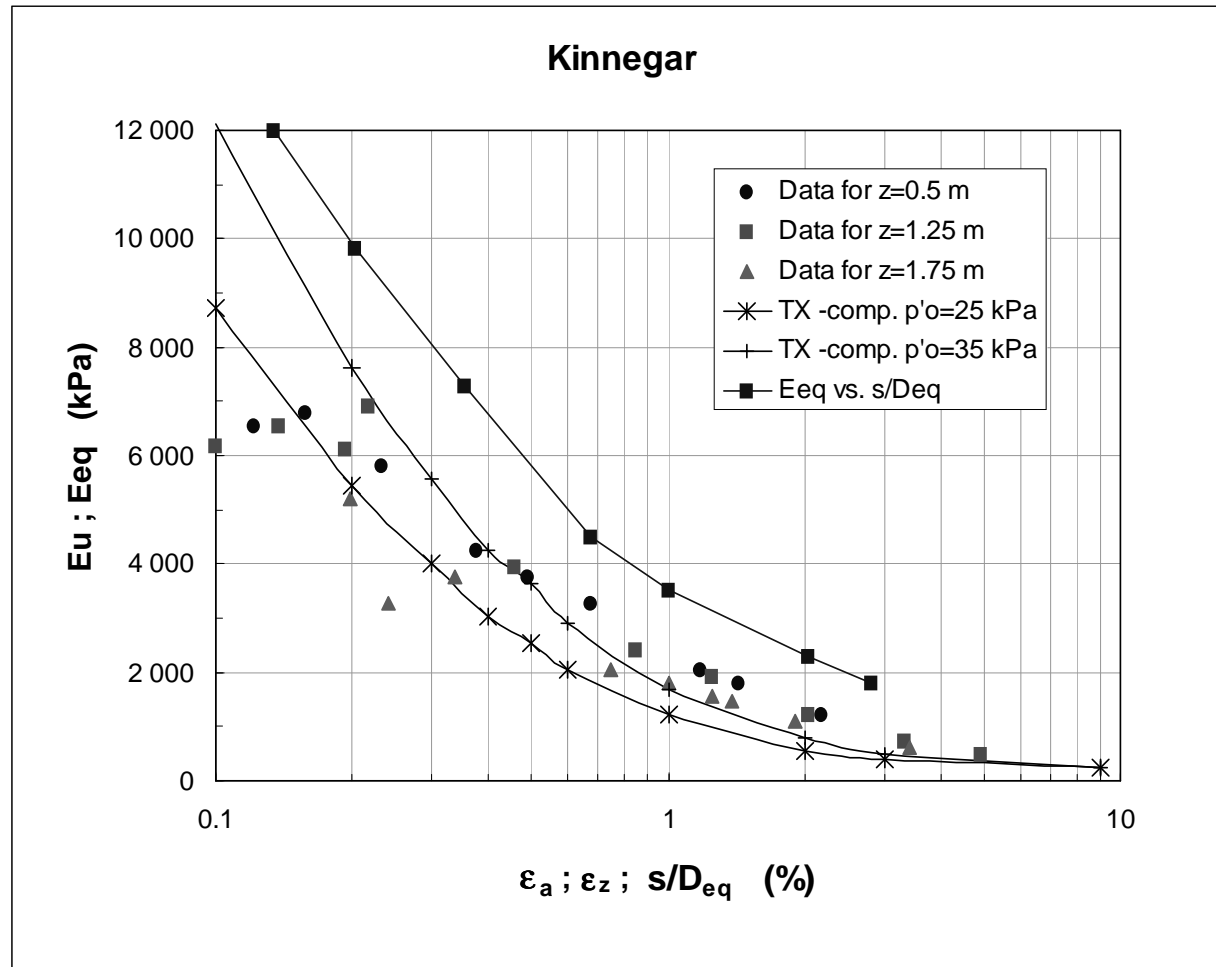
$$\times B = 2.0 \text{ m}$$

$$\times L/B = 1$$

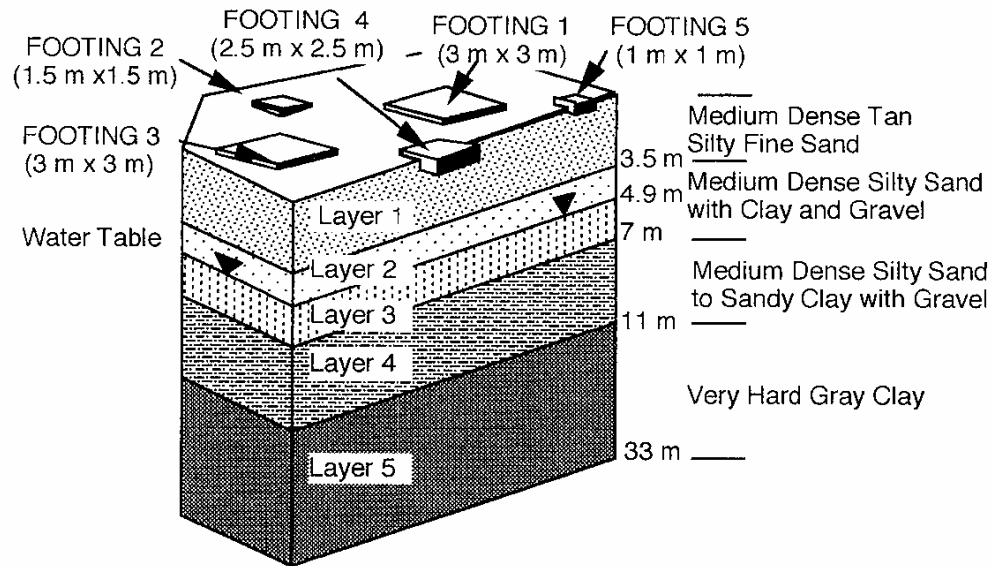
$$\times D = 1.6 \text{ m}$$

Lehane 2003

C.H. #2 - Kinnegar



Texas A&M - Prediction Symposium 1994



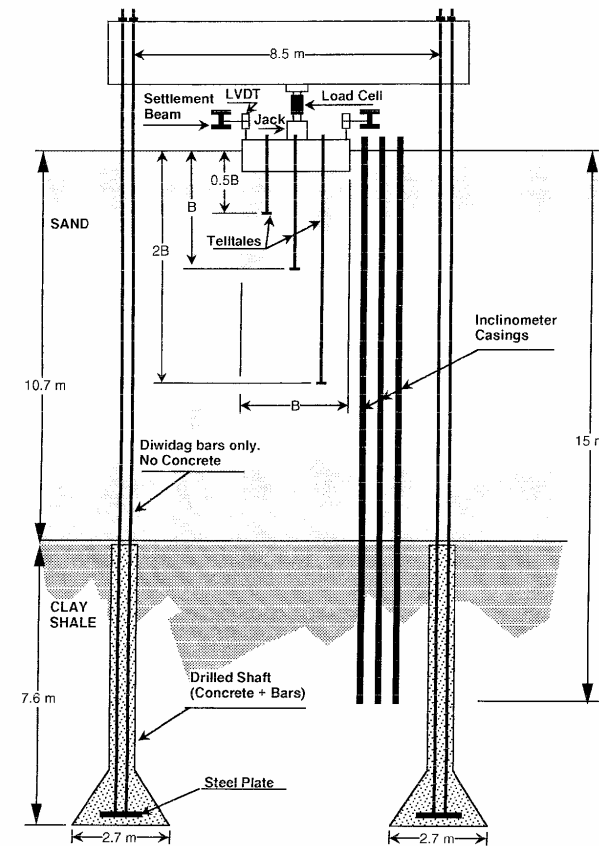
× $B = 1.0 \div 3.0 \text{ m}$

× $L/B = 1$

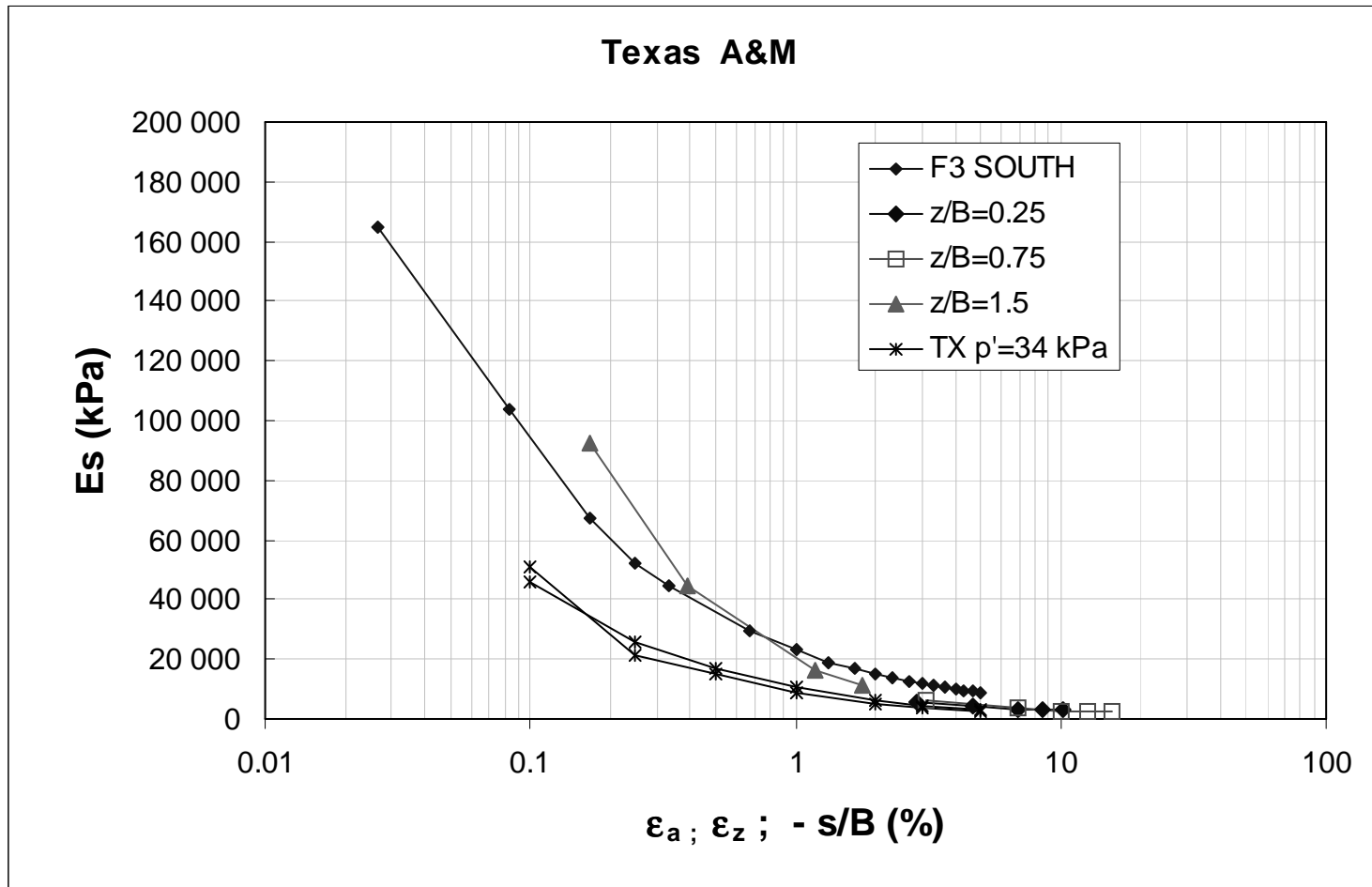
× $D = 0.8 \text{ m}$

Indagine in sito e lab:

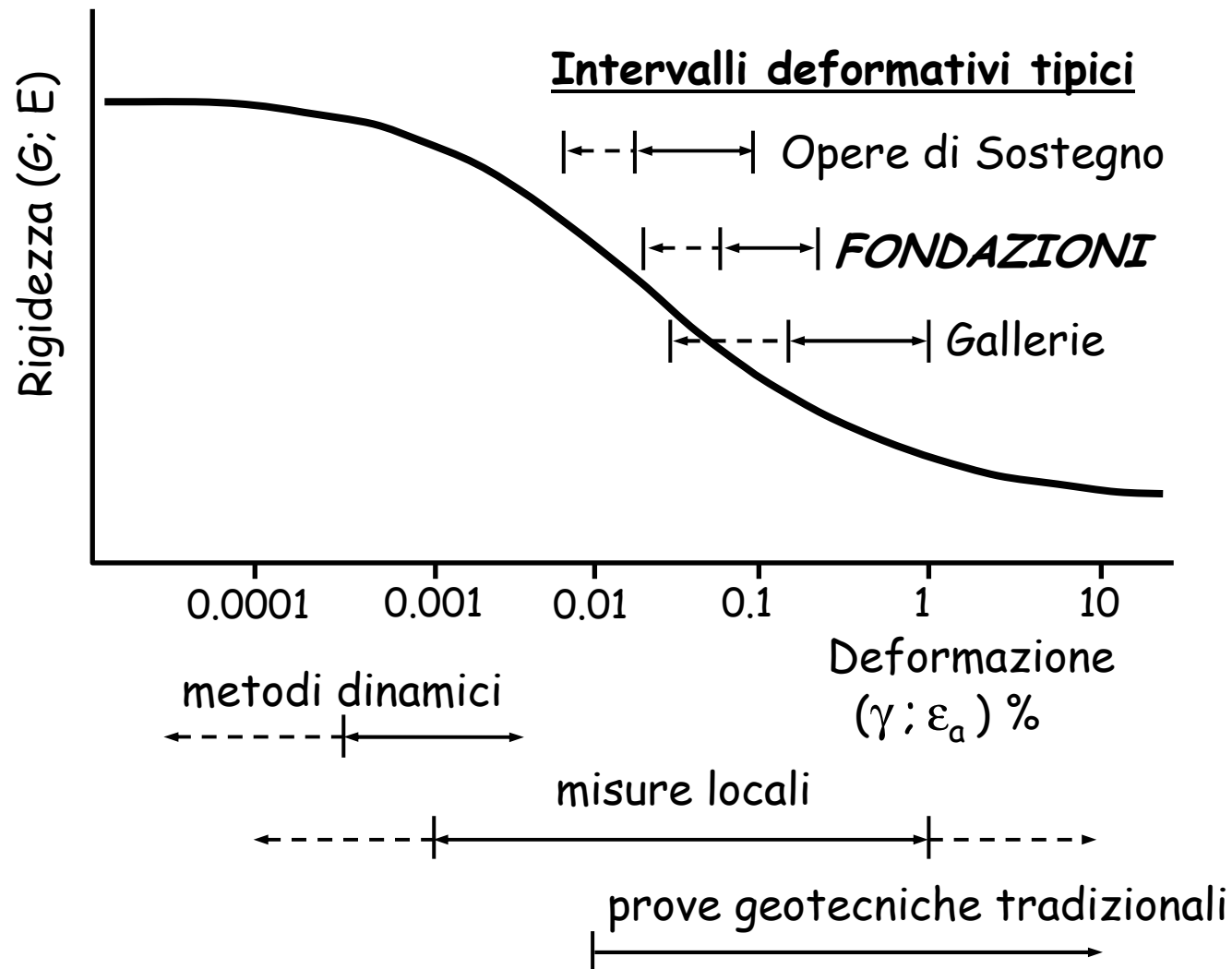
- SPT-CPTU-DMT-PMT-CHT-SBT
- TXT-RCT



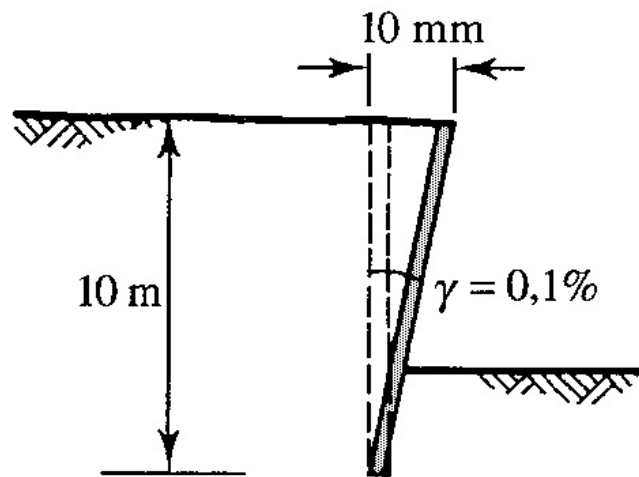
C.H. #3 - Texas A&M



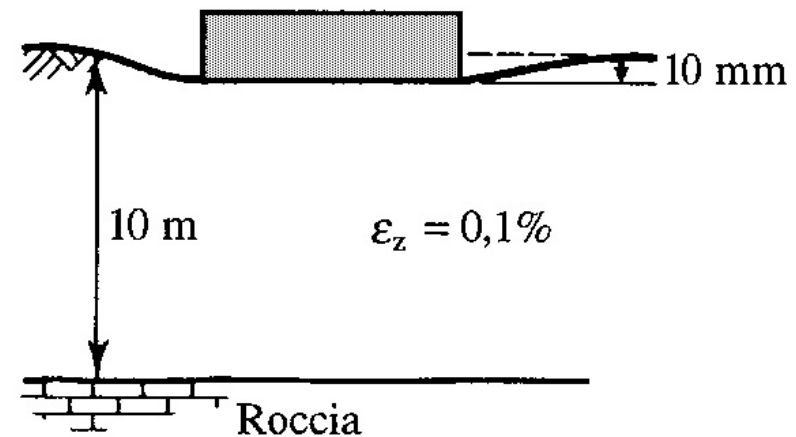
Rigidezza del terreno: livelli deformativi e opere geotecniche



Deformazioni del terreno in prossimità di opere geotecniche

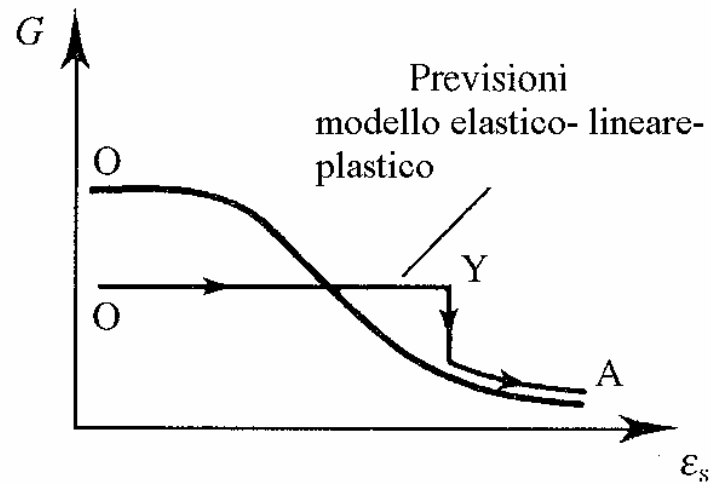


(a) Deformazioni a tergo di una paratia



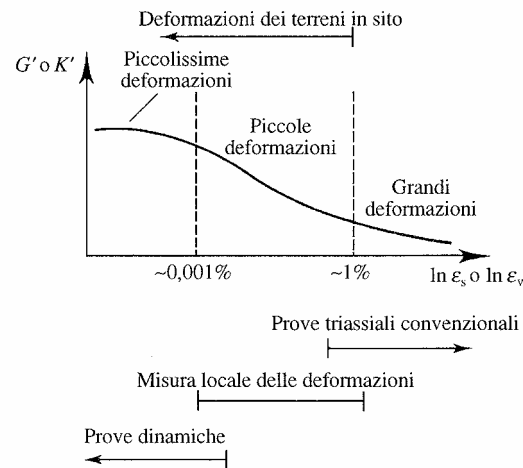
(b) Cedimenti di una fondazione

Alcune conseguenze:



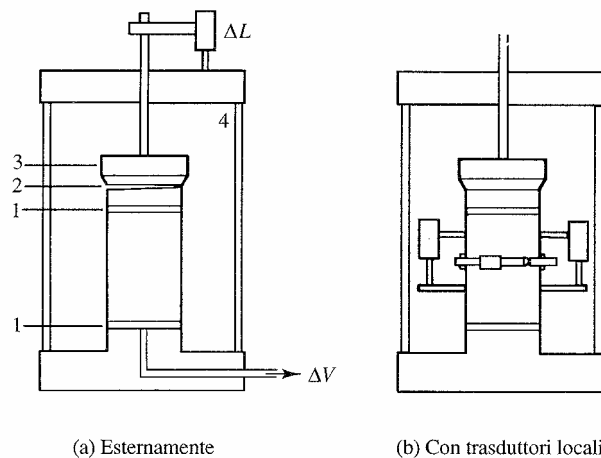
1. Scelta modello e
parametri di
rigidezza

(elemento di volume
e problema al
finito)



2. Valutazione sperimentale parametri (piccolissime → grandi deformazioni)

(elemento di volume
e problema al finito)



Tecniche per la misura delle deformazioni in prove triassiali.

- Prove di laboratorio

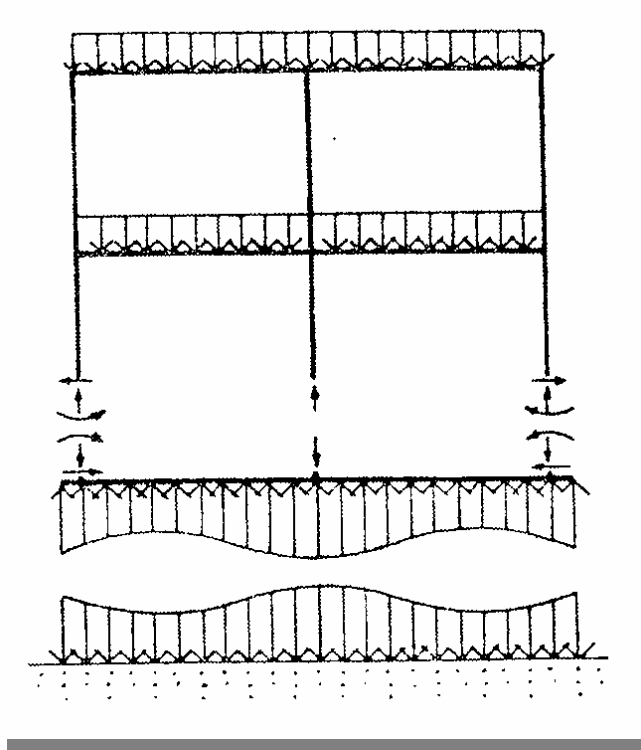
- Prove in sito

(tendenza a valutare rigidezza iniziale da scalare al livello deformativo di interesse o da utilizzare in modello non lineare completo)

La valutazione dei movimenti tollerabili per una opera (calcolo CEDIMENTI) è solo una delle fasi di uno studio di interazione terreno-struttura, che comprende anche la definizione degli stati di sforzo nelle strutture di fondazione ed i dettagli costruttivi.

E' ovviamente necessario stabilire dei modelli di comportamento per il terreno ed impostare compiutamente il problema di interazione *sovrastuttura-fondazione-terreno*.

Il modelli di comportamento per il terreno normalmente utilizzato nella pratica è quello elastico : l'attenzione va riposta nella corretta scelta dei parametri di deformazione anche per tenere conto dei fenomeni di non linearità.

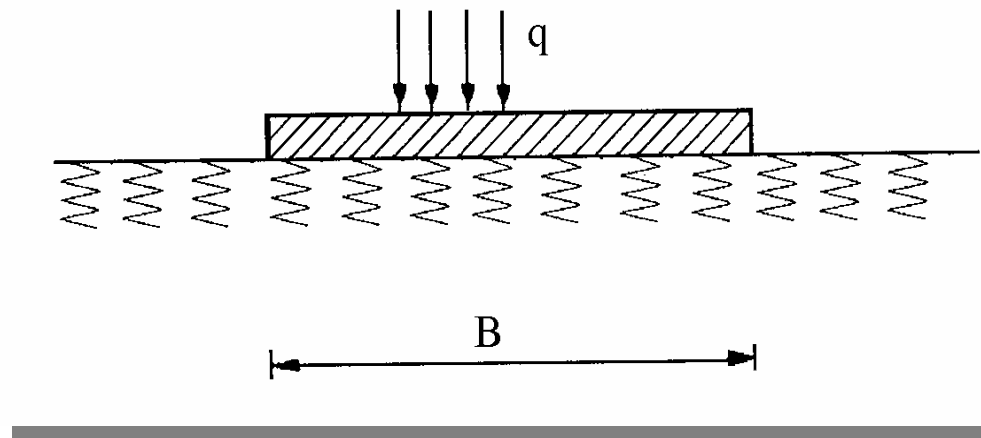


Aspetti legati all'utilizzo del modello elastico

- Parametri di deformazione
- Non-linearità (es. modello iperbolico)
- Valutazione sperimentale parametri
- Applicazioni (es. calcolo cedimenti)

IL TERRENO COME MEZZO ELASTICO

Modello di “ Winkler ”

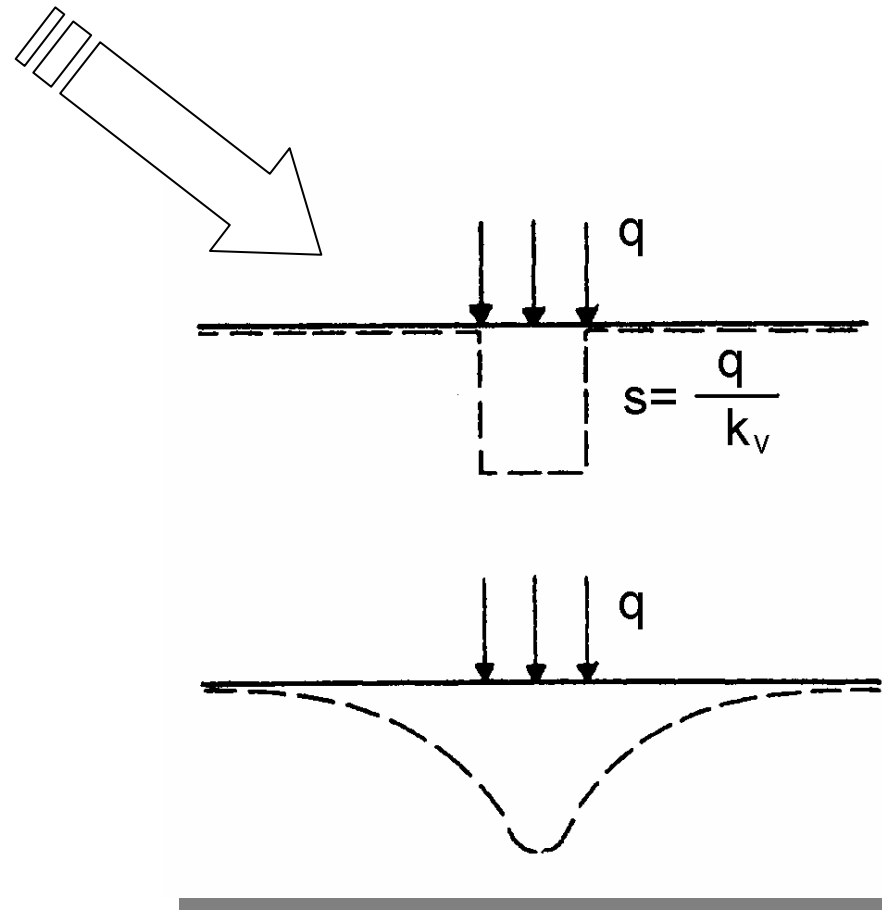


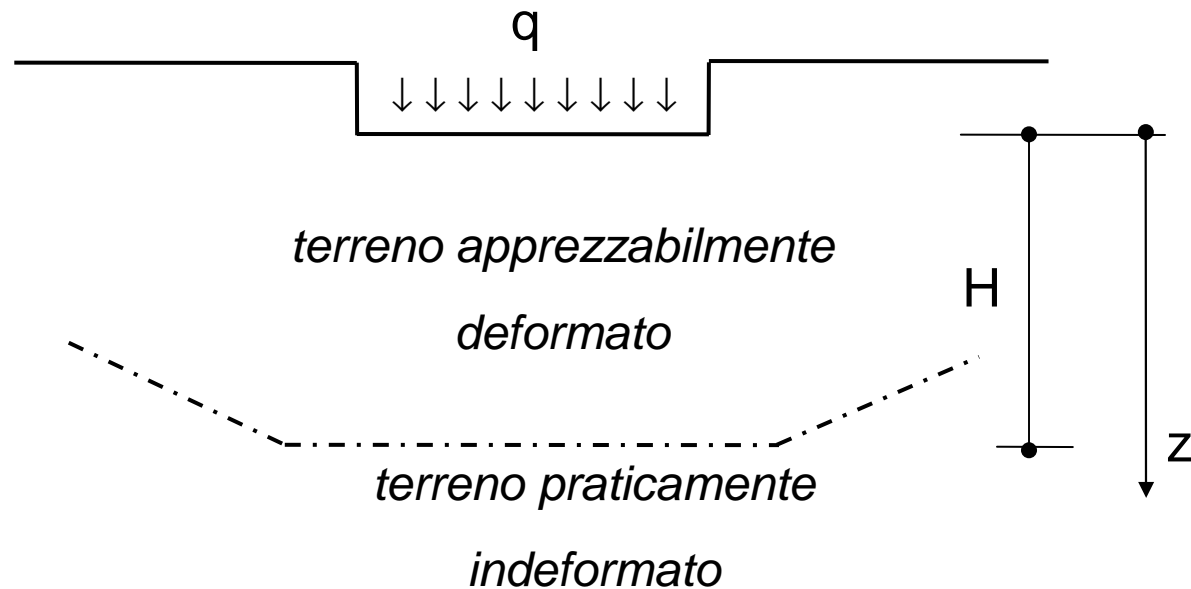
$$s = \frac{q}{k_v}$$

k_v : coefficiente di reazione (verticale) del terreno

- ⊠ non considera diffusione laterale tensioni e deformazioni
- ⊠ il coefficiente k NON è una caratteristica del terreno
- ⊠ il coefficiente k è funzione delle dimensioni della fondazione
- ⊠ il modello non tiene conto che il cedimento aumenta all'aumentare delle dimensioni della fondazione
- ⊠ il valore di k non influenza sensibilmente i valori delle caratteristiche di sollecitazione
- ⊠ il modello non è applicabile per carichi uniformemente distribuiti

Winkler





$$s = \int_0^H \varepsilon_z dz = \int_0^H f(\Delta\sigma, E)$$

f : relazione costitutiva del terreno

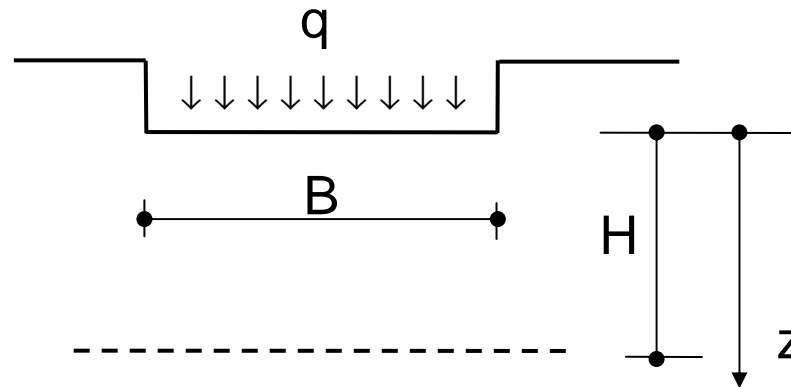
$\Delta\sigma$: tensioni indotte

E : rigidità del terreno

H : profondità di “influenza”

IL TERRENO COME MEZZO ELASTICO

“ SEMISPAZIO ”



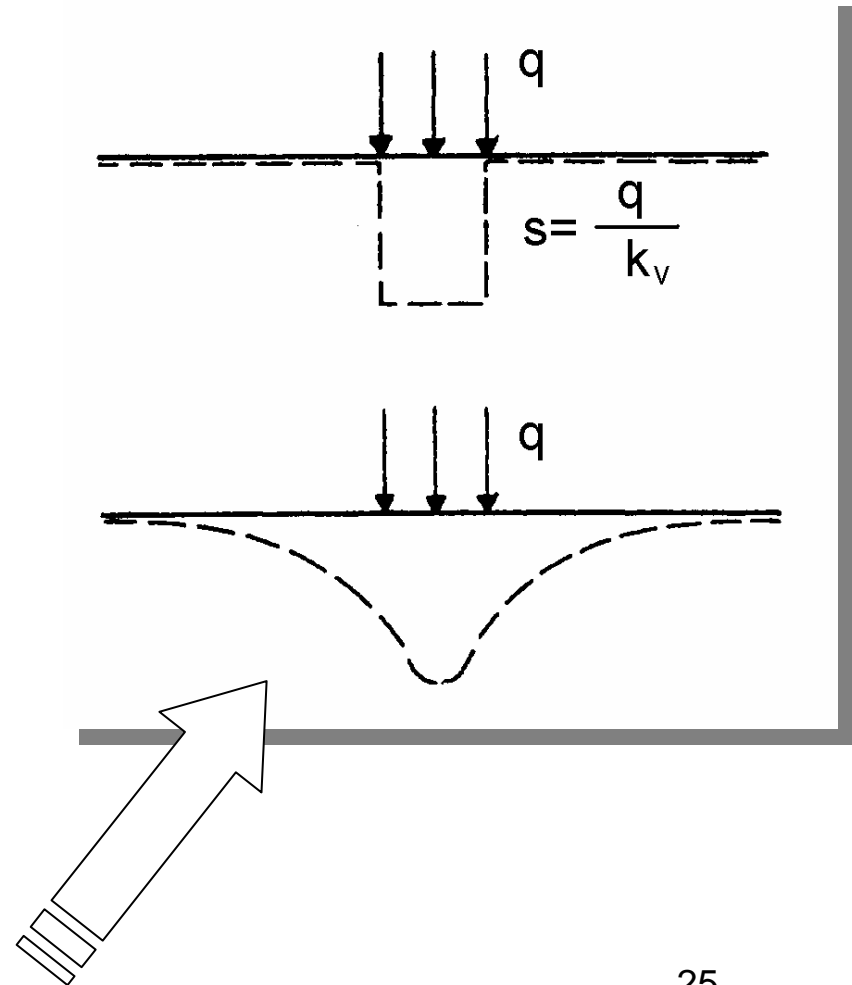
$$s = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E} \int_0^H \left[\Delta\sigma_z - \nu (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right] dz = \dots$$

$$s = \frac{qB}{E} I_s$$

$$I_s = f\left(\frac{H}{B}, \nu\right) ; \text{ forma corpo di carico}$$

Semispazio

- ⊕ l'ipotesi di semispazio omogeneo e isotropo è irrealistica
- ⊕ sottosuolo reale è intermedio tra “Winkler” e semispazio (*estensione cedimenti; concentrazione tensioni; ...*)
- ⊕ modello di strato elastico di spessore finito (Koenig & Sherif 1975)
- ⊕ “zona attiva” di spessore H

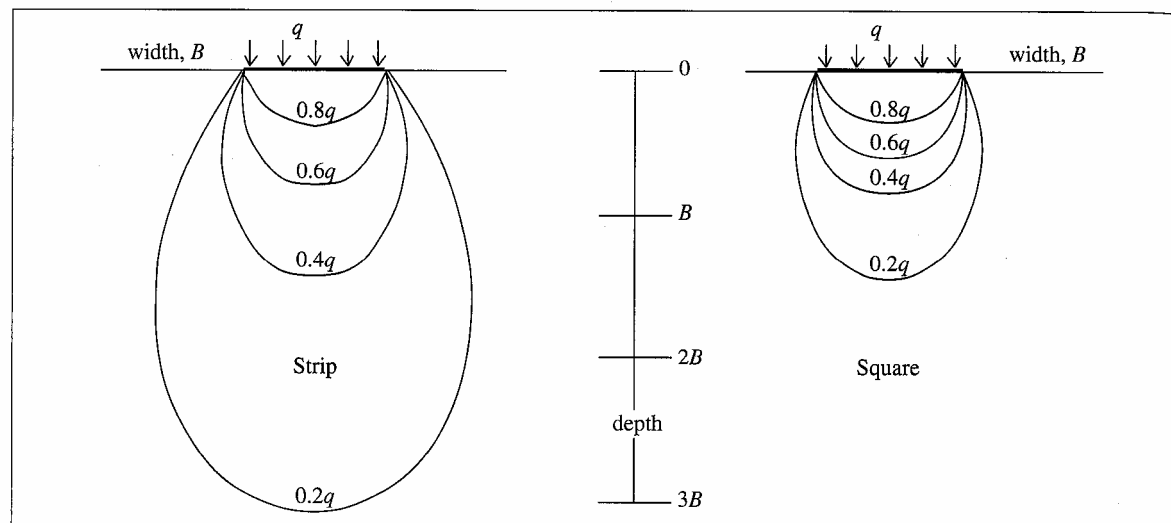


Zona “attiva” per il calcolo dei cedimenti

fattori che influenzano H:

- **Stratigrafia (presenza substrato rigido)**
- **Tensioni indotte e tensioni litostatiche ($H = z \rightarrow \Delta\sigma \cong (0.1-0.2)q$)**
- **Geometria fondazione**
- **Modello del terreno (eterogeneità meccanica)**

deformabilità - R.Berardi- corso MTR1



Zona “attiva” per il calcolo dei cedimenti

per le pratiche applicazioni:

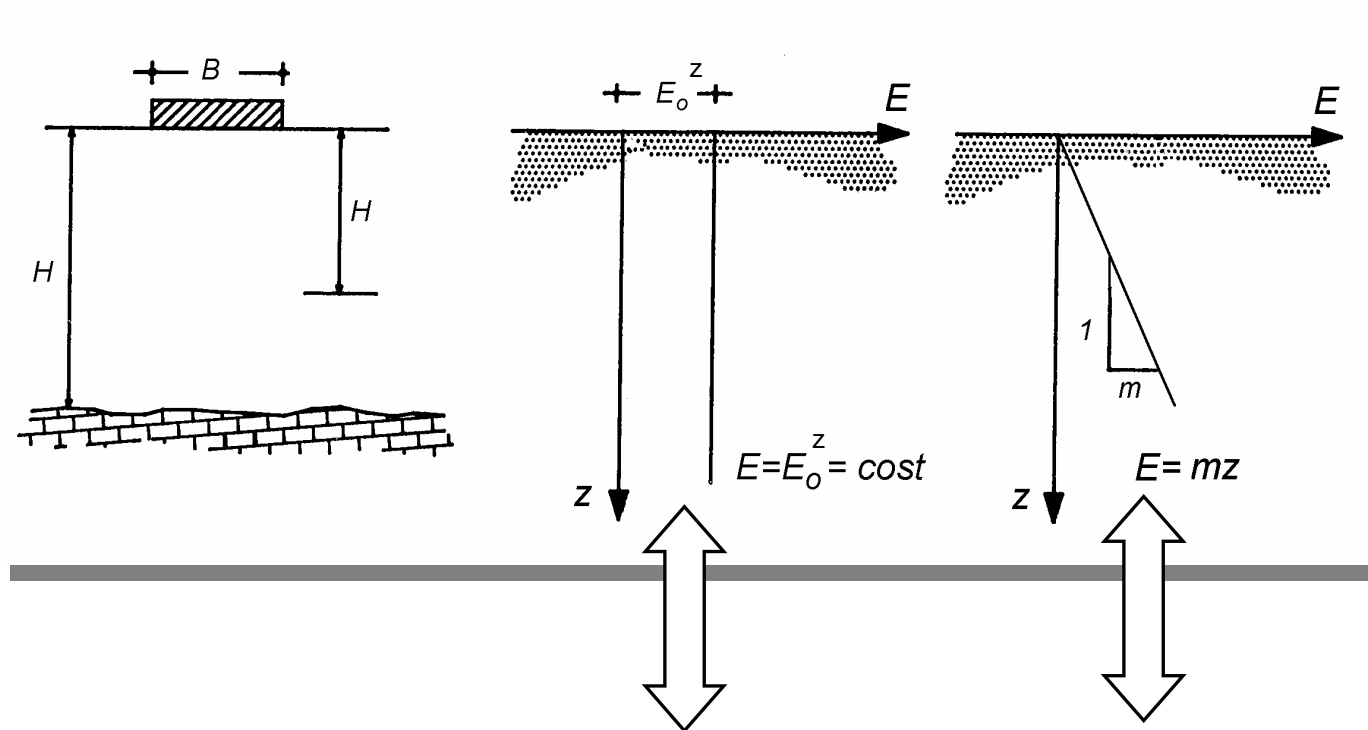
➤ fondazioni quadrate/circolari $\frac{H}{B} = 1 \div 2$

➤ fondazioni nastriformi $\frac{H}{B} = 2 \div 4$

N.B. : $\frac{H}{B} \rightarrow 0$ "Winkler"

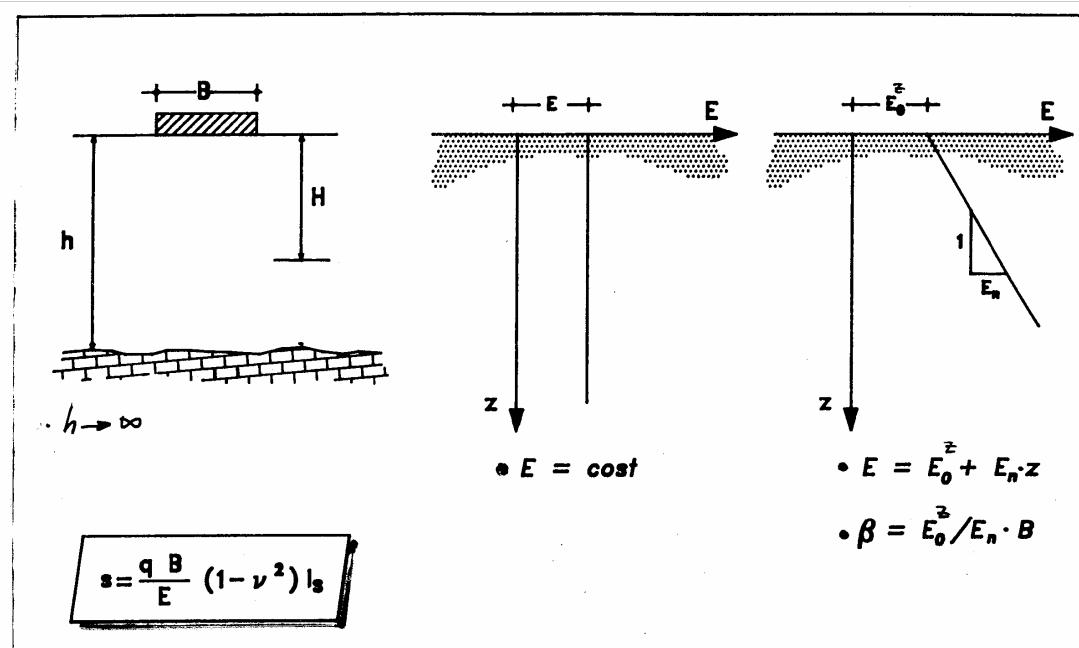
$\frac{H}{B} \rightarrow \infty$ "semispazio"

Modello del terreno (eterogeneità meccanica)



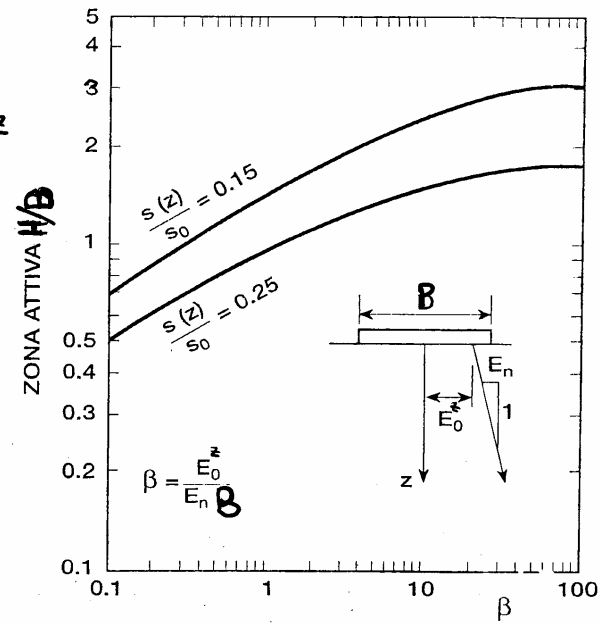
• depositi argillosi OC

- depositi sabbiosi
- depositi argillosi NC



$$E = E_0^z + m \cdot z = E_0^z + E_n \cdot z$$

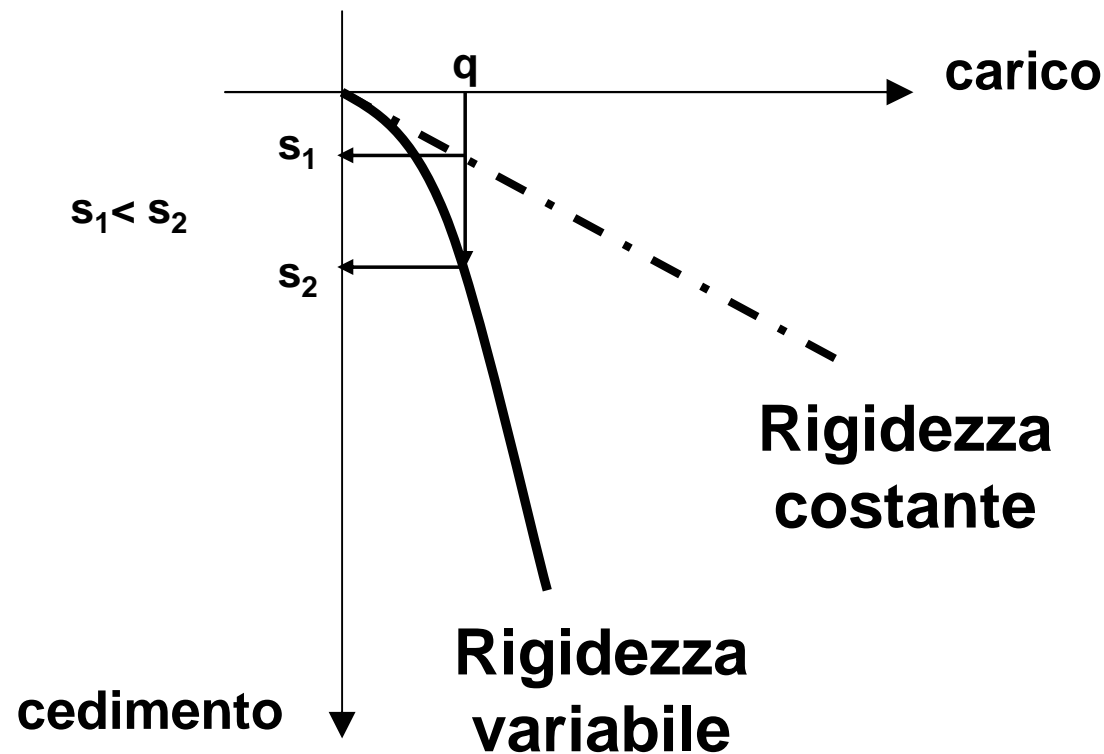
Figura 9.4 Zona attiva da considerare nel calcolo dei cedimenti (Berardi, Jamiolkowski e Lancellotta, 1991).

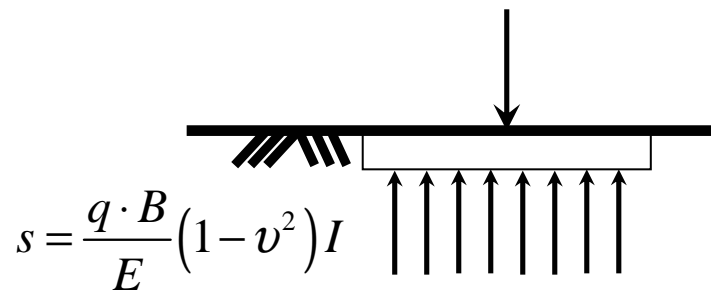


$\beta \rightarrow \infty$: Boussinesq (mezzo omogeneo)

Comportamento non lineare nell'interazione terreno-fondazione

FINALITA' Dare al progettista strumento per tenere conto nelle analisi del comportamento non lineare del terreno interagente con una struttura, studiando i fattori che influiscono maggiormente:





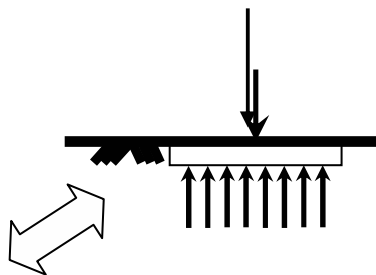
$$E = k_E \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma^n$$

$$\frac{Q_T}{G \cdot r_0 \cdot s_T} = f(\text{param.geom.palo; param.deform.palo e terreno})$$

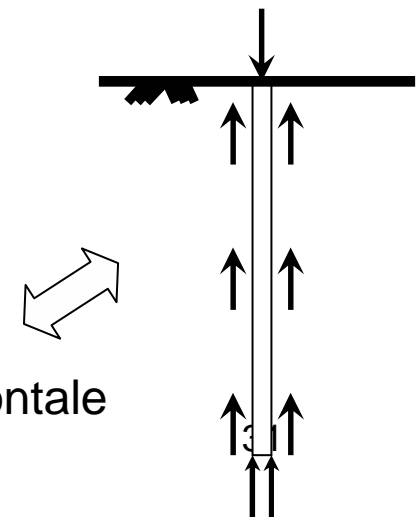
Randolph & Wroth

$$G = k_G \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma^n$$

***rigidezza* = $f(\text{tipo terreno; } F(e); \sigma_0; \Delta\sigma; \varepsilon; \text{etc.})$**



Disomogeneità
verticale



Disomogeneità verticale ed orizzontale

Aspetti legati all'utilizzo del modello elastico

- Parametri di deformazione
- **Non-linearità (es. modello iperbolico)**
- Valutazione sperimentale parametri
- Applicazioni (es. calcolo cedimenti)

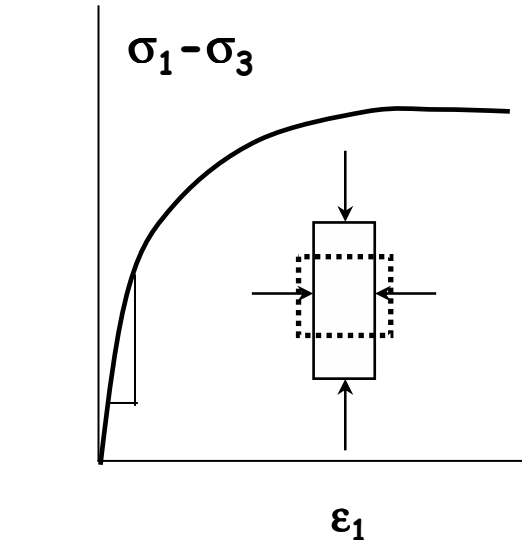
2. Modelli “iperbolici”

Kondner e Zelasko (1963) - Duncan e Chang (1970) - Fahey e Carter (1993) -

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{a + b \cdot \varepsilon_1}$$

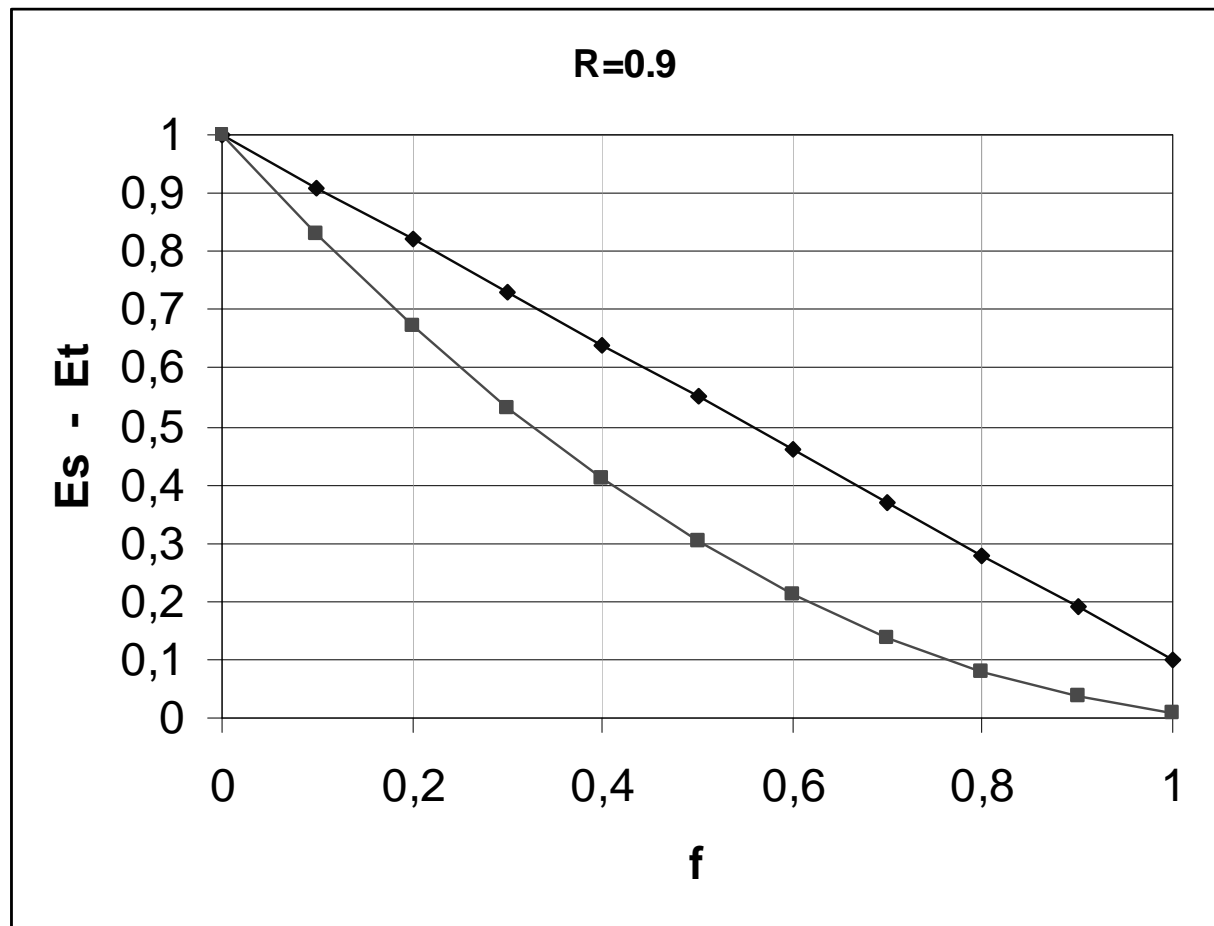
$$\begin{cases} \frac{1}{b} = \lim_{\varepsilon_1 \rightarrow \infty} (\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} \\ \frac{1}{a} = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = E_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_s = E_0 (1 - R \cdot f) \\ E_t = E_0 (1 - R \cdot f)^2 \end{cases}$$

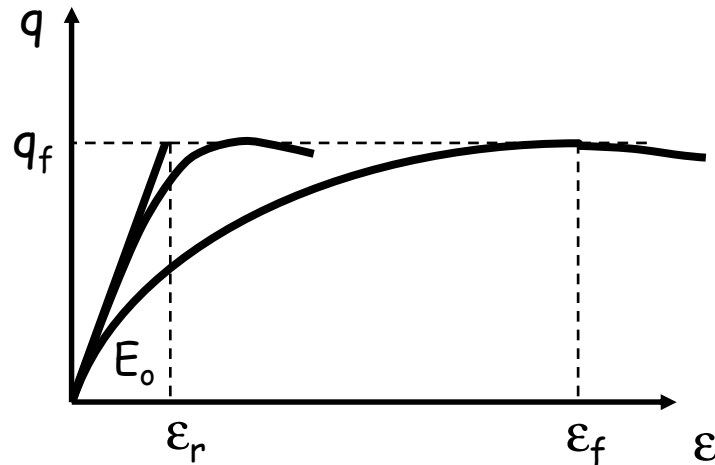


$$\begin{cases} f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \\ R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}} = 0.7 \div 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_s = E_0 (1 - R \cdot f) \\ E_t = E_0 (1 - R \cdot f)^2 \end{cases}$$



✓ Importanza rigidezza iniziale e forma
curva di decadimento modulo



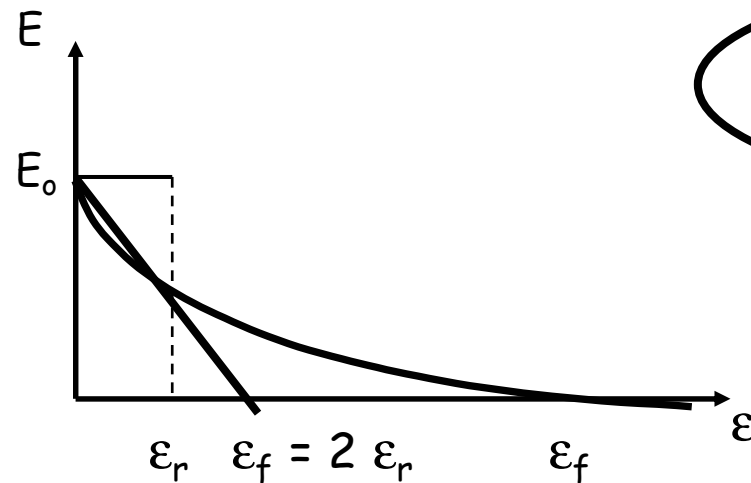
ATKINSON - "Rankine Lecture",
Géotechnique, 2000

$$\frac{E_o}{q_f} = \frac{1}{\varepsilon_r} \quad \text{rigidity}$$

$$n_l = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_r} \quad \text{degree of non-linearity}$$

$n_l \sim 200$ soft soil

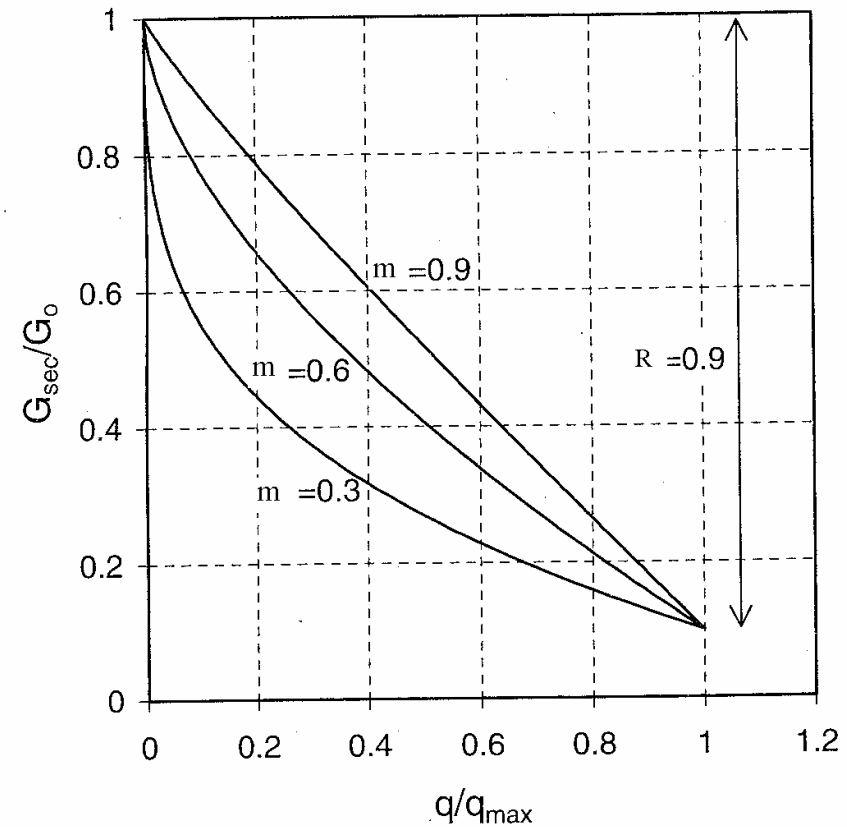
$n_l \sim 10$ stiff soil



2. Modelli “iperbolici”

Fahey e Carter (1993)

$$G_s = G_0 \left(1 - R \frac{q}{q_{\max}} \right)^m$$



Aspetti legati all'utilizzo del modello elastico

- Parametri di deformazione
- Non-linearità (es. modello iperbolico)
- **Valutazione sperimentale parametri**
- Applicazioni (es. calcolo cedimenti)

Importanza valutazione rigidezza iniziale e forma curva di decadimento modulo

Disponendo di curva/legge di decadimento della rigidezza e di un valore di rigidezza di riferimento (di solito E_0 oppure G_0) si può cercare di scalare al livello deformativo di interesse.

Quindi importanza di :

Prove di laboratorio

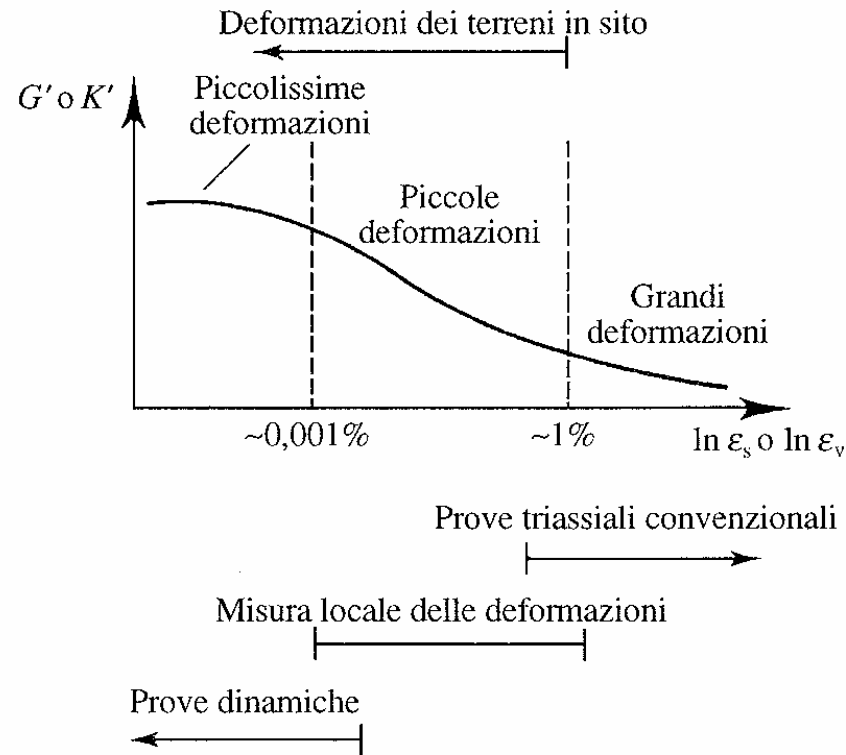
Prove in sito

Per la determinazione dei parametri

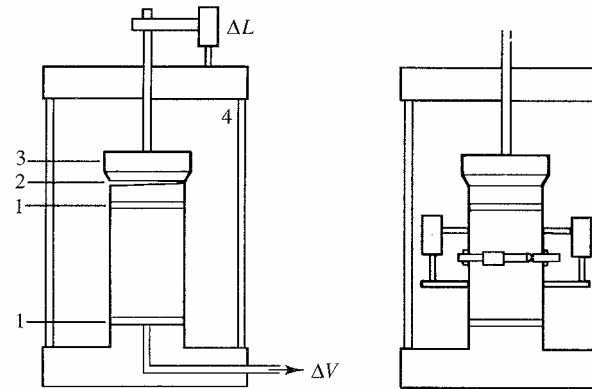
Valutazione sperimentale parametri

Problema: piccolissime → grandi deformazioni

(Prove di laboratorio - Prove in sito)



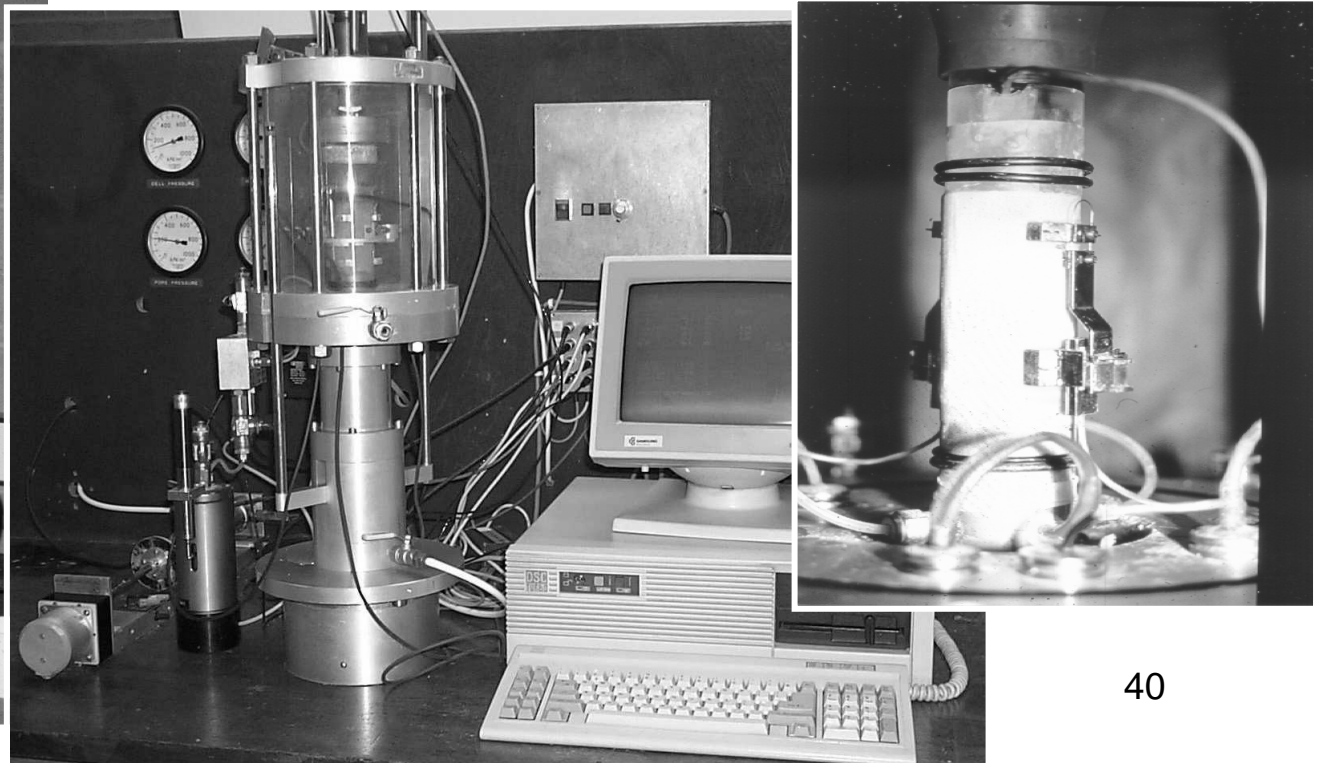
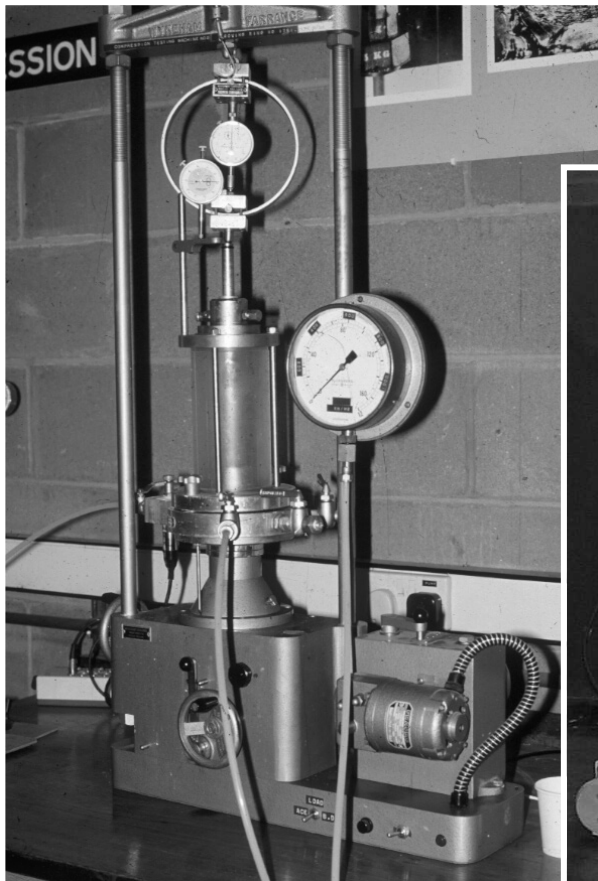
1. Prove laboratorio : misure interne (locali) ed esterne per valutazione deformazioni



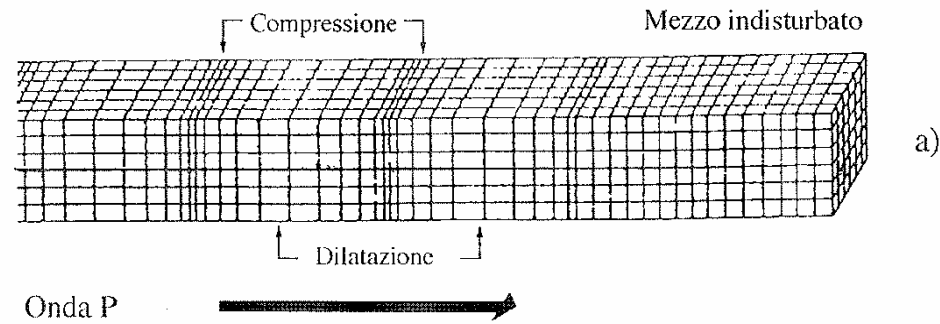
(a) Esternamente

(b) Con trasduttori locali

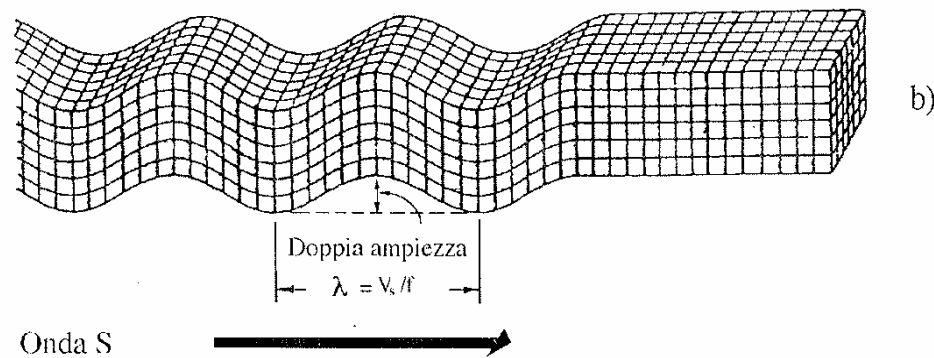
Tecniche per la misura delle deformazioni in prove triassiali.



Valutazione rigidezza da misura diretta delle onde di volume



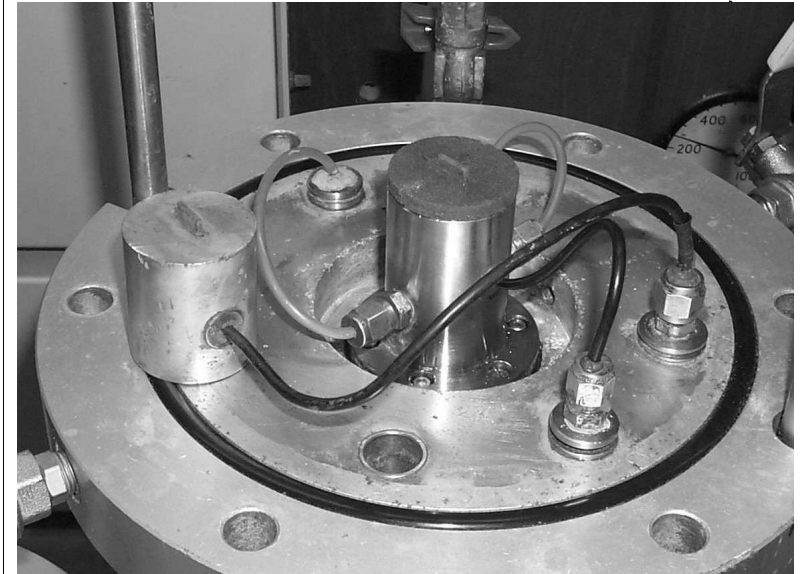
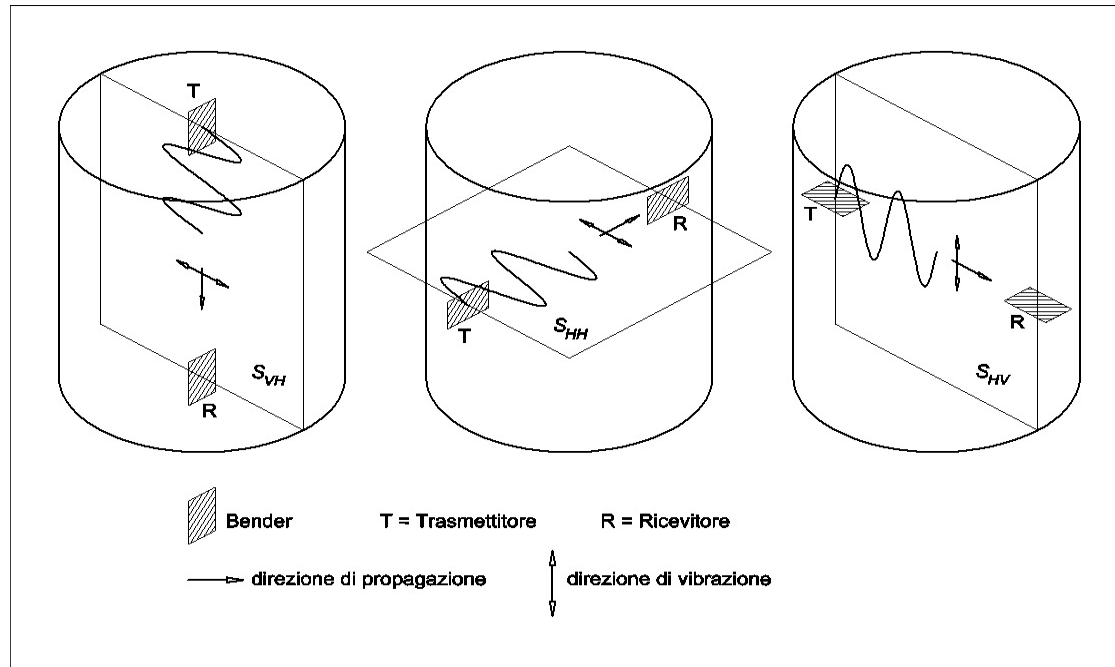
onde di volume



Valutazione rigidezza da misura diretta delle onde di volume

$$M_0 = \rho \cdot v_p^2$$

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2$$



“Bender elements”: propagazione di onde di taglio in un provino di laboratorio

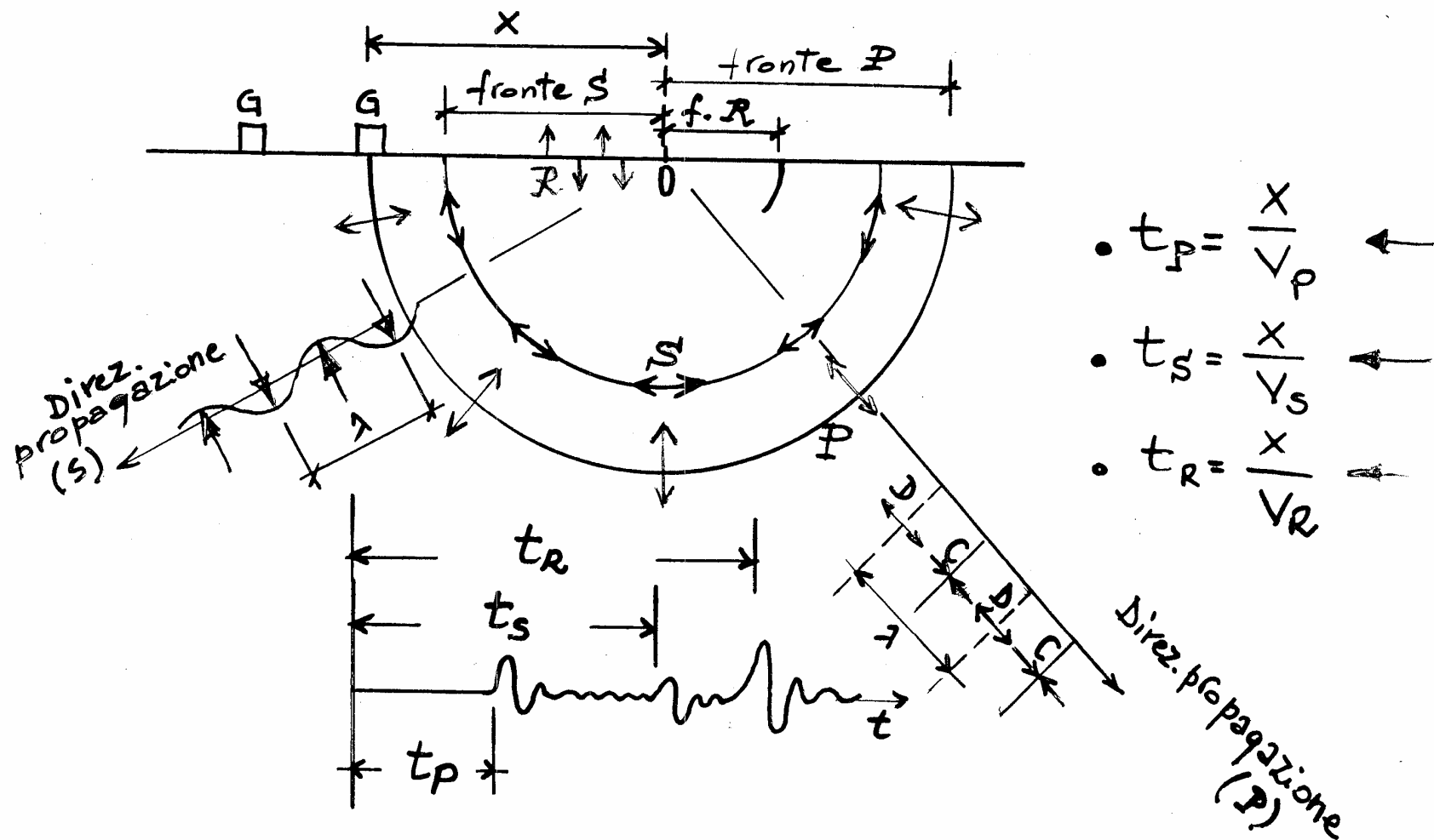
2. Prove in sito

Valutazione rigidezza da misura diretta delle onde di volume

$$M_0 = \rho \cdot v_p^2$$
$$G_0 = \rho \cdot v_s^2$$

Geofisica: individuazione stratigrafia, grandi strutture sepolte; sorgenti non direzionali; prevalentemente onde P; condizioni “far field”.

Geotecnica: definizione di dettaglio; sorgenti direzionali; onde S; condizioni “near field”; interpretazione più complicata.



Modalità propagazione onde P-S-R

PROVE IN SITO: Misura diretta delle onde di taglio v_s (G_0) e/o della rigidezza

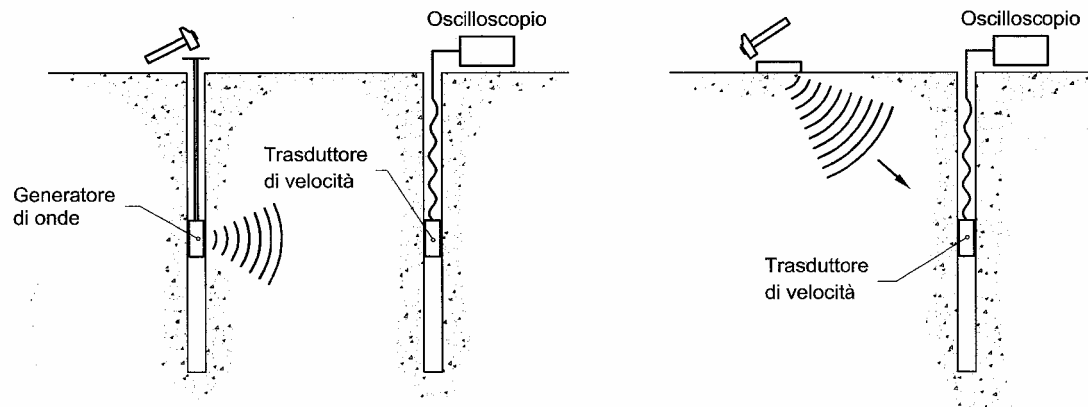
➤ prove down-hole (onde di volume)

➤ prove cross-hole (onde di volume)

seismic – CPT – DMT

prove “di carico” speciali (PLT – PMT)

prove SASW (onde di superficie)

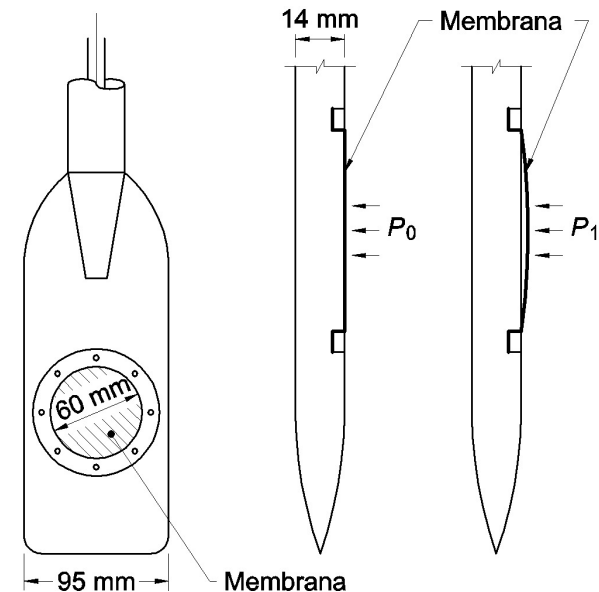
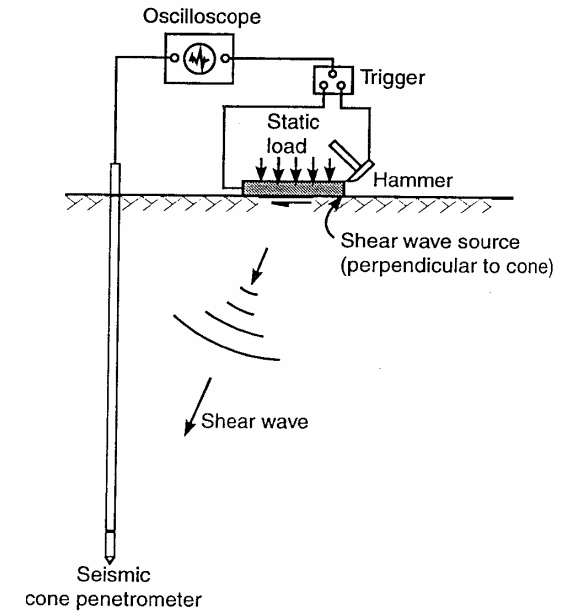


deformabilità - R. Berardi- corso MTR1

prove cross-hole (onde di volume)

prove “di carico” speciali (PLT – PMT)

prove SASW (onde di superficie)



PROVE IN SITO: correlazioni per la valutazione delle onde di taglio v_s e della rigidezza iniziale

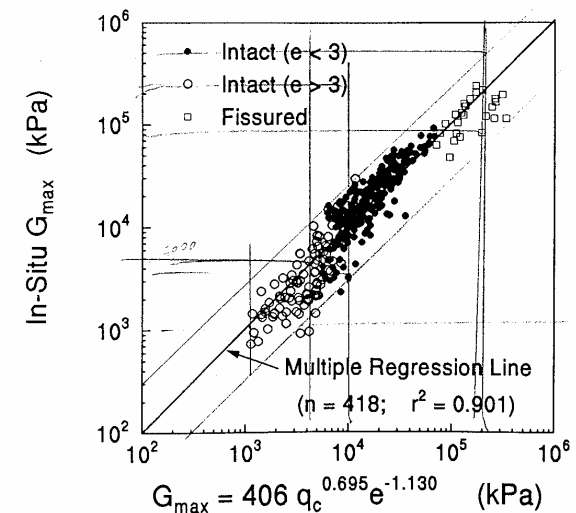
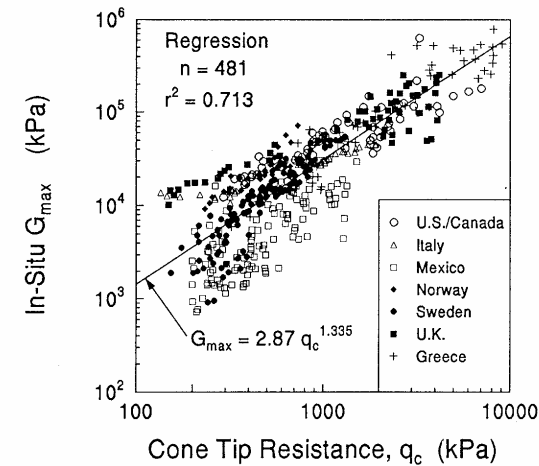
$$V_s = 54.33 \cdot N_{SPT}^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.193}$$

$$G_o = 1634 \cdot (q_c)^{0.25} (\sigma'_{vo})^{0.375} (kPa)$$

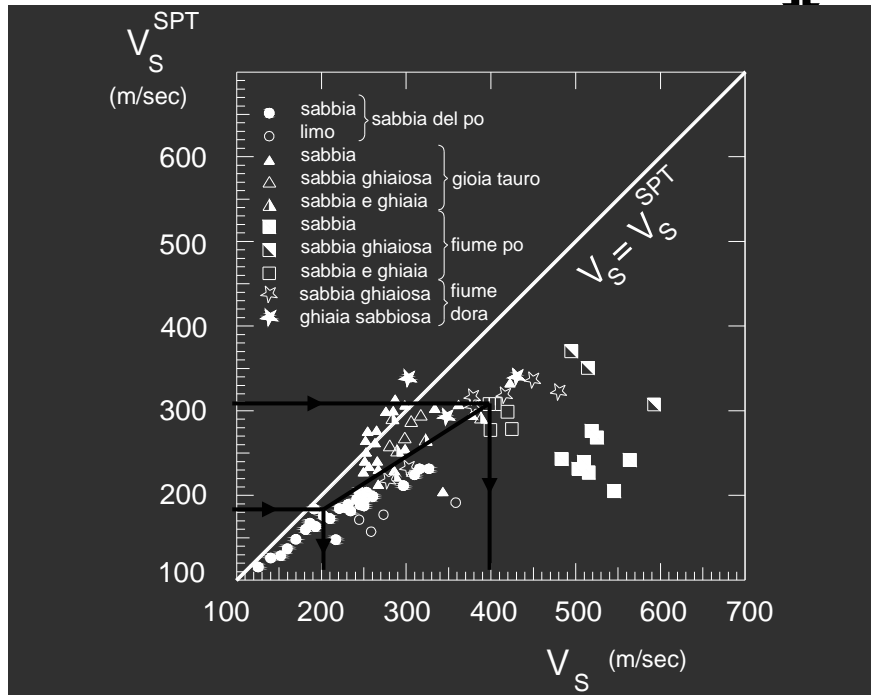
$$\frac{G_o}{p_a} = 50 \cdot \left(\frac{q_c}{p_a} \right)^{0.5}$$

$$G_o = 2.78 (q_c)^{1.335} (kPa)$$

$$G_o = 406 \cdot (q_c)^{0.695} (e_o)^{-1.13} (kPa)$$



$$V_s = 54.33 \cdot N_{SPT}^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.193}$$



$$E(\%) = \frac{V_s^{\text{reale}} - V_s^{\text{SPT}}}{V_s^{\text{reale}}}$$

valore minimo: $E \simeq 14\%$

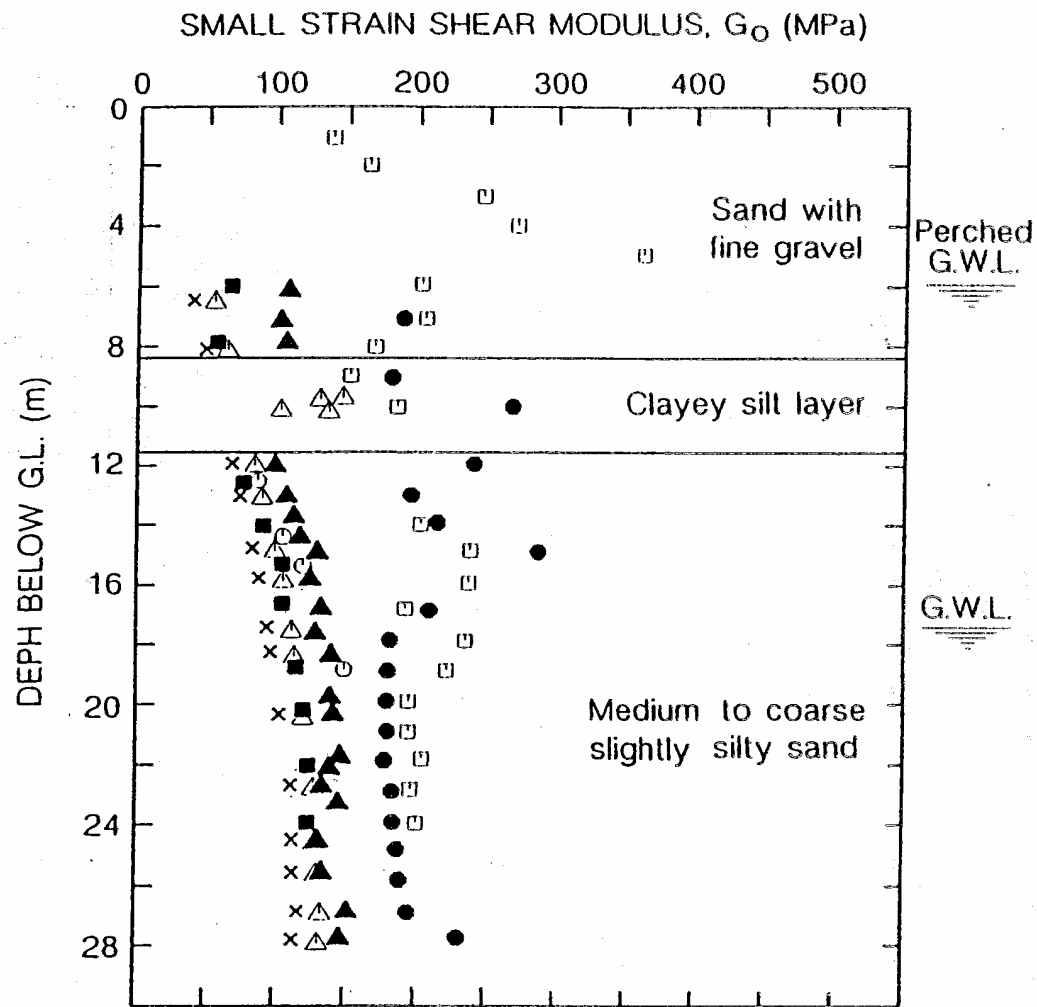
valore massimo: $E \simeq 25\%$

$$Go = \rho \cdot V_s^2$$



$$E \simeq 50\%$$

➔ È opportuna l'esecuzione di misure in sito del profilo di velocità v_s mediante metodi geofisici in foro o in superficie (EC8).



Laboratory tests - reconstituted specimens:

x Resonant column tests

Δ Piezocrystals-triaxial tests

From in-situ tests:

■ SPT - Ohta & Goto '78

▲ CPT - Baldi et al '89

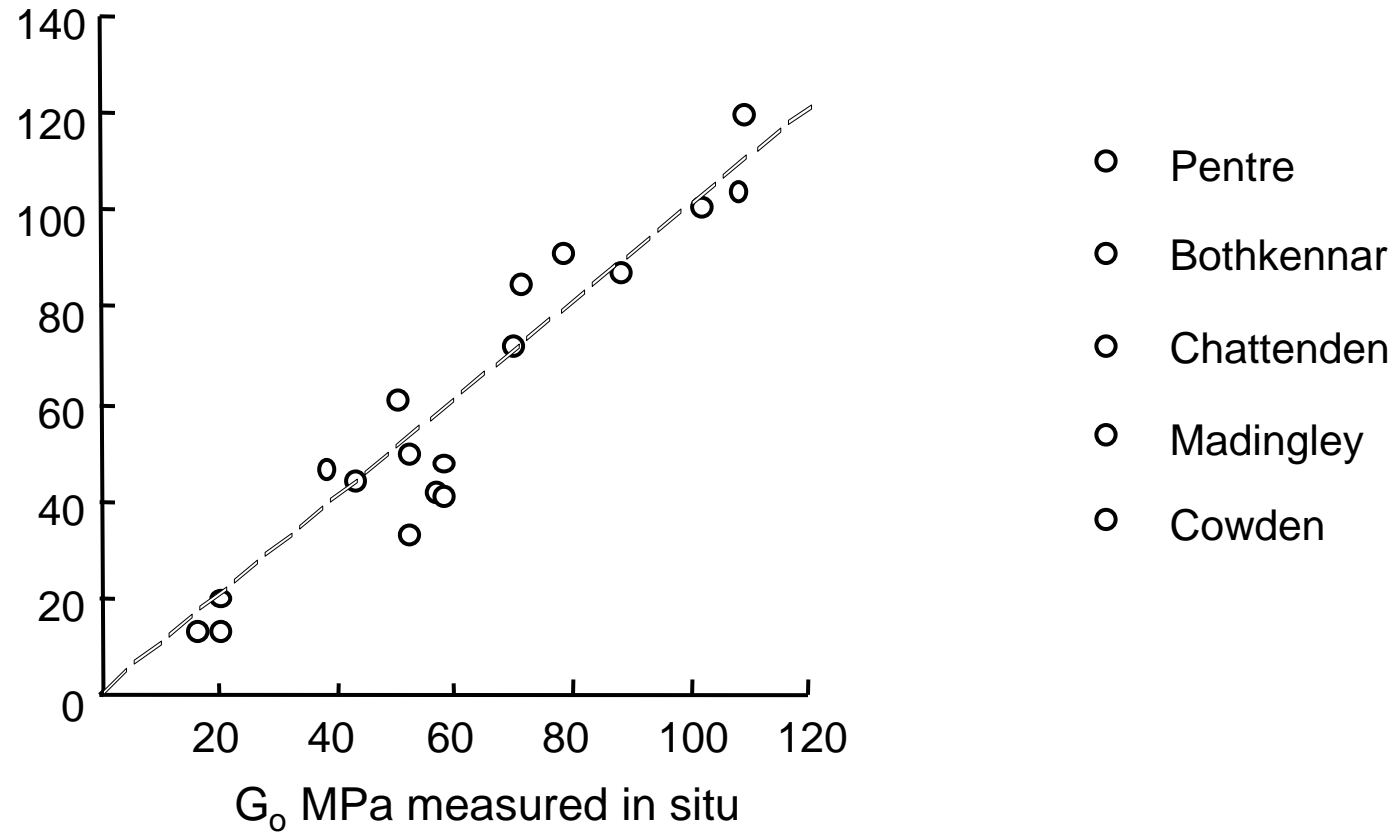
○ SBPT - Bellotti et al '89

In situ seismic tests:

□ Cross-hole tests

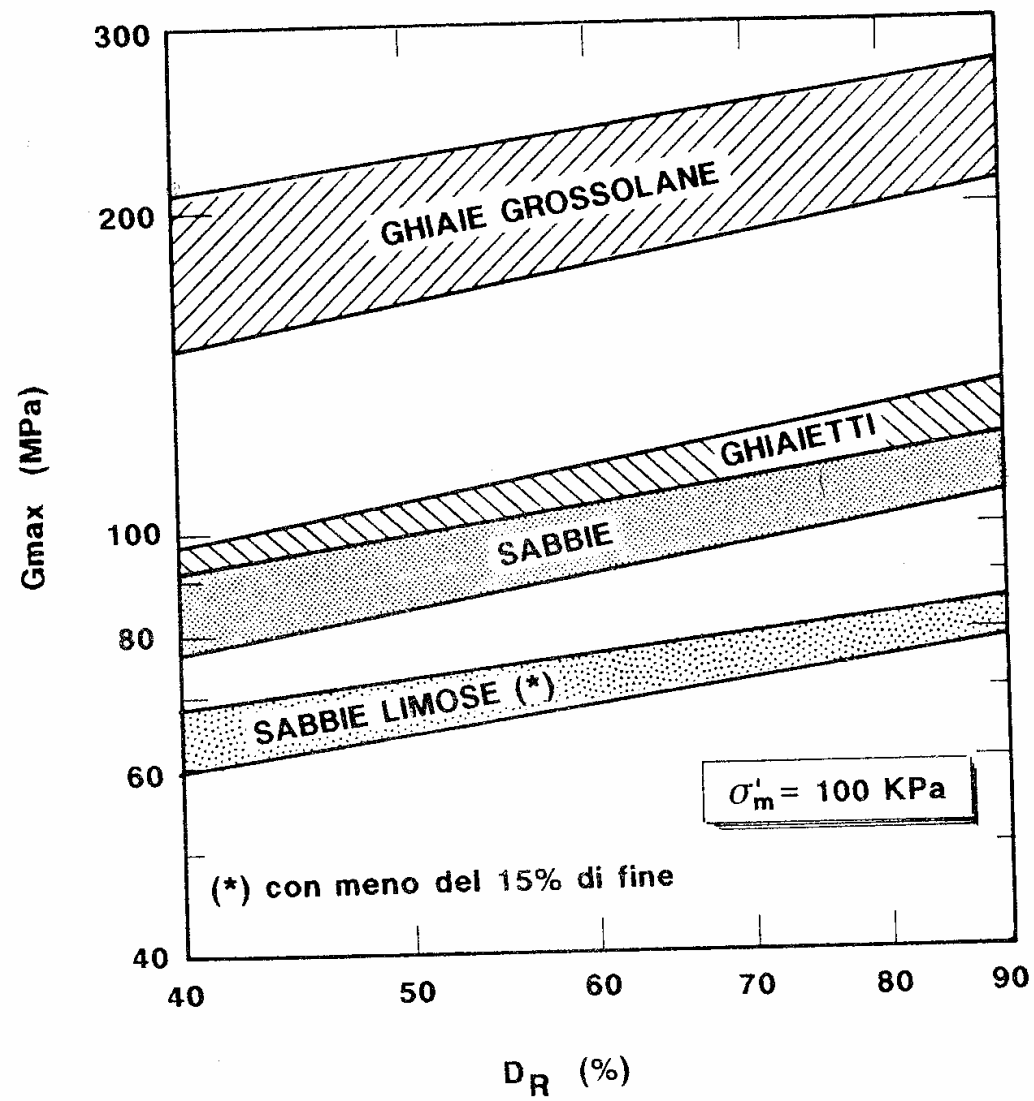
● Seismic cone, down hole mode

G_o MPa measured in laboratory bender element tests



G_o misurato In Situ e in Laboratorio

(data from Tony Butcher, BRE)



PARAMETRI DI RIGIDEZZA DIPENDONO DA :

Natura del terreno

Stato del terreno: stato tensionale efficace ed indice dei vuoti (storia tensionale)

Livello deformativo

Etc.

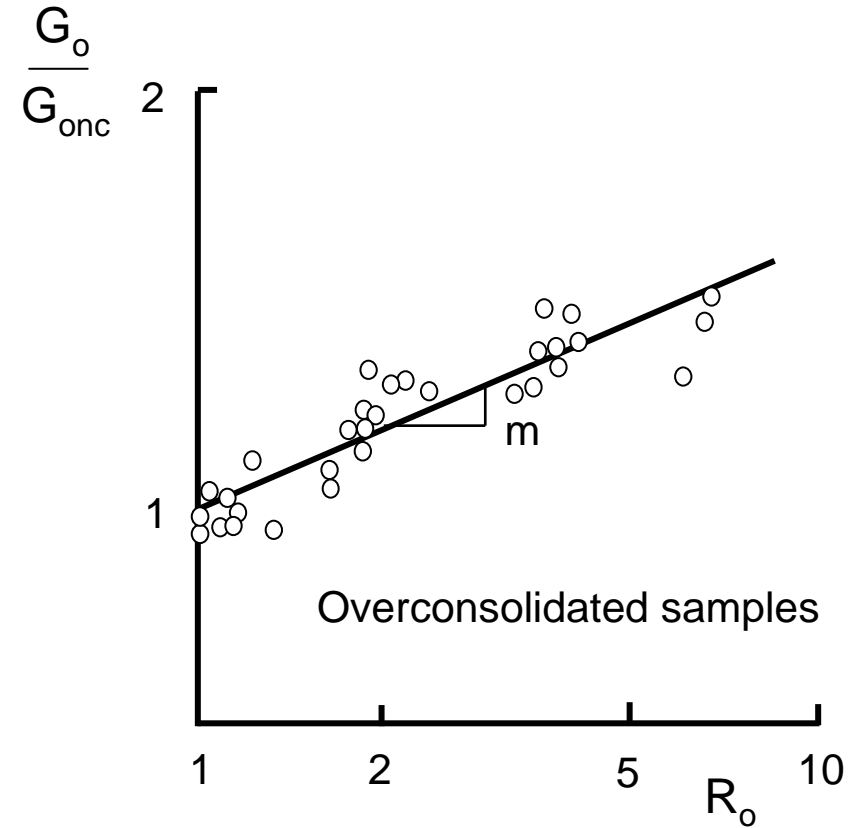
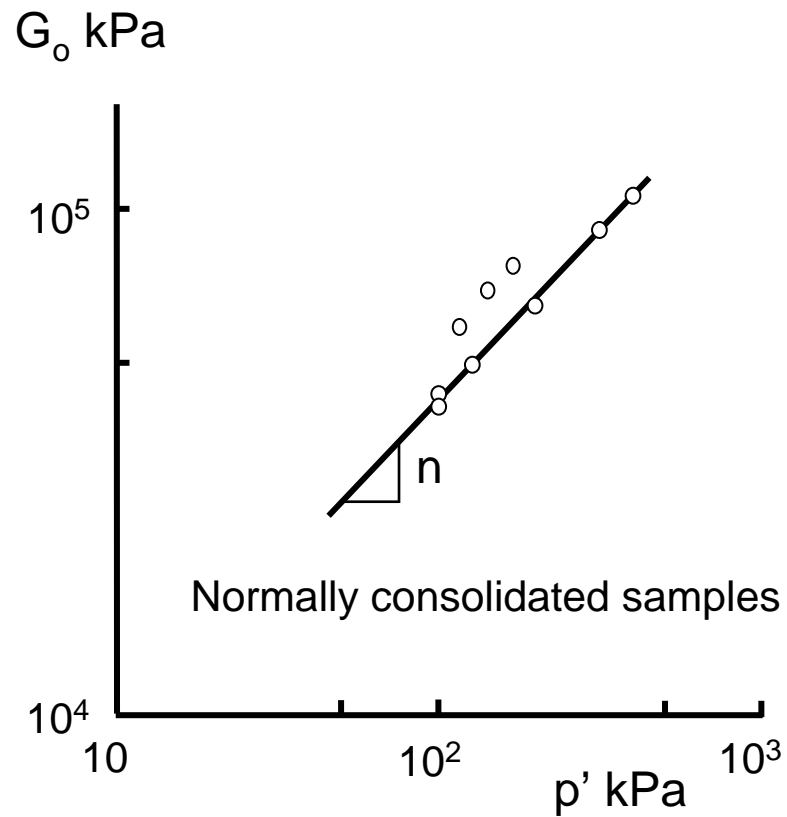
× **Si utilizzano relazioni in cui si cerca di tenere conto di tutti questi fattori per mezzo di coefficienti (dipendenti dal terreno)**

× **La “struttura” della formulazione è valida ma va specificata caso per caso (grandi complicazioni di natura pratica)**

× **Per tenere conto della non linearità alcuni coefficienti possono dipendere dal livello di deformazione (p.es. K_E)**

$$\frac{E'_s}{p_a} = K_E \cdot F(e) \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$$

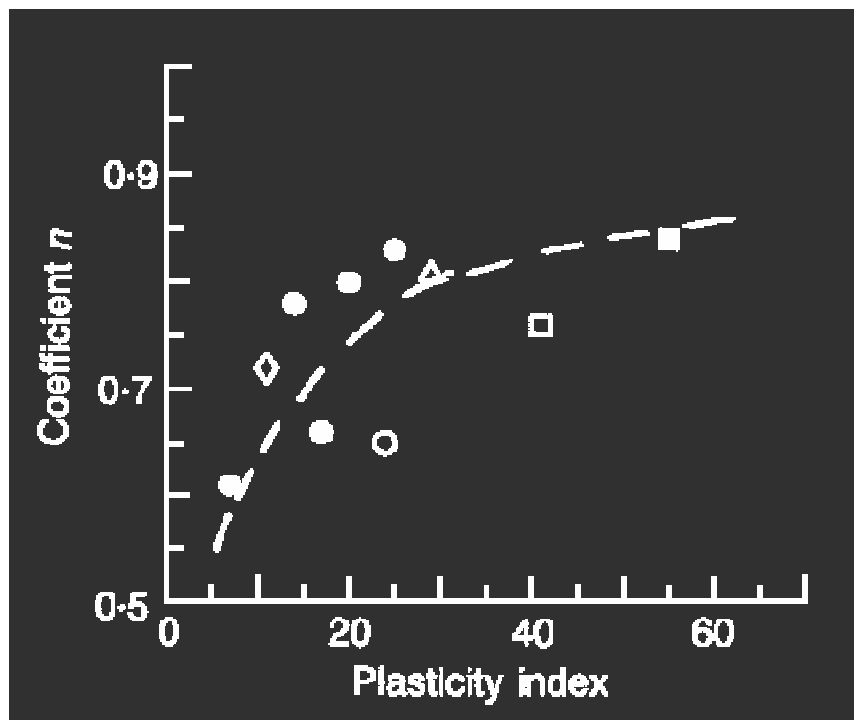
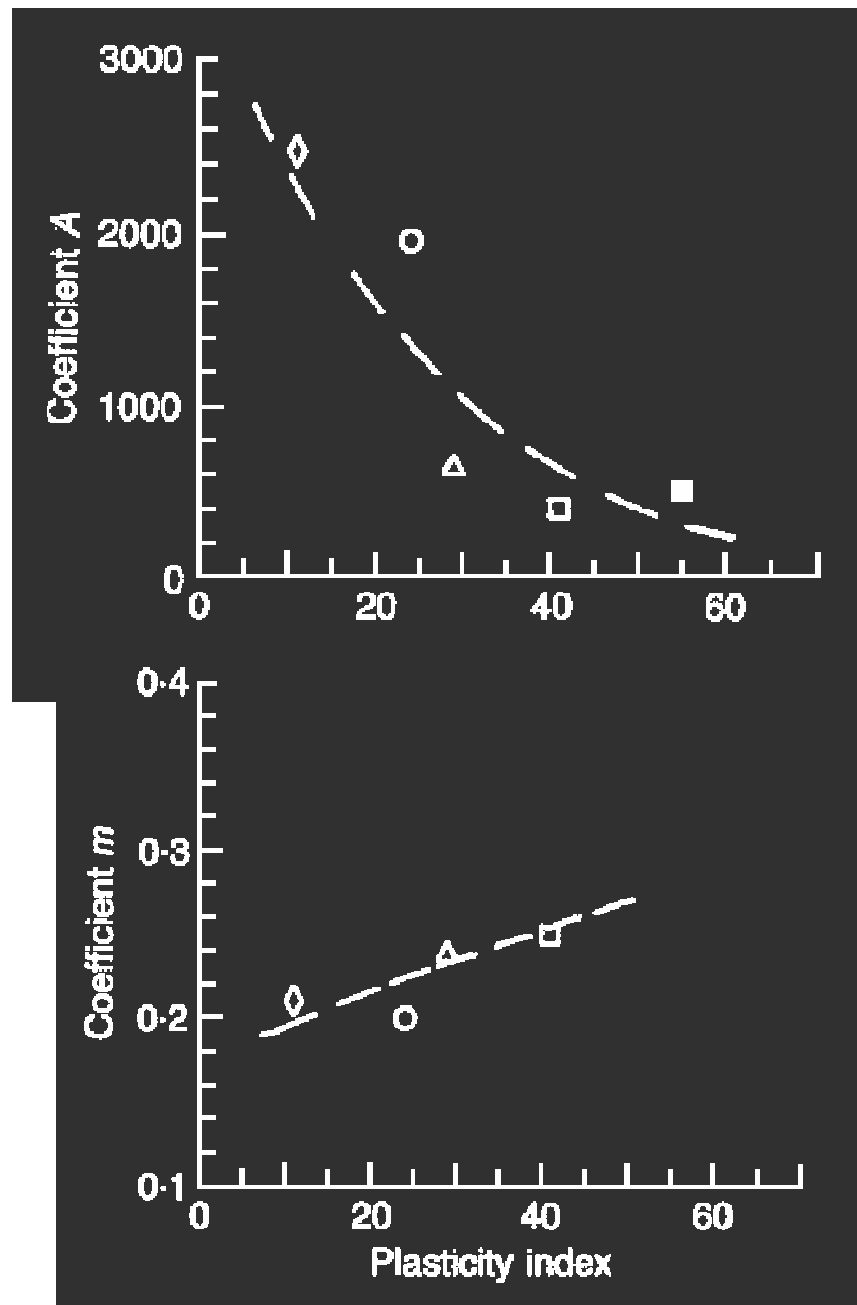
$$p_a = 98.1 \text{ kPa}$$



$$\frac{G'_o}{p_a} = A \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n R_o^m$$

Variazione di G_o con lo “stato” per Kaolin Clay

(Viggiani and Atkinson, 1995)

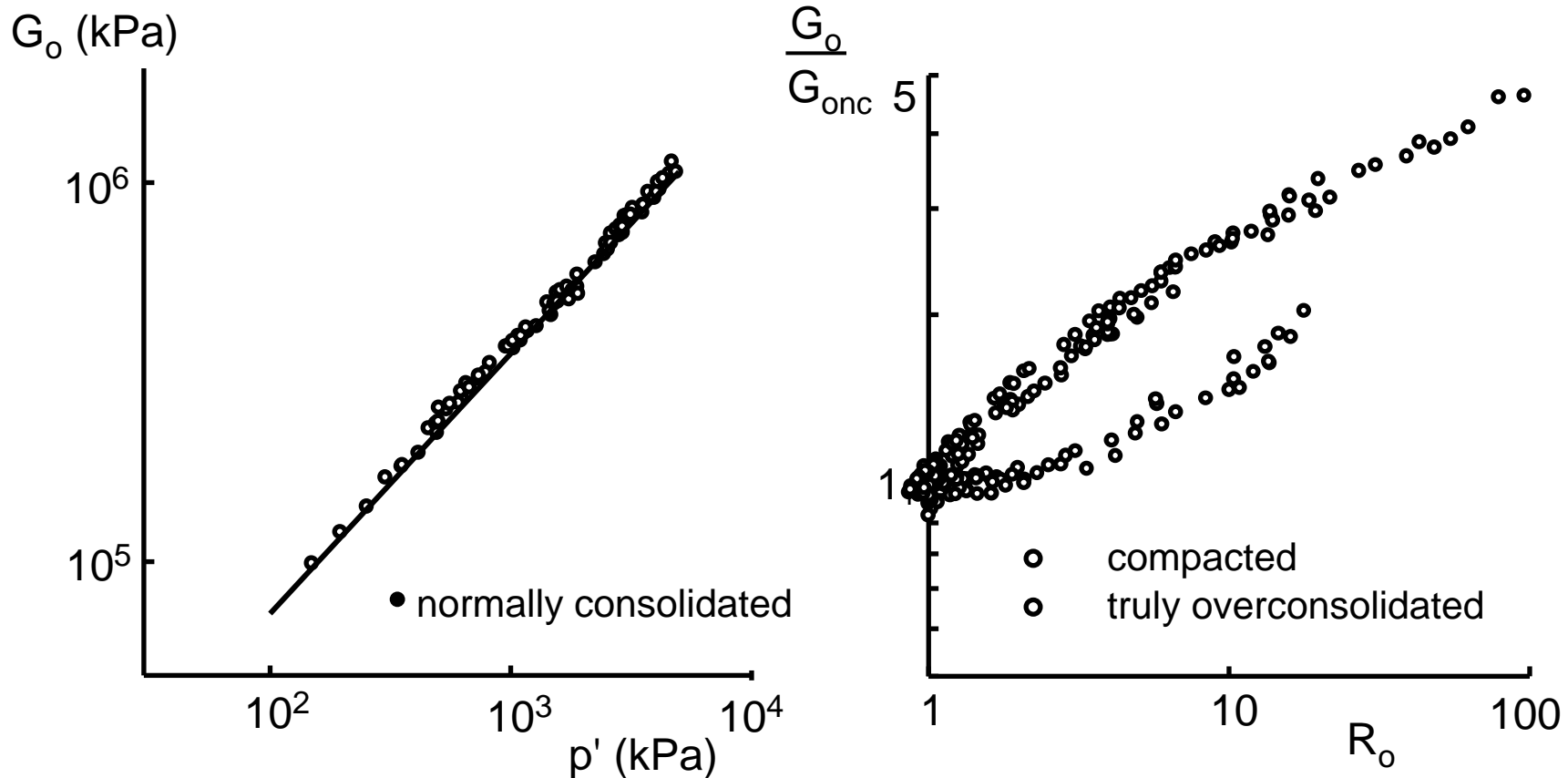


deformabilità - R.Berardi- corso MTR1

Parametri per G_o

(Viggiani and Atkinson, 1995)

Variazione di G_o con lo “stato” per Sabbia carbonatica



deformabilità - R.Berardi- corso MTR1

(Jovicic and Coop, 1997)

Variazione di E_s per Sabbia silicea (Ticino)

$$\frac{E'_s}{p_a} = K_E \cdot F(e) \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$$

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$$

es. : Sabbia del Ticino:

per $E'_0 (\varepsilon \rightarrow 0) : K_E = 1510 \quad n = 0.53$

per $E'_s (\varepsilon \neq 0) : K_E; n = f(\varepsilon)$

Aspetti legati all'utilizzo del modello elastico

- Parametri di deformazione
- Non-linearità (es. modello iperbolico)
- Valutazione sperimentale parametri
- **Applicazioni (es. calcolo cedimenti)**

CEDIMENTI

⊠ **Attesa risposta deformativa del terreno all'applicazione del carico della fondazione**

- **Cedimento “immediato”**
- **Cedimento di “consolidazione”**
- **Cedimento “secondario”**

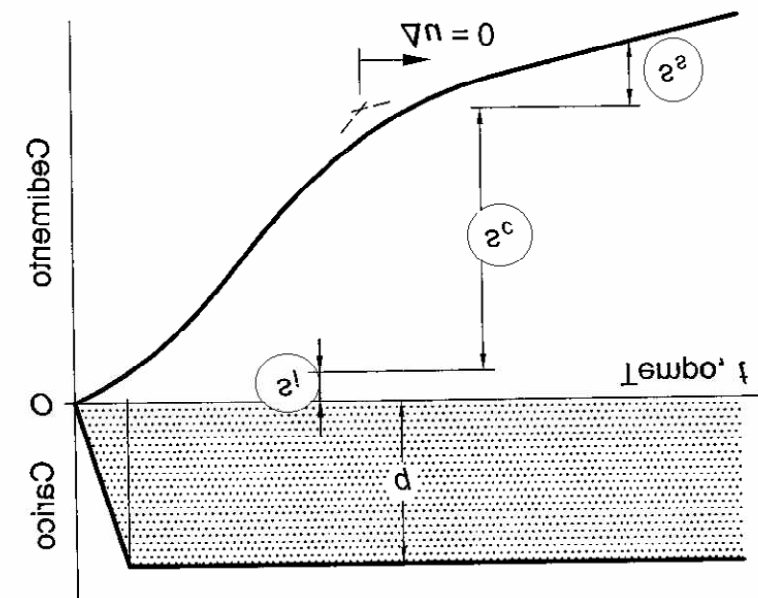
⊠ **Altre cause:**

Variazione dei livelli di falda

Cambiamento carichi in fondazione

Esecuzione scavi limitrofi , Vibrazioni

Ecc.



Metodi per il calcolo dei CEDIMENTI

⊕ Terreni a grana fine (“ *argille* ”)

⊕ *teoria consolidazione
monodimensionale ↔ prova
compressibilità edometrica*

$$\Rightarrow S_T = S_i + S_c + (S_s)$$

deformabilità - R.Berardi- corso MTR1

⊕ Terreni a grana grossa (“ *sabbie* ”)

⊕ *metodi “empirici” + teoria elasticità ↔
prove in sito*

$$\Rightarrow S_T \cong S_i$$

$$s_i = \frac{q \cdot B}{E_U} C_D \cdot C_H$$

- C_D : fattore di approfondimento : $f(D/B)$
- C_H : fattore di geometria : $f(H/B; L/B)$
- E_U : modulo non drenato $\rightarrow E_U = f(c_u; IP; OCR) \rightarrow ???$

a causa incertezza nella valutazione E_u , ed in base ad evidenze reali, a volte si preferisce assumere:

$$s_i \approx 0.1 \cdot s_T \quad \text{NC}$$

$$s_i \approx \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3} \right) s_T \quad \text{OC}$$

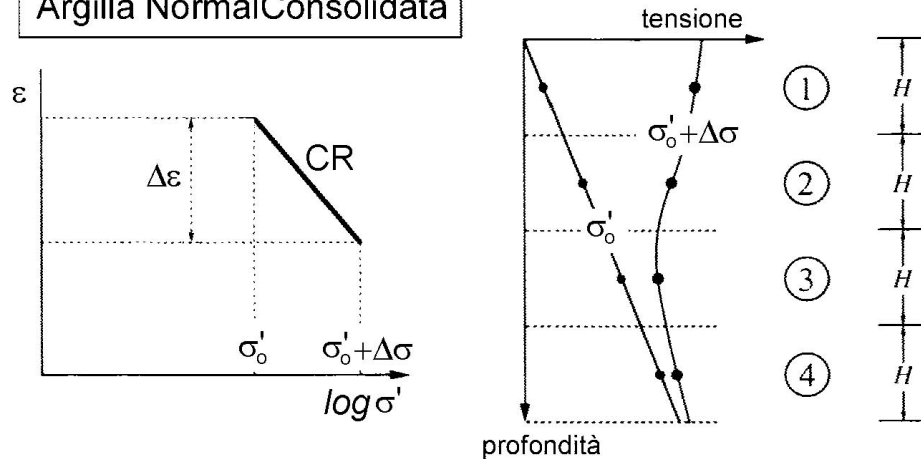
$$S_C = \mu \cdot S_{ed}$$

IL CEDIMENTO EDOMETRICO S_{ed}

$\mu \cong 0.7 \div 1$ argilla NC

$\mu \cong 0.3 \div 0.7$ argilla OC

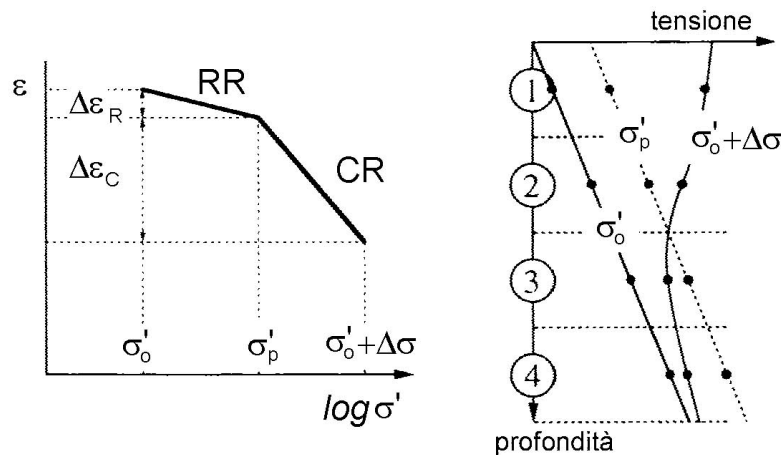
Argilla Normal Consolidata



$$S_{ed} = \sum_i \Delta \epsilon_i H_i = \sum_i \Delta H_i$$

$$\Delta H = CR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right)$$

Argilla Sovra Consolidata



$$\Delta H = RR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right) + CR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

$$\Delta H = RR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right)$$

Terreni a grana grossa (“ *sabbie* ”)

Problemi:

- ↳ terreni sabbiosi → no prove di laboratorio su campioni indisturbati
- ↳ parametri da prove in sito → affidabilità (?)
- ↳ parametri da prove in sito → possibili sottostime (?)
- ↳ approccio elastico → un unico parametro (E') caratterizza il terreno
- ↳ molteplici fattori influenzano E' → valori affidabili (?)
- ↳ NON LINEARITA'

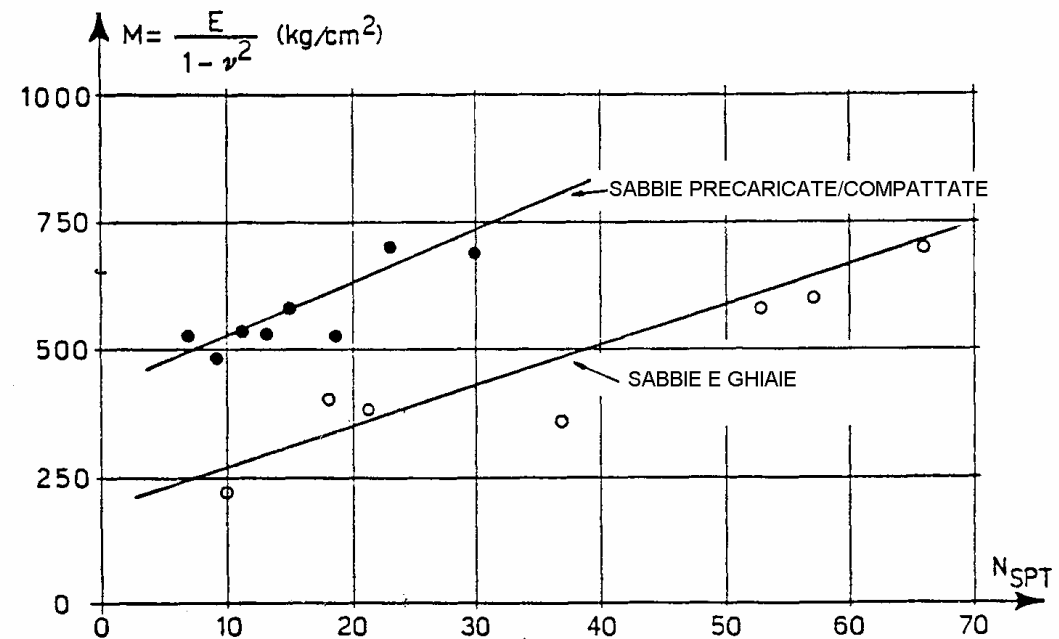
Metodo di D'Appolonia et al. (1970)

$$s = \frac{q \cdot B}{M} C_D \cdot C_H$$

$$M = \frac{E'}{(1 - \nu^2)}$$

Modulo di compressibilità : $f(N_{SPT})$

(N_{SPT} medio entro $H=B$)



Metodo di Burland & Burbidge (1984)

$$s = F \left\{ \sigma'_{vo} B^{0.7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) B^{0.7} \cdot I_c \right\} \quad [mm]$$

$$F = f_s \cdot f_H \cdot f_T$$

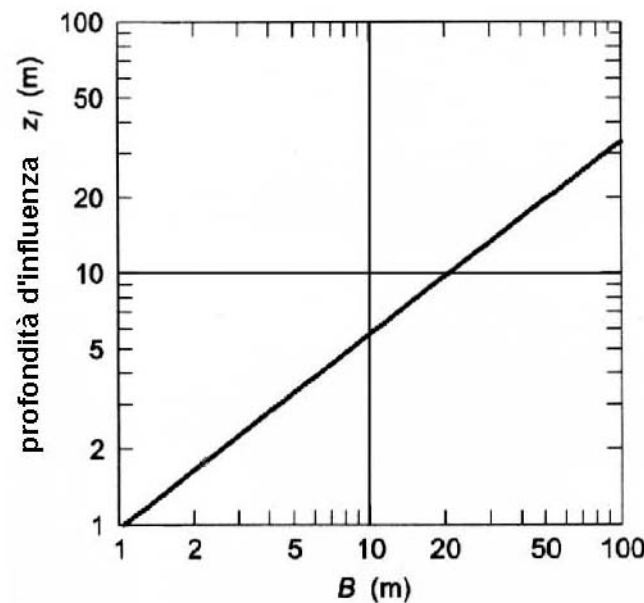
$$I_c = \frac{1.71}{N_{SPT}^{1.4}} \quad \text{Indice di compressibilità : } f(N_{SPT})$$

f_s : fattore di forma : $f(L/B)$

f_H : fattore di strato : $f(H; Z_i)$

f_T : fattore di tempo : $f(t)$

(N_{SPT} medio entro $H = Z_i$)



Metodo di Schmertmann (1970-'78)

$$s = C \left\{ \Delta q' \sum_1^n \left(\frac{I_z}{E'} \right)_i \cdot \Delta z_i \right\}$$

$$C = C_1 \cdot C_2$$

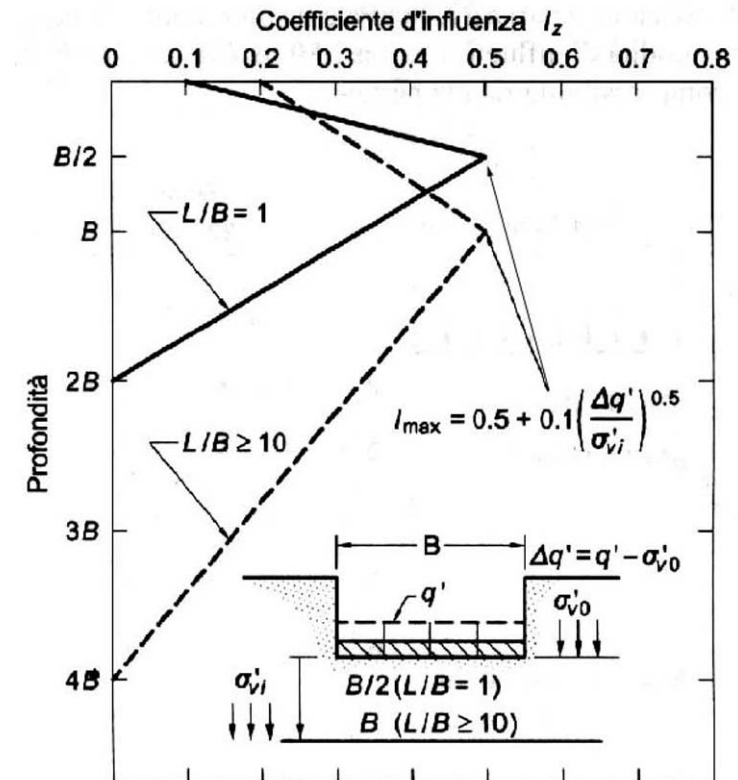
$$E' = 2.5 \cdot q_c \quad \text{per } L/B = 1$$

$$E' = 3.5 \cdot q_c \quad \text{per } L/B \geq 10$$

C_1 : fattore di approfondimento : $f(\sigma'_{v0})$

C_2 : fattore di tempo : $f(t)$

($H = 2B \div 4B$)



Metodo di Berardi & Lancellotta (1991-'99)

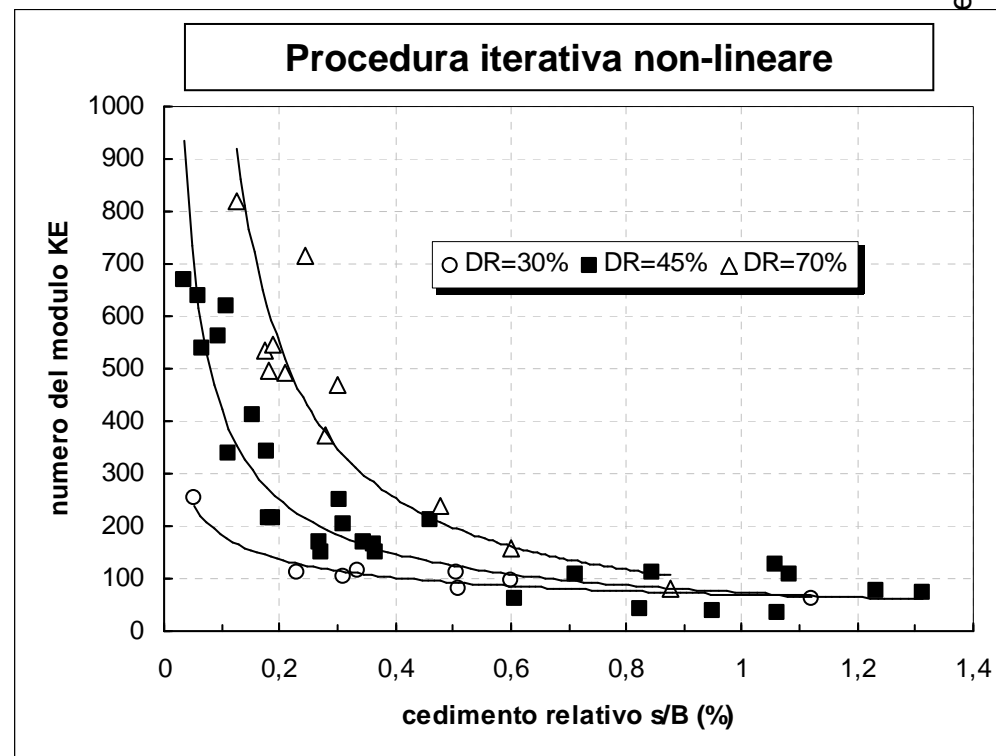
$$s = \frac{q \cdot B}{E'} (1 - \nu^2) I_s$$

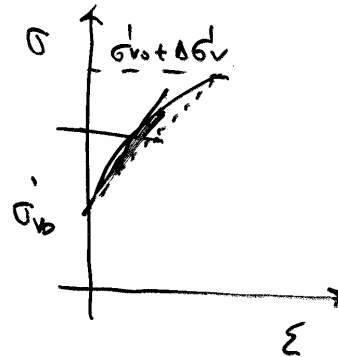
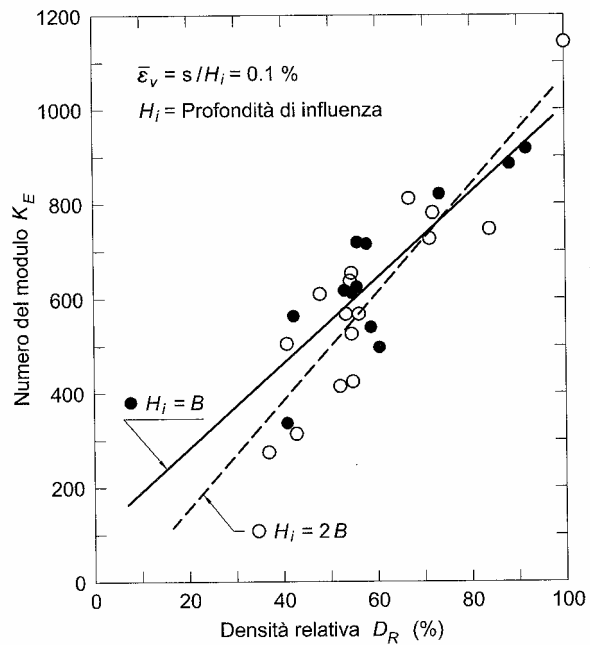
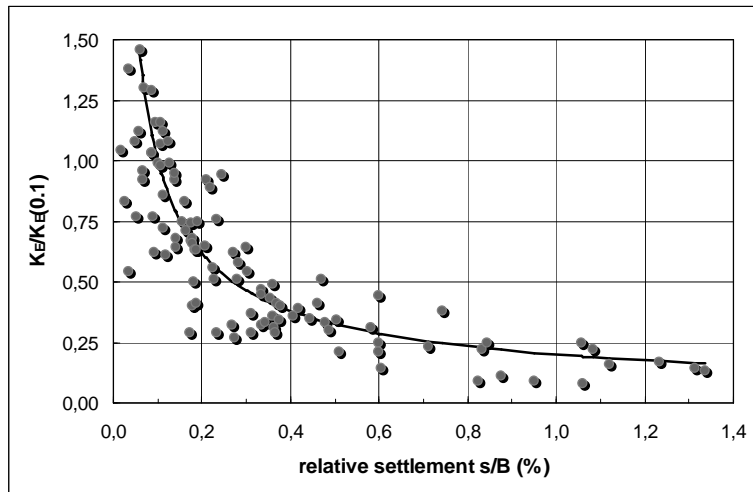
$$E' = K_E p_a \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.5}$$

I_s : fattore di influenza : $f(H ; L/B)$

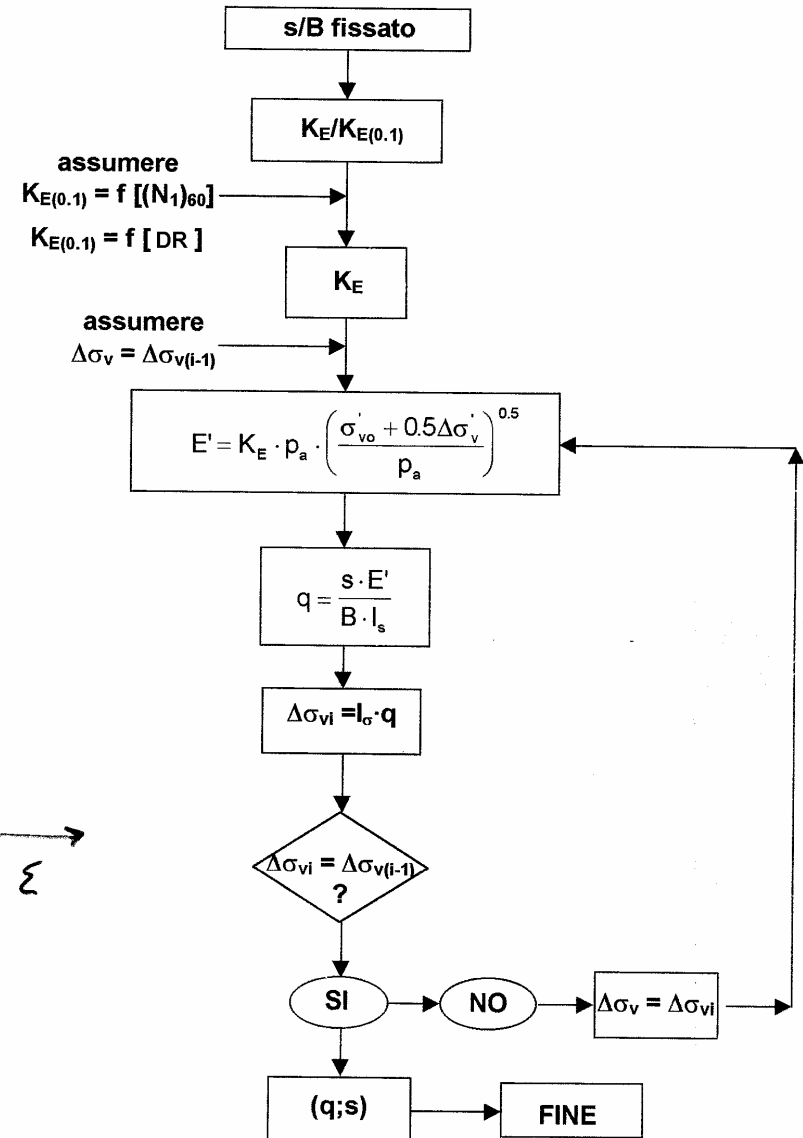
p' : pressione media : $f(\sigma'_{vo} ; \Delta\sigma)$

$(H = B \div 2B)$

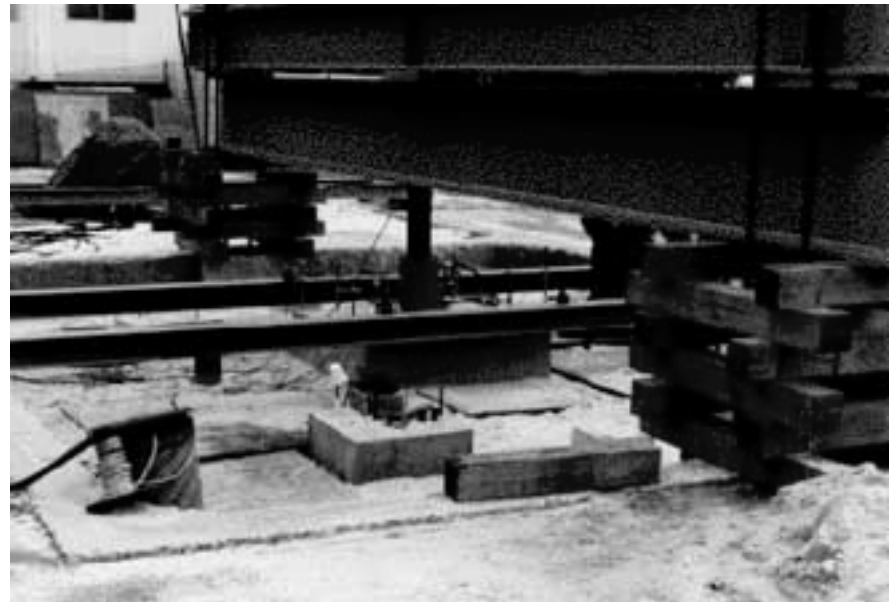




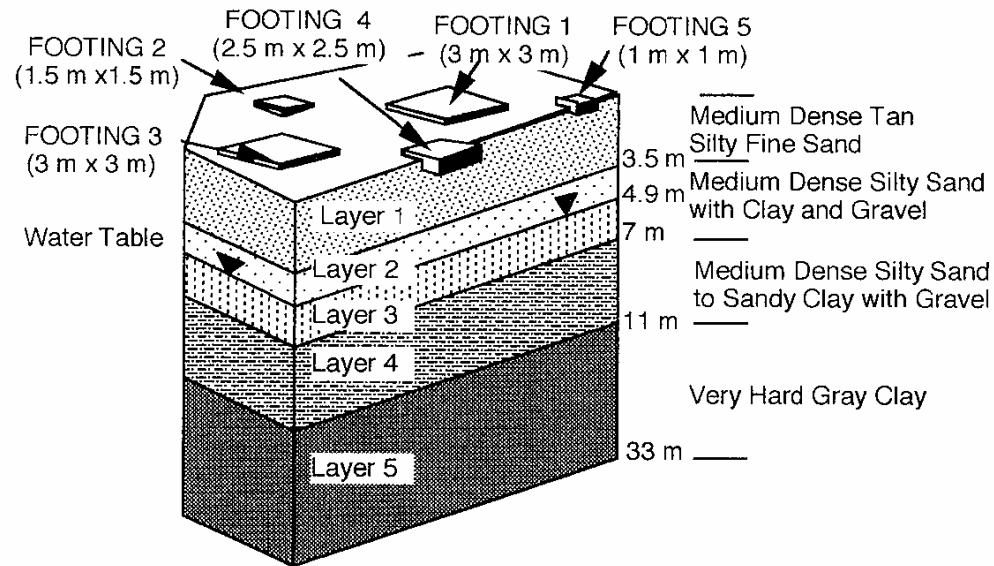
RICOSTRUZIONE CURVA CARICO-CEDIMENTO NON LINEARE



Esempio : Texas A&M University



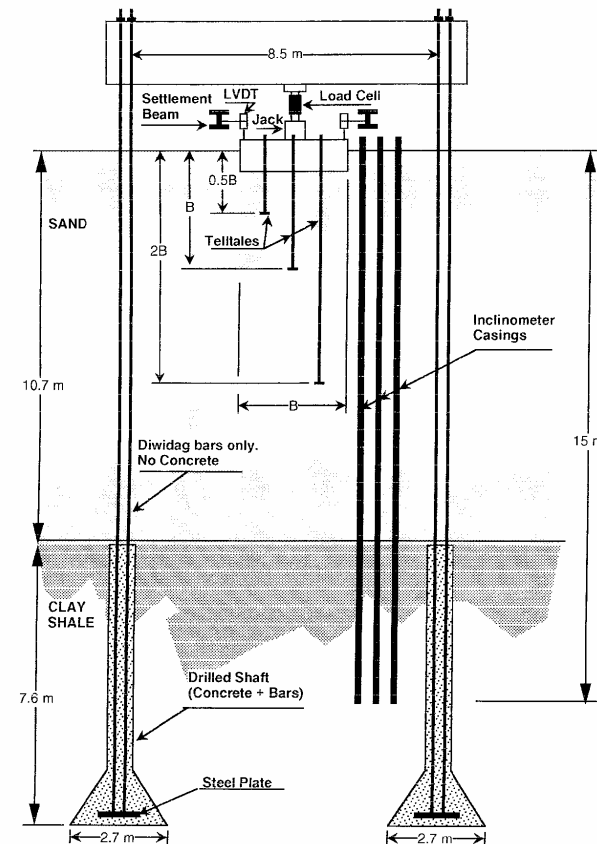
Texas A&M - Prediction Symposium 1994



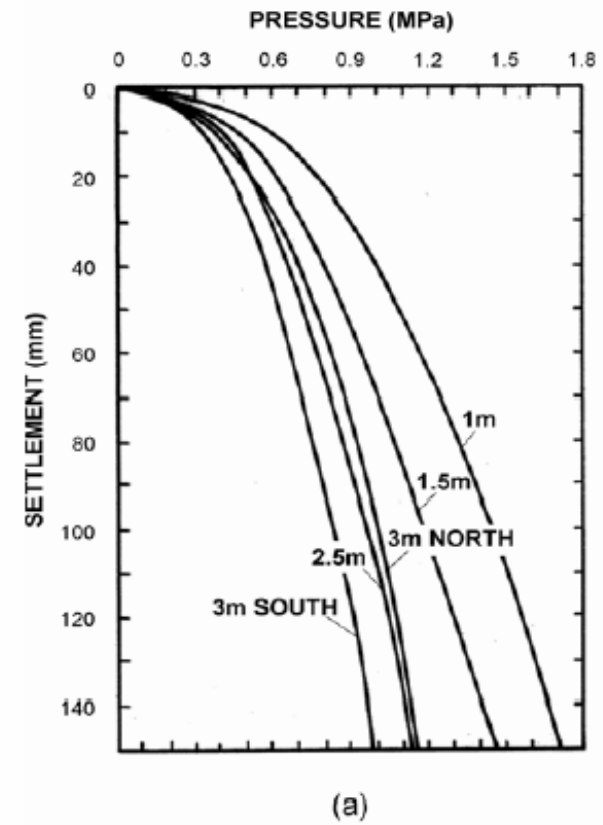
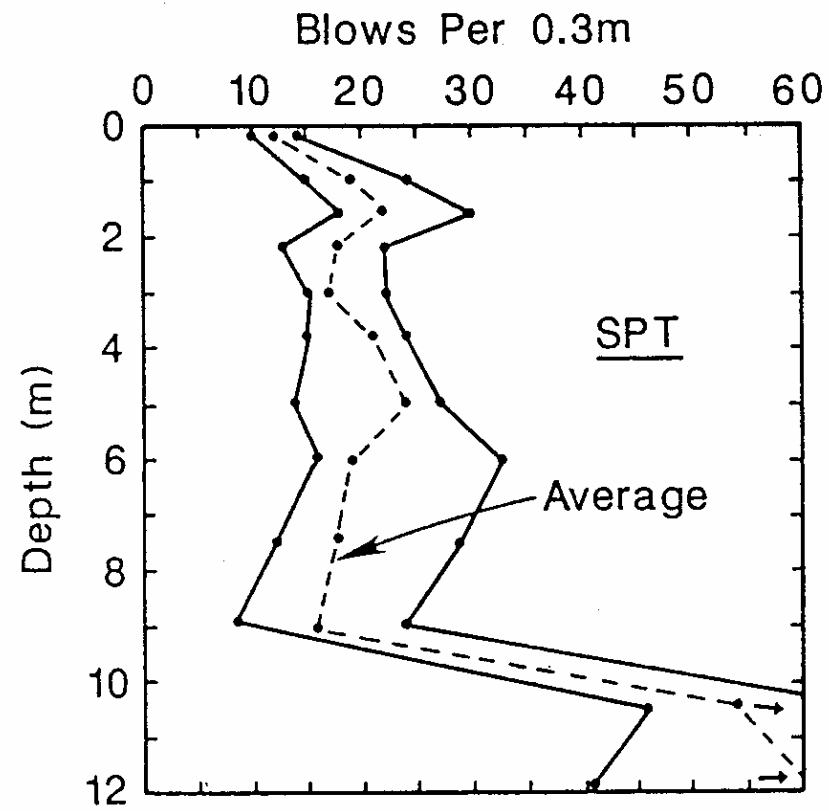
- × $B = 1.0 \div 3.0 \text{ m}$
- × $L/B = 1$
- × $D = 0.8 \text{ m}$

Indagine in sito e lab:

- SPT-CPTU-DMT-PMT-CHT-SBT
- TXT-RCT

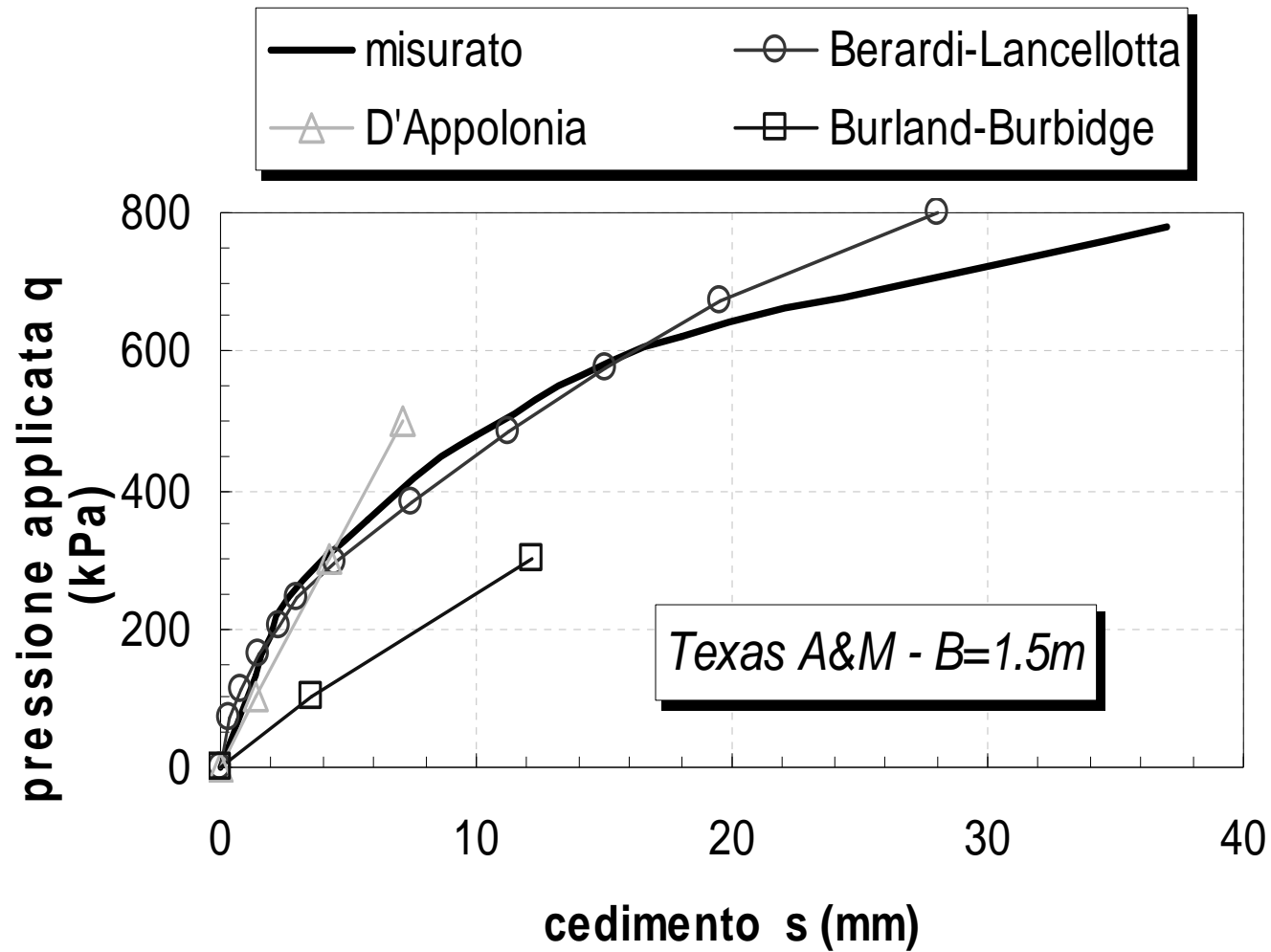


Texas

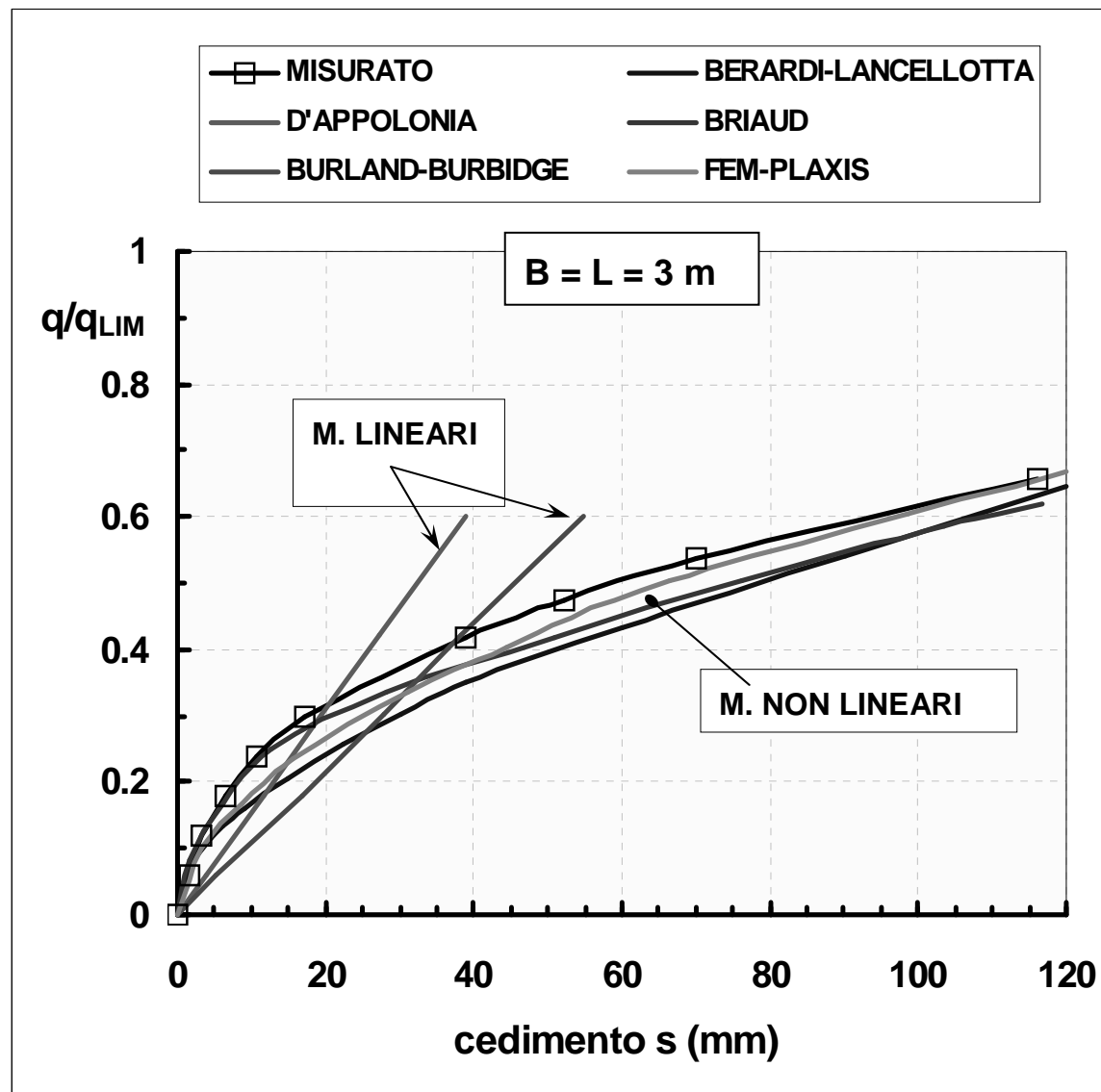
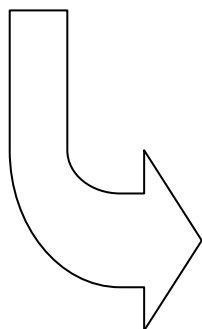


vedi Calcolo cedimenti: texas B15.xls

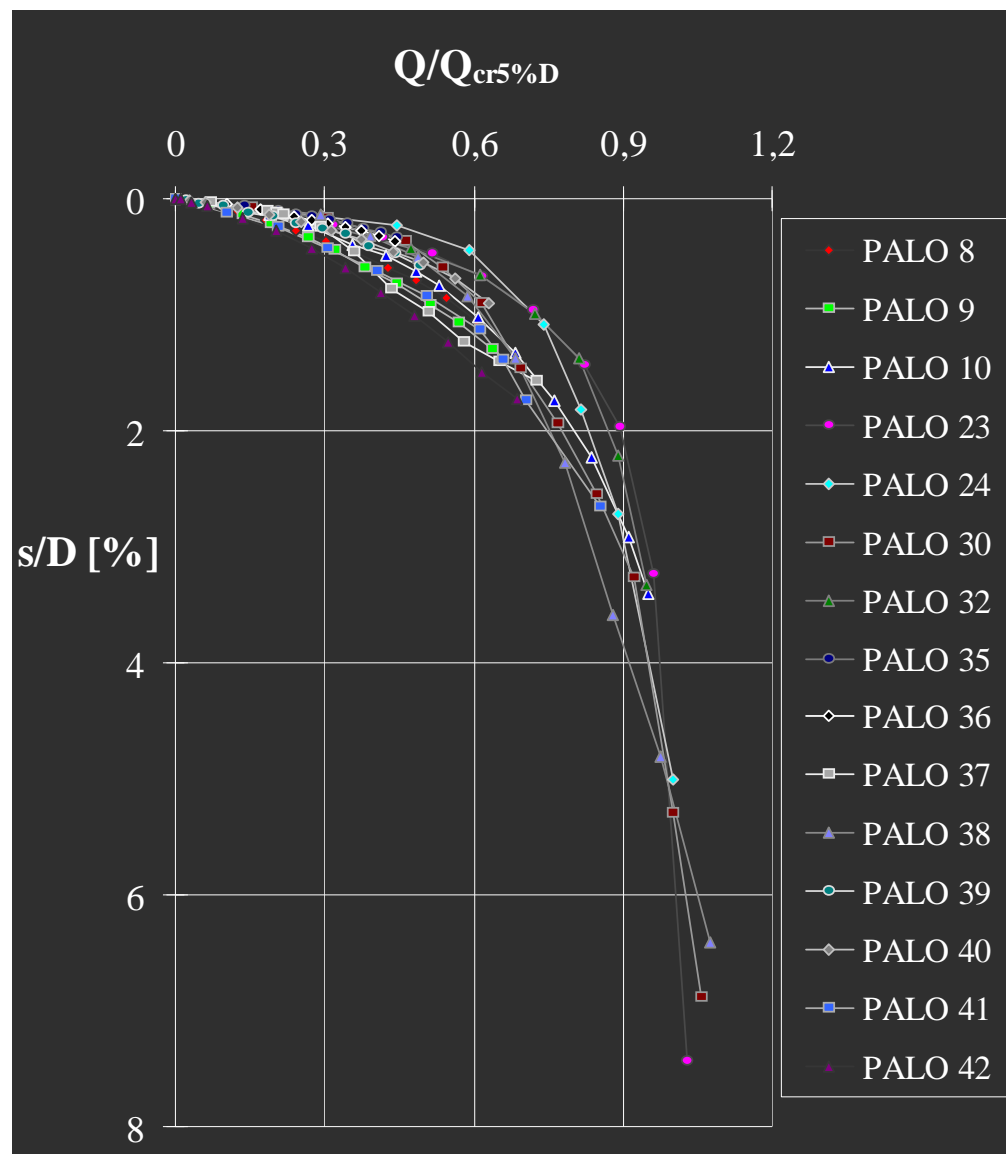
METODI : considerazioni su non linearità



METODI : considerazioni su non linearità



PALI DI FONDAZIONE



PALI DI FONDAZIONE

Soluzione elastica di Poulos e Davis (1970)

Hp: mezzo elastico

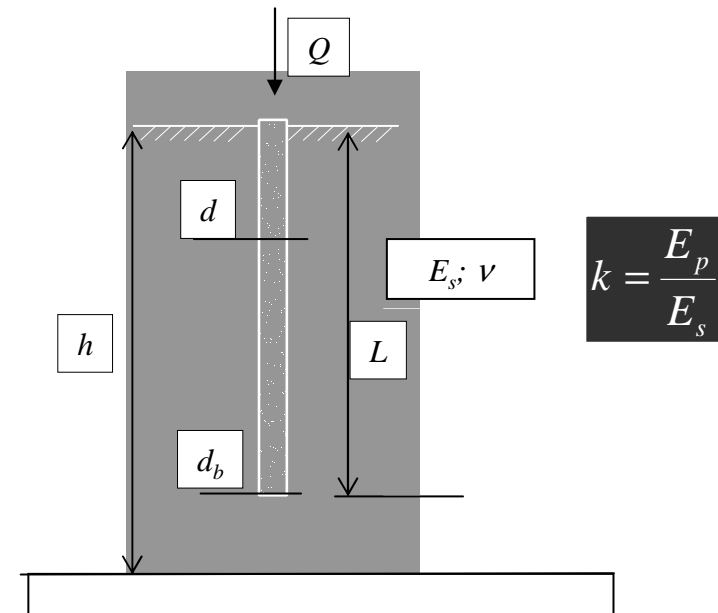
$$s_T = \frac{Q_T}{E_s \cdot d} \cdot I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$$

$$I_o = f\left(\frac{d_b}{d}; \frac{L}{d}\right)$$

$$R_k = f\left(\frac{E_p}{E_s}; \frac{L}{d}\right)$$

$$R_h = f\left(\frac{h}{L}; \frac{L}{d}\right)$$

$$R_v = f\left(\frac{E_p}{E_s}; \nu\right)$$



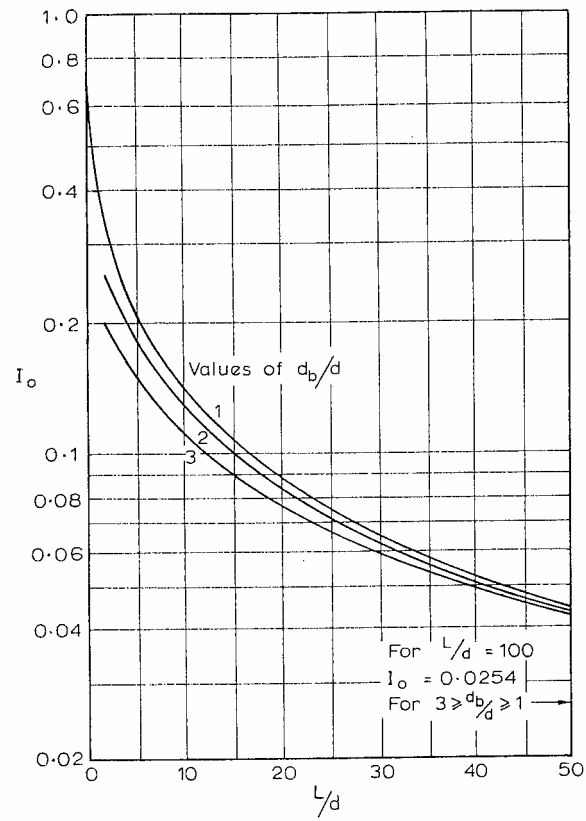


FIGURE 5.18 Settlement-influence factor, I_o .

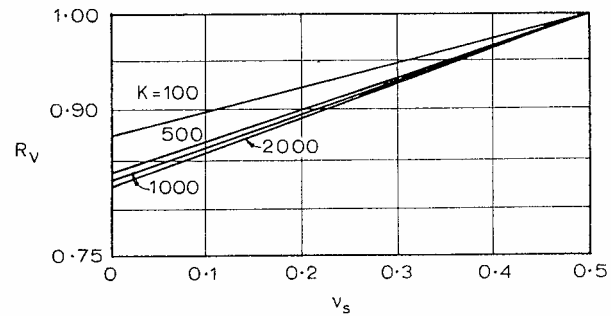


FIGURE 5.19 Compressibility correction factor for settlement, R_K .

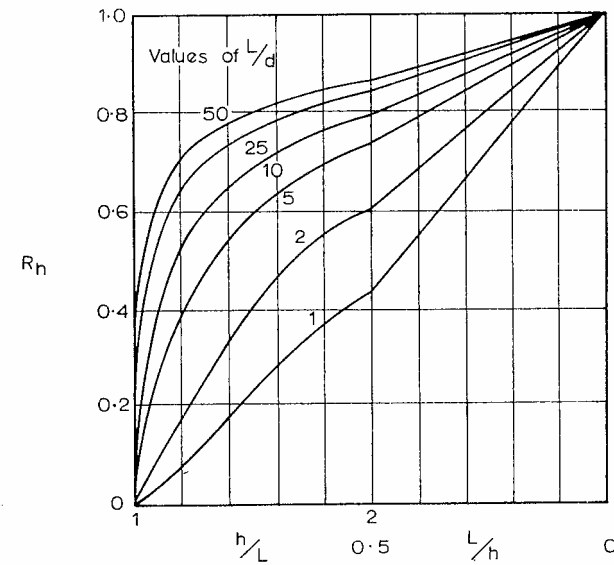
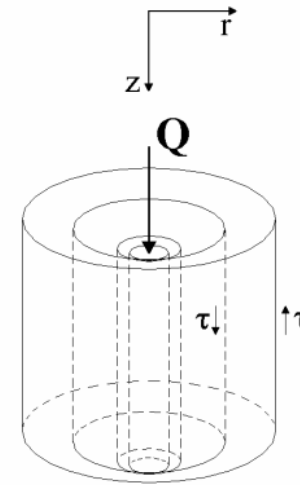


FIGURE 5.20 Depth correction factor for settlement, R_h .

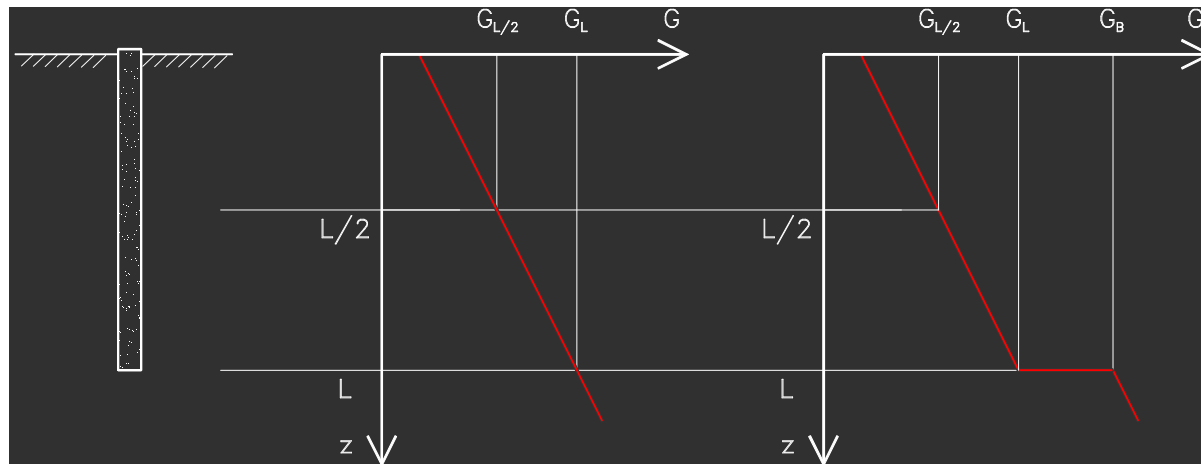
Soluzione elastica di Randolph e Wroth (1978)

Hp: mezzo elastico

$$\frac{Q_T}{G_L \cdot r_0 \cdot s_T} = \frac{\left[\frac{4 \cdot \left(\frac{r_B}{r_0} \right)}{\left(\frac{G_L}{G_B} \right) \cdot (1-\nu')} + \frac{2 \cdot \pi \cdot G_m \cdot L}{\zeta \cdot G_L \cdot r_0} \cdot \frac{\tanh \left(\frac{L}{r_0} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}{\left(\frac{L}{r_0} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)} \right]}{\left[1 + \frac{4 \cdot \left(\frac{r_B}{r_0} \right)}{\left(\frac{G_L}{G_B} \right) \cdot (1-\nu')} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \left(\frac{E_P}{G_L} \right)} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{\tanh \left(\frac{L}{r_0} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}{\left(\frac{L}{r_0} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)} \right]}$$

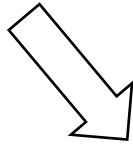


$$\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)$$



$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$

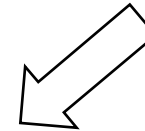
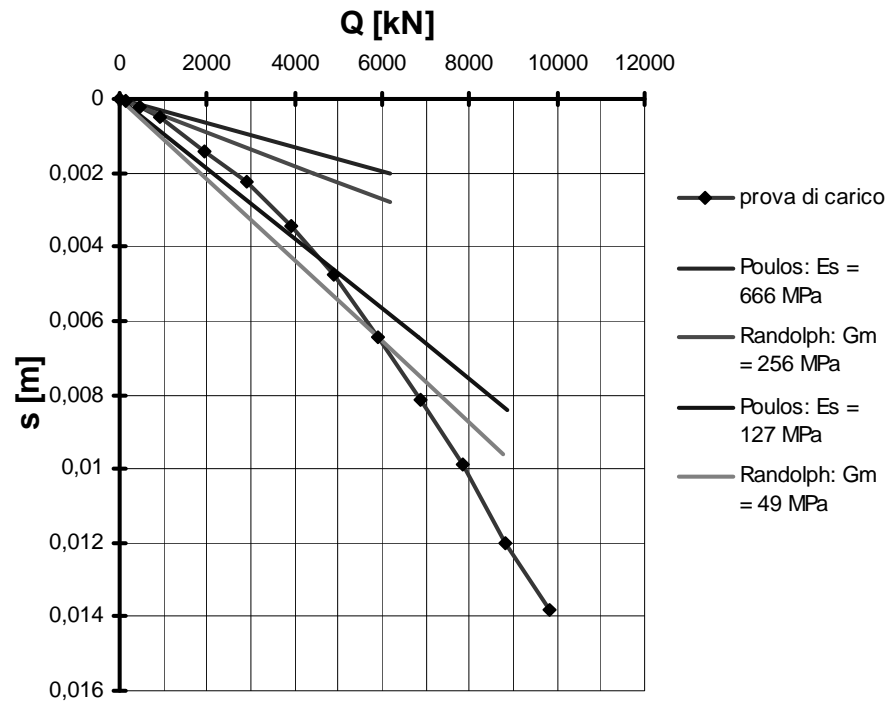
$$s_T = \frac{Q_T}{E_s \cdot d} \cdot I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$$



$$\frac{Q_T}{G_L \cdot r_o \cdot s_T} = \frac{\left[\frac{4 \cdot \left(\frac{r_B}{r_o} \right)}{\left(\frac{G_L}{G_B} \right) \cdot (1-\nu')} + \frac{2 \cdot \pi \cdot G_m \cdot L}{\zeta \cdot G_L \cdot r_o} \cdot \frac{\tanh \left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}{\left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)} \right]}{1 + \frac{4 \cdot \left(\frac{r_B}{r_o} \right)}{\left(\frac{G_L}{G_B} \right) \cdot (1-\nu')} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \left(\frac{E_P}{G_L} \right)} \cdot \frac{L}{r_o} \cdot \frac{\tanh \left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}{\left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}}$$

deformabilità - R.Berardi- corso MTR1

PALO 42
Soluzione elastica lineare



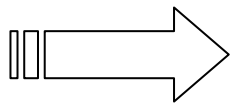
$$s_T = \frac{Q_T}{E_s \cdot d} \cdot I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$$

$$\frac{Q_T}{G_L \cdot r_o \cdot s_T} = \frac{\left[\frac{4 \cdot \left(\frac{r_B}{r_o} \right)}{\left(\frac{G_L}{G_B} \right) \cdot (1-\nu')} + \frac{2 \cdot \pi \cdot G_m \cdot L}{\zeta \cdot G_L \cdot r_o} \cdot \frac{\tanh \left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}{\left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)} \right]}{1 + \frac{4 \cdot \left(\frac{r_B}{r_o} \right)}{\left(\frac{G_L}{G_B} \right) \cdot (1-\nu')} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \left(\frac{E_P}{G_L} \right)} \cdot \frac{L}{r_o} \cdot \frac{\tanh \left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}{\left(\frac{L}{r_o} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_L}{\zeta \cdot E_P}} \right)}}$$

Non linearità: Es opp. $G_m = f(s)$

1. MODELLI NON LINEARI

**2. RIGIDEZZA DA CURVE DI DECADIMENTO MODULO RIFERITE
A ELEMENTO DI VOLUME (prove di laboratorio) O DA
OSSERVAZIONE COMPORTAMENTO FONDAZIONI REALI**



CONOSCENZA MODULO INIZIALE

RIGIDEZZA DA BACK-ANALYSIS RISPOSTA PALI REALI

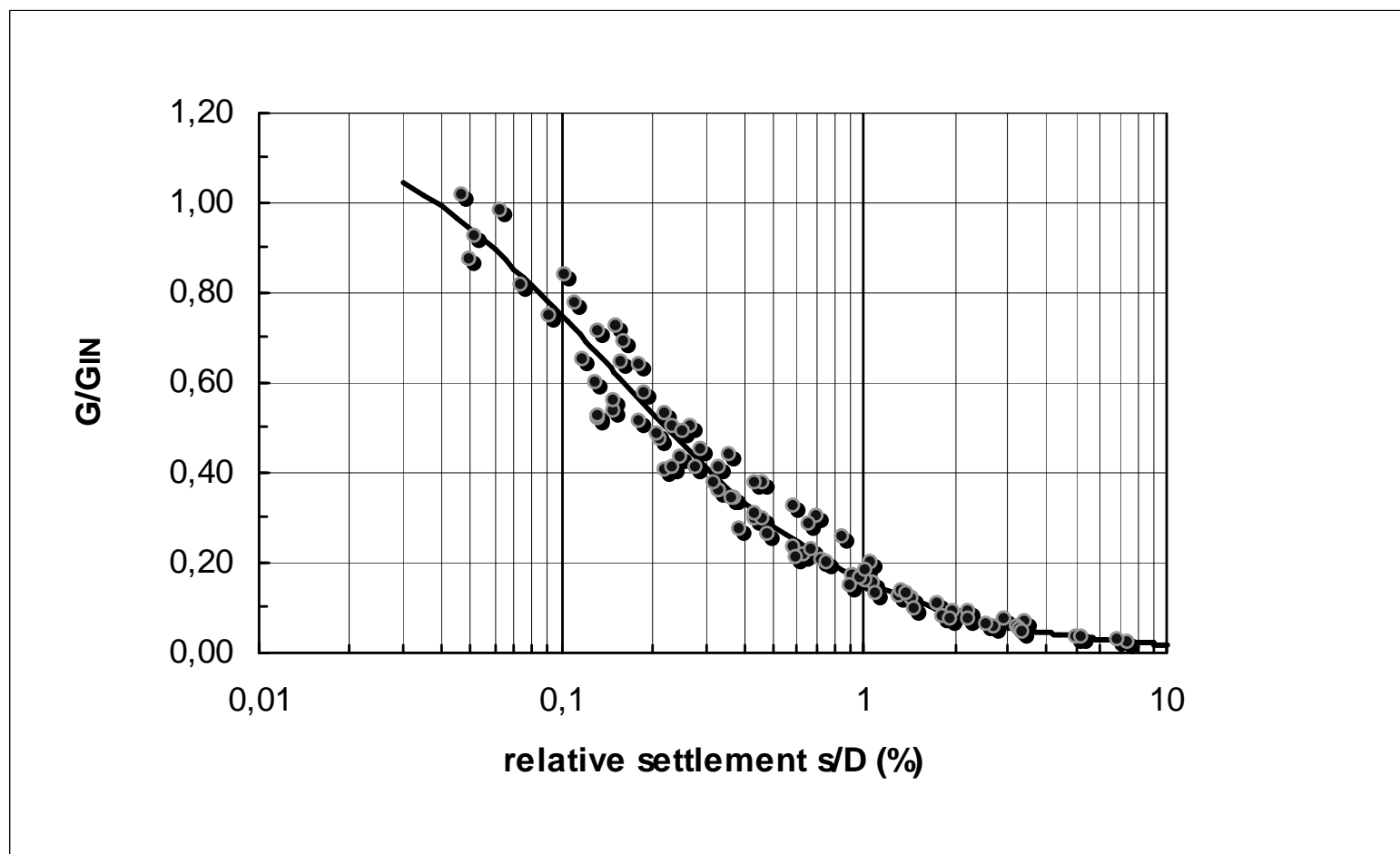
Pali di grande diametro trivellati in sabbia:

$L=16 \div 42\text{m}$ $D=0.46 \div 2\text{m}$ $L/D=14 \div 46$

$Q_{\max}=1.6 \div 20 \text{ MN}$

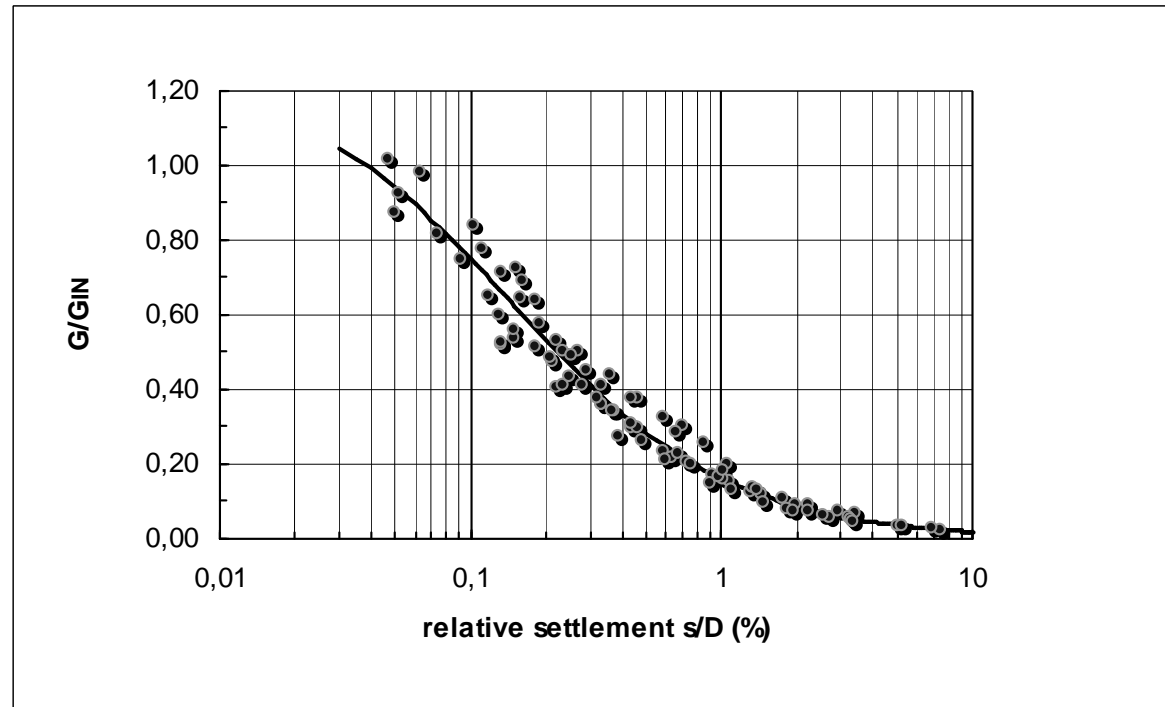
$s_{\max}=4 \div 111$

$G_0=70 \div 256 \text{ MPa}$



DEFINITE:

- CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PALO (r_0 , r_B , L)
- DEFORMABILITA' PALO (E_p)
- DEFORMABILITA' TERRENO (ν ; G_L ; G_B)
- PARAMETRI DEL METODO DI CALCOLO (p.es. Poulos o Randolph)

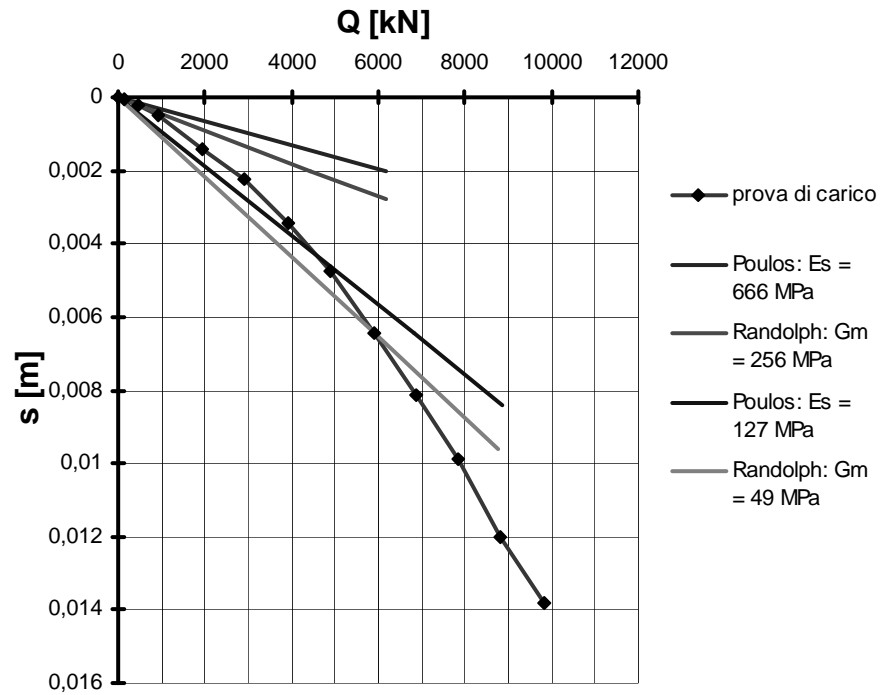


$$\frac{G_m}{G_{IN}} = \frac{1}{\left(5.80 \cdot 10^2 \cdot \frac{s}{D} + 0.80 \right)}$$

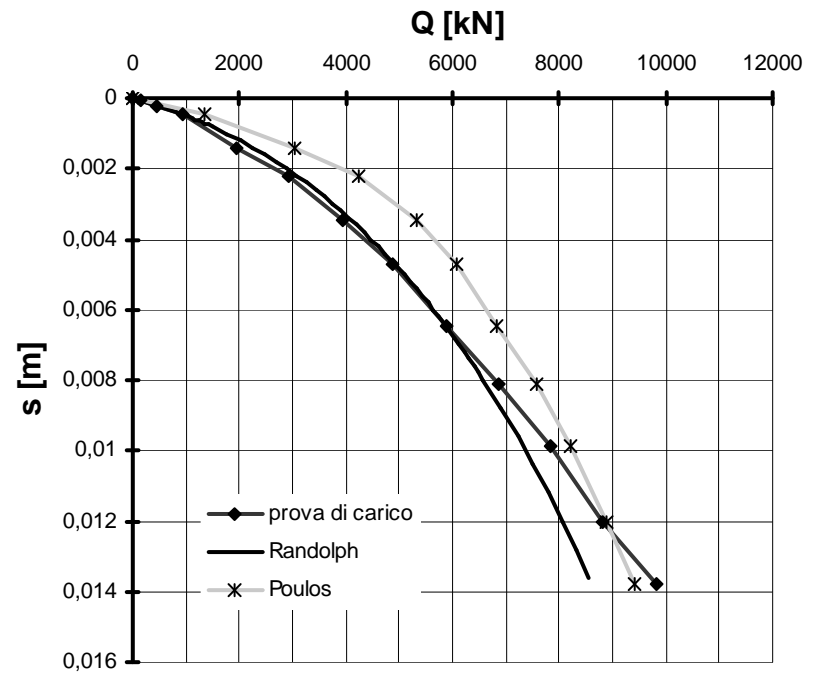
(Berardi, 1998; Bovolenta, 2003)

$$\left. \begin{array}{l} G_0 \quad \rho \quad \nu \\ E_P \quad L \quad r_0 \quad r_B \\ s \end{array} \right\} \frac{G_m}{G_0} = \left(5.80 \cdot 10^2 \cdot \frac{s}{D} + 0.80 \right)^{-1} \rightarrow G_m \xrightarrow{\rho} G_L, G_B \xrightarrow{E_P, L, r_0, \zeta} \xi, \lambda, \mu L \xrightarrow{\text{Eq. di R. \& W.}} Q(s)$$

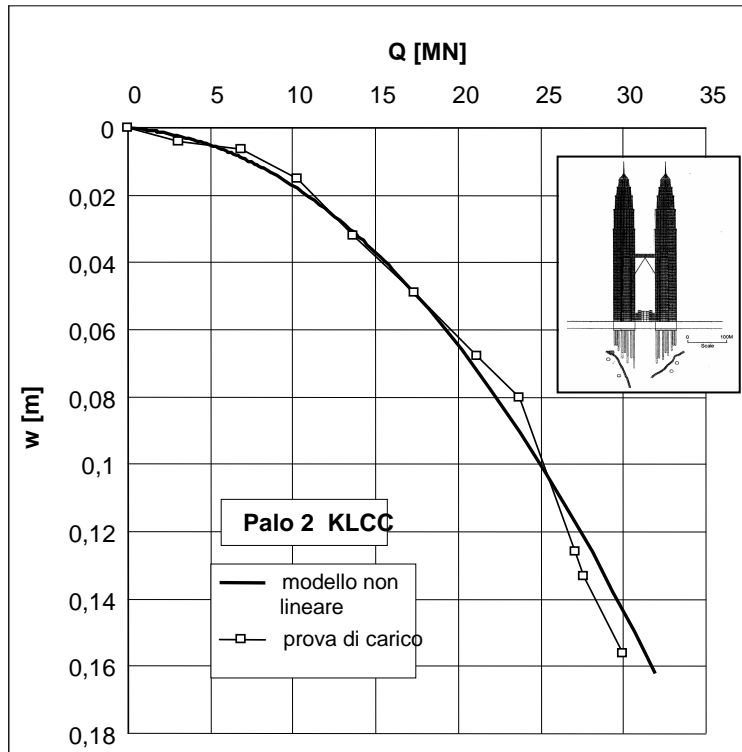
PALO 42 **Soluzione elastica lineare**



PALO 42 **Soluzione elastica non lineare**

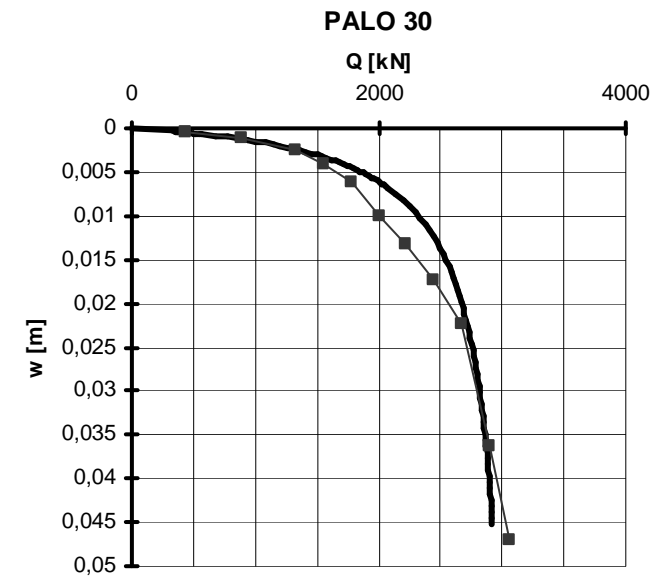
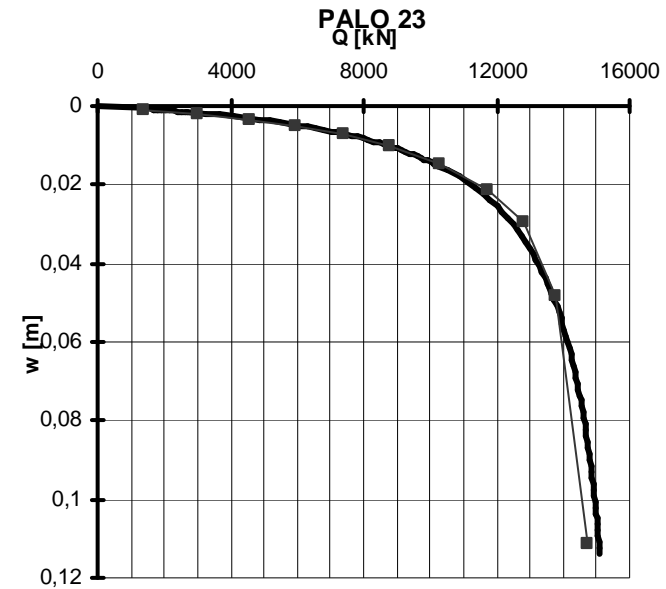


VALIDAZIONE



≠ Livelli di carico

≠ Livelli di spostamento



Parte 2

SLU

$$E_d \leq R_d$$

azioni di progetto

oppure

effetti delle azioni di progetto

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

oppure

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left\{ F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

resistenze di progetto

oppure

effetti delle resistenze di progetto

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

oppure

$$R_d = R \frac{\left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d \right\}}{\gamma_R}$$

oppure

$$R_d = R \frac{\left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}}{\gamma_R}$$

APPROCCI di calcolo (EC7)

Approccio 1-combinazione 1 : A1 +M1 + R1

i coefficienti parziali sono applicati alle azioni

$$\Rightarrow \begin{matrix} \gamma_E = 1 & \gamma_F \neq 1 \\ \gamma_R = 1 & \gamma_M = 1 \end{matrix}$$

Approccio 1-combinazione 2 : A2 +M2 + R1

i coefficienti parziali sono applicati alle caratteristiche di resistenza dei terreni

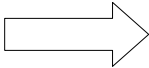
$$\Rightarrow \begin{matrix} \gamma_E = 1 & \gamma_F = 1 \\ \gamma_R = 1 & \gamma_M \neq 1 \end{matrix}$$

N.B. qualche differenza per azioni variabili sfavorevoli e soprattutto per pali di fondazione ed ancoraggi (coefficienti che considerano metodi di valutazione resistenze e coefficienti parziali applicati alle resistenze, per tenere conto metodo esecutivo (differenza tra terreno “vergine” e con palo/ancoraggio).

$\gamma_F - \gamma_E$

Table A.3 - Partial factors on actions (γ_F) or the effects of actions (γ_E)

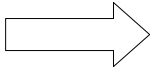
EC7



Action		Symbol	Set	
			A1	A2
Permanent	Unfavourable	γ_G	1,35	1,0
	Favourable		1,0	1,0
Variable	Unfavourable	γ_Q	1,5	1,3
	Favourable		0	0

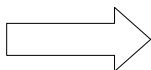
Tab. 7.2.II - Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche di stati limite ultimi (SLU)

N.T.C.



AZIONE	SIMBOLO γ_F	COEFFICIENTE PARZIALE (A1)	COEFFICIENTE PARZIALE (A2)
Permanente sfavorevole	γ_G	1,4	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

EC7



$$\gamma_M$$

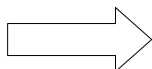
Table A.4 - Partial factors for soil parameters(γ_M)

Soil parameter	Symbol	Set	
		M1	M2
Angle of shearing resistance ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Effective cohesion	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Undrained shear strength	γ_{cu}	1,0	1,4
Unconfined strength	γ_{qu}	1,0	1,4
Weight density	γ_{γ}	1,0	1,0
^a This factor is applied to $\tan \phi'$			

Tab. 7.2.I Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

PARAMETRO	PARAMETRO AL QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE γ_M	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}=1,00$	$\gamma_{\phi'}=1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}=1,00$	$\gamma_{c'}=1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu}=1,00$	$\gamma_{cu}=1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma}=1,00$	$\gamma_{\gamma}=1,00$

N.T.C.



Per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale q_u . Al valore caratteristico dovrà essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$. Per le rocce e per i terreni a struttura complessa, il valore di progetto della resistenza deve essere rappresentativo del comportamento dell'ammasso.

L'estrapolazione dei risultati di prove su modello deve essere accompagnata dalla verifica della87 corrispondenza delle condizioni di prova a quelle reali.

APPROCCI di calcolo (EC7)

Approccio 2 : A1 +M1 + R2

i coefficienti parziali sono applicati alle azioni ed alla resistenza globale

$$\begin{array}{cc} \swarrow \text{in alternativa} \searrow \\ \gamma_E \neq 1 & \gamma_F \neq 1 \\ \gamma_R \neq 1 & \gamma_M = 1 \end{array}$$

$$\begin{array}{cc} \text{se} & \gamma_E \neq 1 \quad \gamma_F = 1 \\ & \gamma_R \neq 1 \quad \gamma_M = 1 \end{array} \Rightarrow E_d \leq R_d \rightarrow \gamma_E E \leq \frac{R}{\gamma_R} \rightarrow \frac{R}{E} \geq \gamma_R \cdot \gamma_E$$

(analogo ad approccio tradizionale)

Approccio 3 : (A1 o A2) +M2 + R3

i coefficienti parziali sono applicati solo alle azioni provenienti dalla struttura (A1) e non a quelle provenienti dal terreno (A2) ed alle caratteristiche di resistenza dei terreni

$$\Rightarrow \begin{array}{cc} \gamma_E = 1 & \gamma_F \neq 1 \quad (\text{azioni strutt.}) \\ \gamma_R = 1 & \gamma_F = 1 \quad (\text{azioni terreno}) \end{array} \quad \gamma_M \neq 1$$

N.T.C. 2005

APPROCCI DI CALCOLO

Solitamente, ma non necessariamente, i coefficienti della colonna A1, combinati con quelli della colonna M1 della Tabella 7.2.I, sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno, mentre i coefficienti della colonna A2, combinati con quelli della colonna M2 della Tabella 7.2.I, sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.
Tranne nei casi in cui una delle due combinazioni sia manifestamente più restrittiva, le verifiche degli stati limite SLU devono essere condotte con entrambe le combinazioni (A1+M1 e A2+M2).
Fanno eccezione pali e ancoraggi.

(Indicazioni, non obbligatorie, in linea con approccio 1 EC7).

La differenziazione tra Approccio 1-combinazione 1 (“**STRU**”) e Approccio 1-combinazione 2 (“**GEO**”) è soluzione non ottimale ma pragmatica .

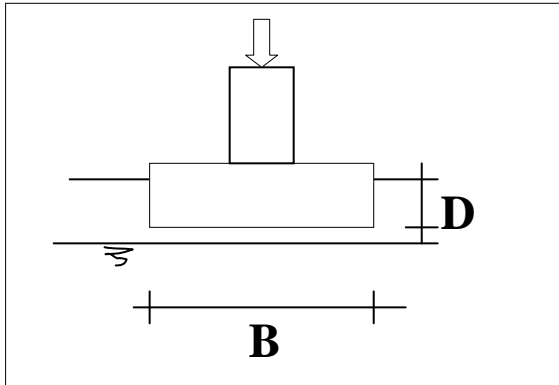
Si preferenzia un tipo di verifica rispetto all’altro.

Es.: Spinta passiva in una paratia:

- da penalizzare per calcolo geotecnico (minor incastro)
- da considerare per calcolo strutturale (momenti flettenti)

Coefficienti globali \leftrightarrow Coefficienti parziali

UN SEMPLICE ESEMPIO



Es. Fondazione nastriforme - Terreno sabbioso

B=2.5 m

$\gamma=17 \text{ kN/m}^3$

D=1.0 m

$\gamma'=9 \text{ kN/m}^3$

DM 11/3/1988

$$q_{lim}^k = \frac{1}{2} \gamma'_k \cdot B \cdot N_{\gamma,k} + \gamma'_k \cdot D \cdot N_{q,k}$$

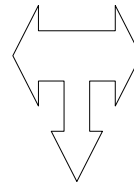
$$q_a = \frac{q_{lim}^k}{3}$$

N.T.C. 2005

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma'_d \cdot B \cdot N_{\gamma,d} + \gamma'_d \cdot D \cdot N_{q,d}$$

$$\gamma_d = \gamma_k / \gamma_m \quad ; \quad \gamma_m = 1.0$$

$$N_{q,d} ; N_{\gamma,d} = f(\phi'_d) \quad ; \quad \gamma_\phi = 1.25$$

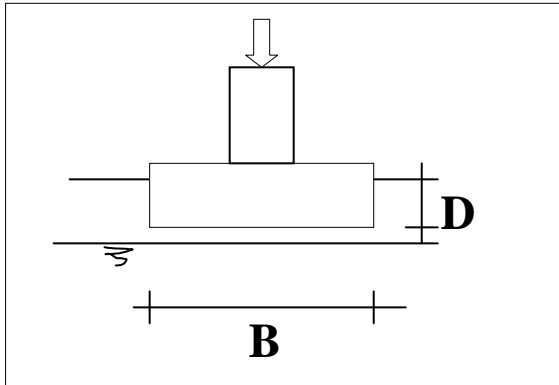


q_d

q_a

rapporto

c.p. “progetto” /c.p. ammissibile



Es. Fondazione nastriforme - Terreno argilloso

B=2.5 m

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

D=1.0 m

$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

DM 11/3/1988

$$q_{lim}^k = (2 + \pi) c_{u,k} + \gamma_k \cdot D$$

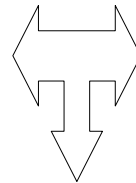
$$q_a = \frac{q_{lim}^k}{3}$$

N.T.C. 2005

$$q_d = (2 + \pi) c_{u,d} + \gamma_d \cdot D$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_m} \quad ; \quad \gamma_m = 1.0$$

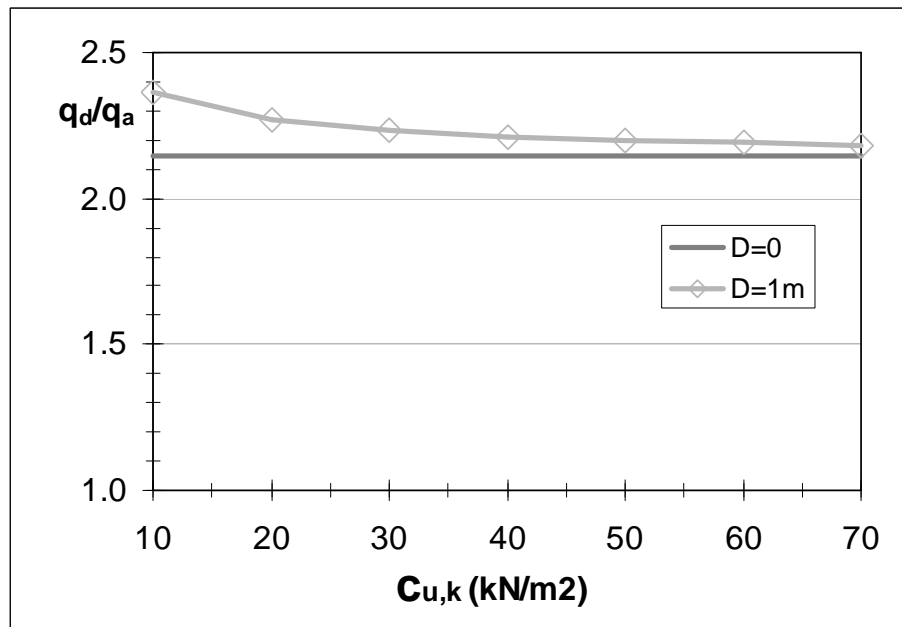
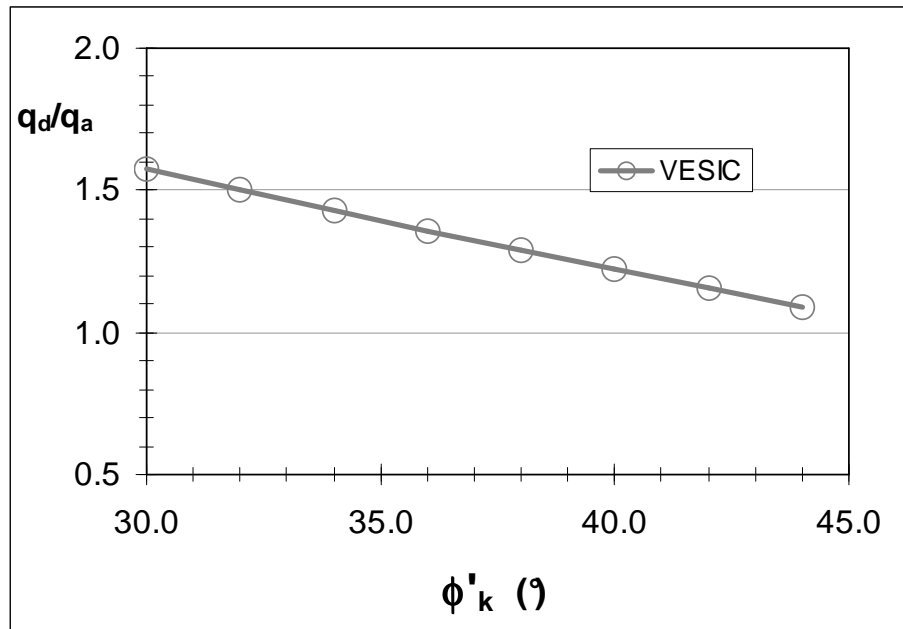
$$c_{u,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{cu}} \quad ; \quad \gamma_{cu} = 1.40$$



rapporto

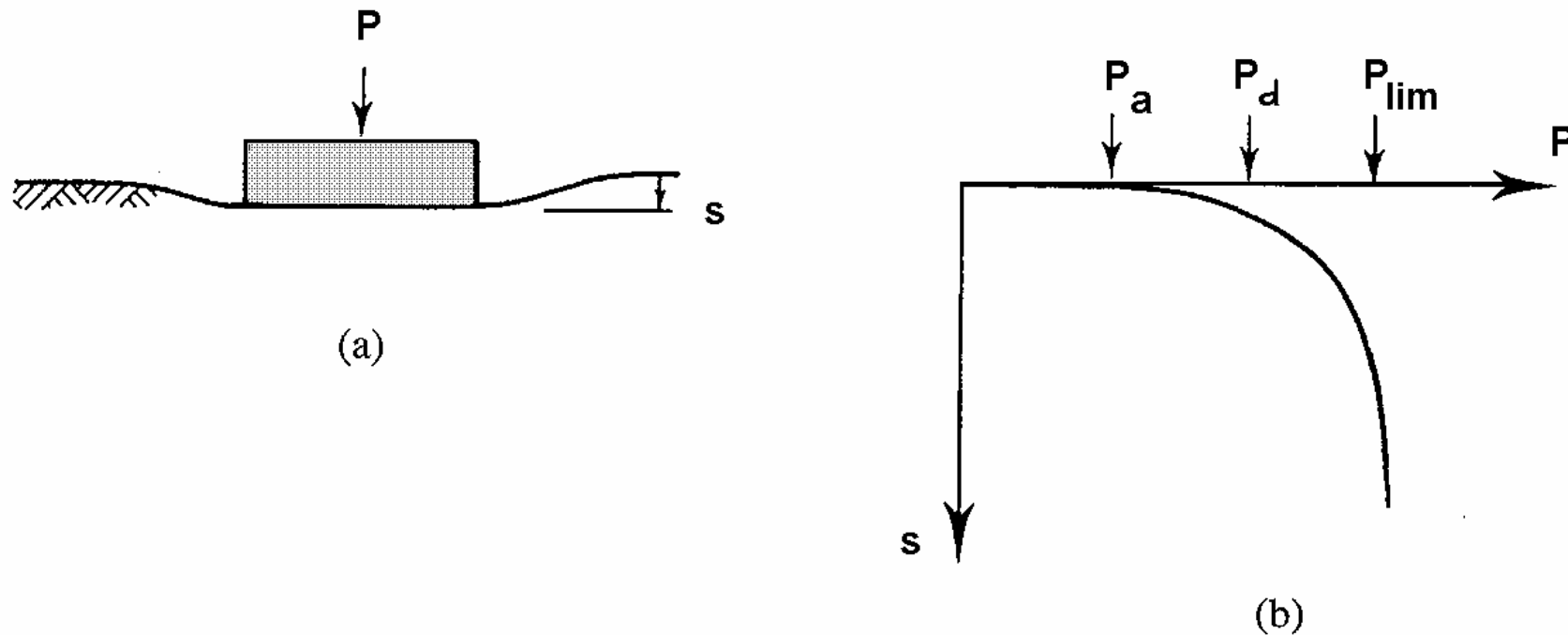
c.p. “progetto” / c.p. ammissibile

$$\frac{q_d}{q_a}$$



⊕ i due approcci normativi conducono a stime differenti del carico di progetto della fondazione, con rapporto dipendente anche dalla stima del parametro di resistenza;

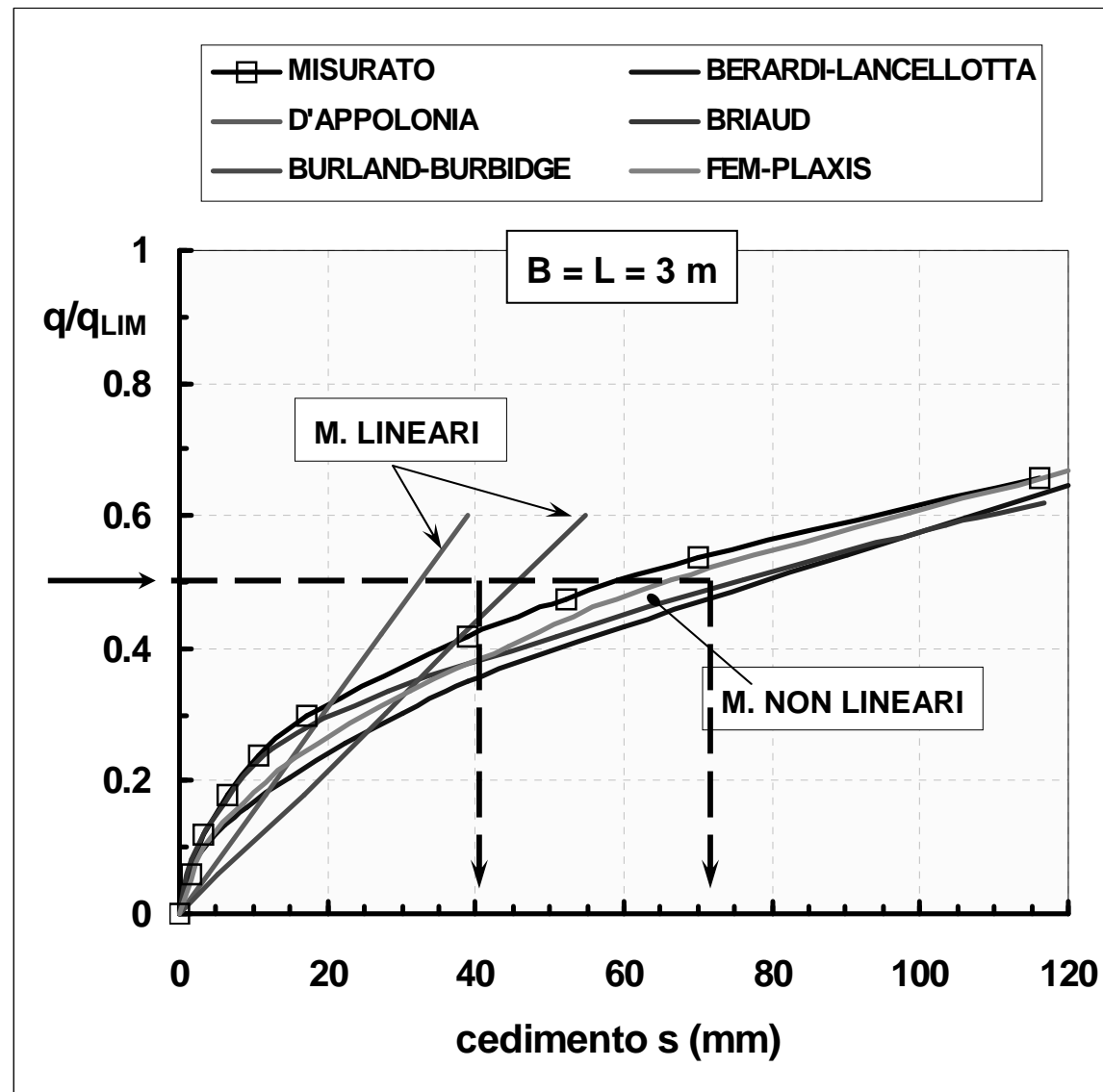
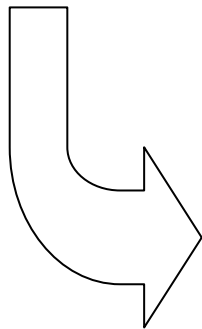
⊕ l'impiego del fattore di sicurezza "globale" (DM 11/3/88) è apparentemente associato ad un livello di affidabilità diverso rispetto a quello che si ottiene con coeff. sicurezza parziali (che portano, in questo caso, a c.p. maggiori)



Nella “vecchia” normativa, l’elevato ($\min FS_g$) per le fondazioni, è da intendersi soprattutto come “*coefficiente limitativo dei carichi*”.

La “nuova” è anche norma “*prestazionale*” (bisogna verificare nei confronti SLE \Rightarrow cedimenti e spostamenti

METODI : considerazioni su non linearità



Considerazioni su
“accuratezza” e “affidabilità”

- ⇒ Un metodo *accurato* per il calcolo dei cedimenti, porta a cedimenti calcolati uguali, in ogni caso, ai cedimenti misurati ($s_c/s_m = 1$)
- ⇒ Un metodo *affidabile* per il calcolo dei cedimenti, porta a cedimenti calcolati maggiori di quelli reali ($s_c/s_m > 1$).
In tale caso il metodo conduce a valutazioni a favore della sicurezza ma può risultare sensibilmente “anti-economico”.

↳ metodo “accurato” : rapporto $S_c/S_m \cong 1$ sempre

↳ metodo “affidabile” : rapporto $S_c/S_m > 1$ sempre

No. di casi: 120	% dei casi per cui		valore medio
	$S_c/S_m \leq 1$	$S_c/S_m > 1$	$E(S_c/S_m)$
Terzaghi-Peck	20	80	2.8
D’Appolonia et al.	48	52	1.1
Burland-Burbidge	32	68	1.55
Berardi-Lancellotta	60	40	0.95

(Berardi & Lancellotta 1994)