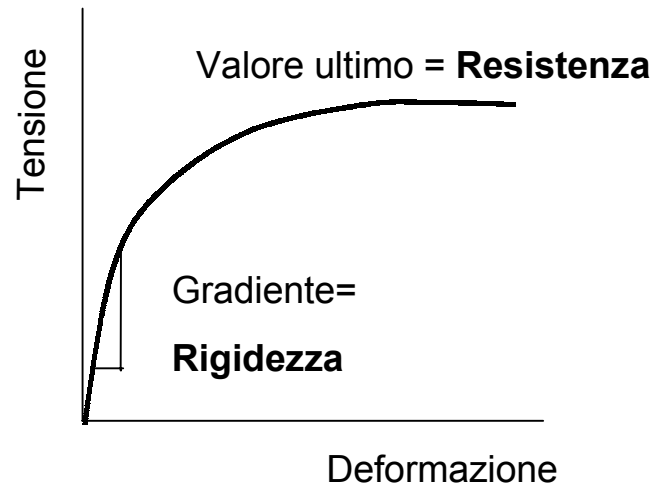


Aspetti connessi al modello elastico per il calcolo dei cedimenti



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

Parte 1



In termini molto semplici la RESISTENZA di un materiale è una misura della massima tensione che esso è in grado di sopportare ed è il fattore che determina la stabilità o il collasso delle STRUTTURE

Il fattore che determina le deformazioni e gli spostamenti delle STRUTTURE e dei terreni di fondazione soggetti a carichi è la loro deformabilità o compressibilità; in alternativa si può parlare di RIGIDEZZA (dimensionalmente ne è il reciproco)

ASPETTI CONNESSI A RESISTENZA e DEFORMABILITA'

Il problema della determinazione e della scelta dei parametri di resistenza al taglio è intimamente legato alla necessità del PROGETTISTA di opere in terra e su terra di rispondere al seguente quesito:

"possono le sollecitazioni trasmesse dalla costruzione al terreno determinare un'instabilità dell'opera a causa delle rotture del terreno stesso per fenomeni di taglio?"



VERIFICHE DI STABILITA', le quali considerano le condizioni di equilibrio limite del sistema ipotizzando, in generale, il terreno come un materiale idealmente a comportamento rigido plastico.

In tali verifiche è necessario introdurre i parametri di resistenza al taglio

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

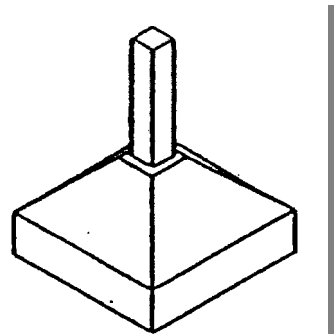
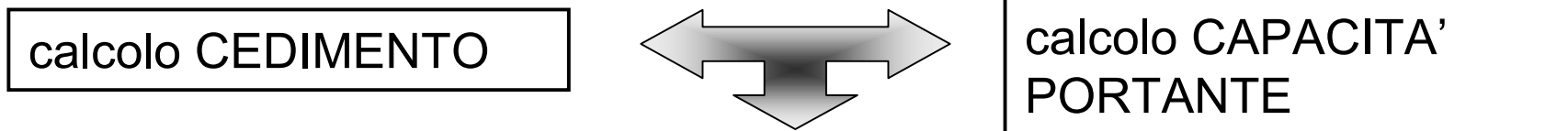
Problemi ricorrenti :

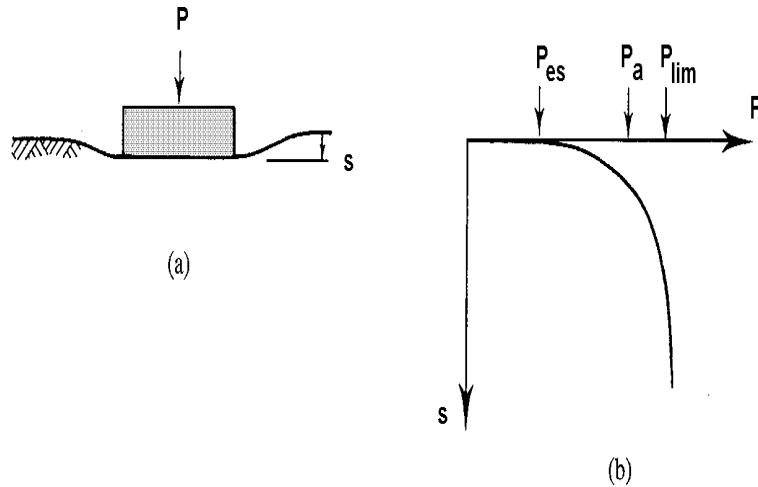
Problemi di deformazione (spostamenti)

Problemi di resistenza (perdita stabilità)

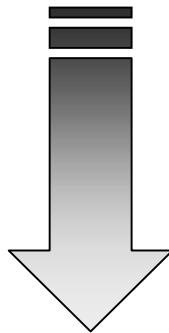
Sono aspetti di uno stesso fenomeno, legati al *comportamento tenso-deformativo* del terreno, che spesso, per motivi pratici, vengono trattati separatamente.

Ad esempio, per una fondazione superficiale:





Coefficienti di sicurezza per una fondazione superficiale.



Caratteristiche della struttura in progetto	Sottosuolo omogeneo; indagini sui terreni estese ed approfondite	Terreni eterogenei; caratterizzazione inattendibile per variabilità o per indagini sommarie
I carichi massimi di progetto si verificano di frequente; conseguenze del collasso catastrofiche (ad es.: dighe di ritenuta)	3	4
I carichi massimi di progetto si verificano occasionalmente; conseguenze del collasso gravi (ad es.: ponti stradali)	2,5	3,5
I carichi massimi di progetto sono assai improbabili (ad es.: edifici per civili abitazioni)	2	3

➤ **Fondazioni Profonde** $F_s \geq 2.5$

➤ **Opere Sostegno (Muri)** $F_s \geq 1.3 \div 2$

➤ **Opere Sostegno (Paratie)** $F_s \geq [....]$

➤ **Stabilità Globale** $F_s \geq 1.3$

Coeff. sicurezza ↔ coeff. “limitativo dei carichi”

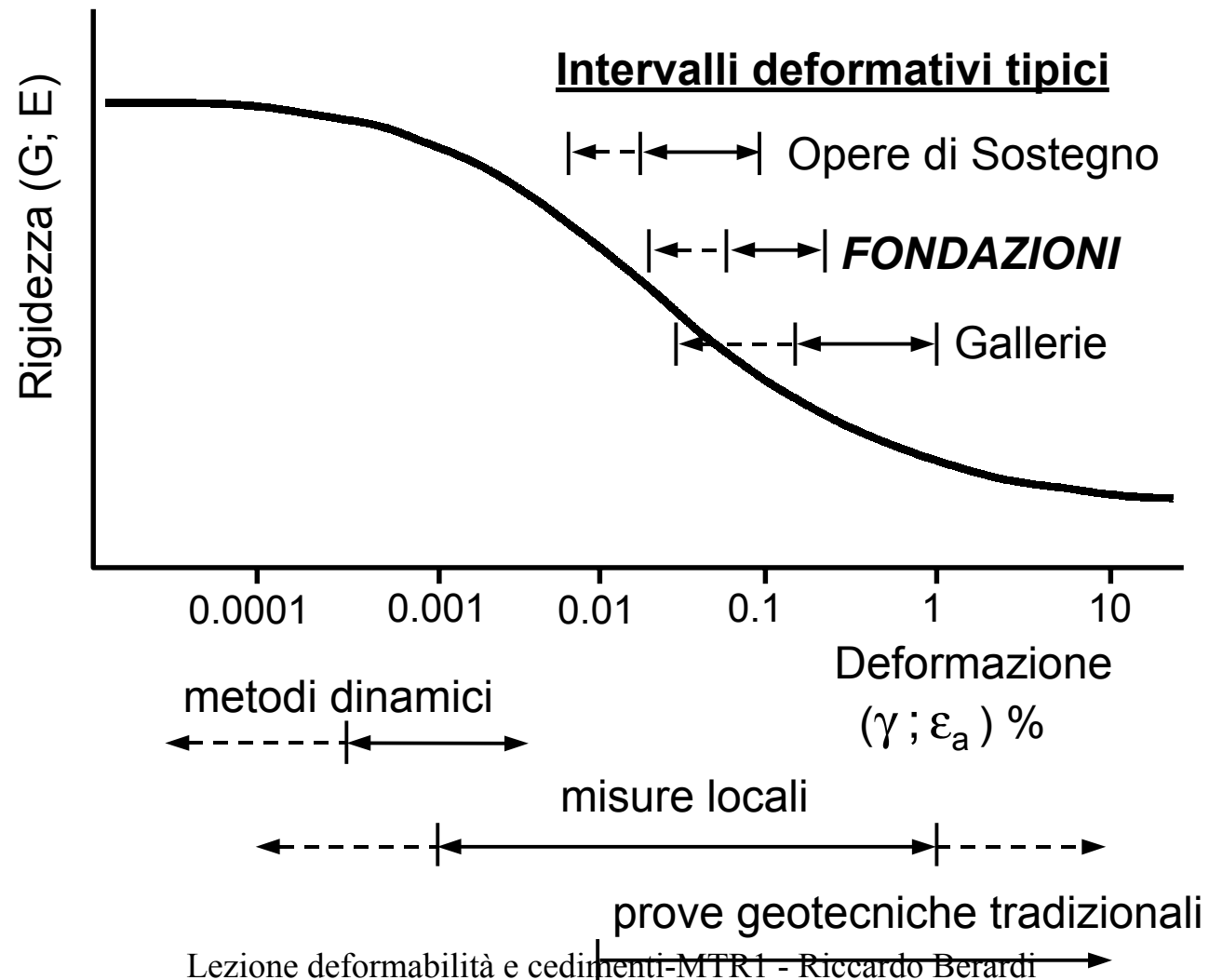
(D.M. LL.PP. 11/3/88)

ASPETTI CONNESSI ALLA DEFORMABILITA'

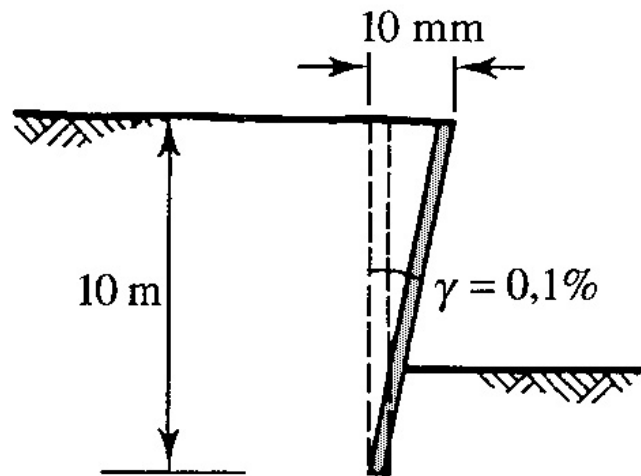
La RIGIDEZZA dei terreni dipende da molteplici fattori:

- ⊕ **natura del terreno**
- ⊕ **stato di addensamento**
- ⊕ **stato tensionale**
- ⊕ **storia tensionale**
- ⊕ **livello deformativo**
- ⊕ **ecc.**

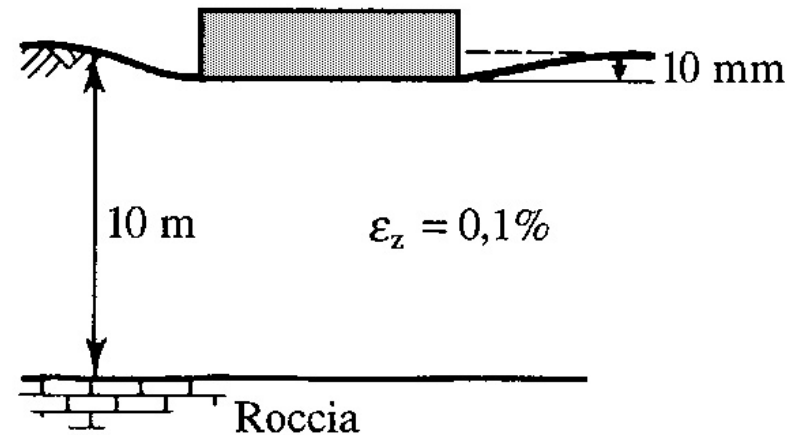
Rigidezza del terreno: livelli deformativi e opere geotecniche



Deformazioni del terreno in prossimità di opere geotecniche



(a) Deformazioni a tergo di una paratia



(b) Cedimenti di una fondazione

CEDIMENTI

- ⊠ **Attesa risposta deformativa del terreno all'applicazione del carico della fondazione**
 - **Cedimento “immediato”**
 - **Cedimento di “consolidazione”**
 - **Cedimento “secondario”**

- ⊠ **Variazione dei livelli di falda**
- ⊠ **Esecuzione scavi limitrofi**
- ⊠ **Cambiamento carichi in fondazione**
- ⊠ **Vibrazioni**
- ⊠ **ecc.**

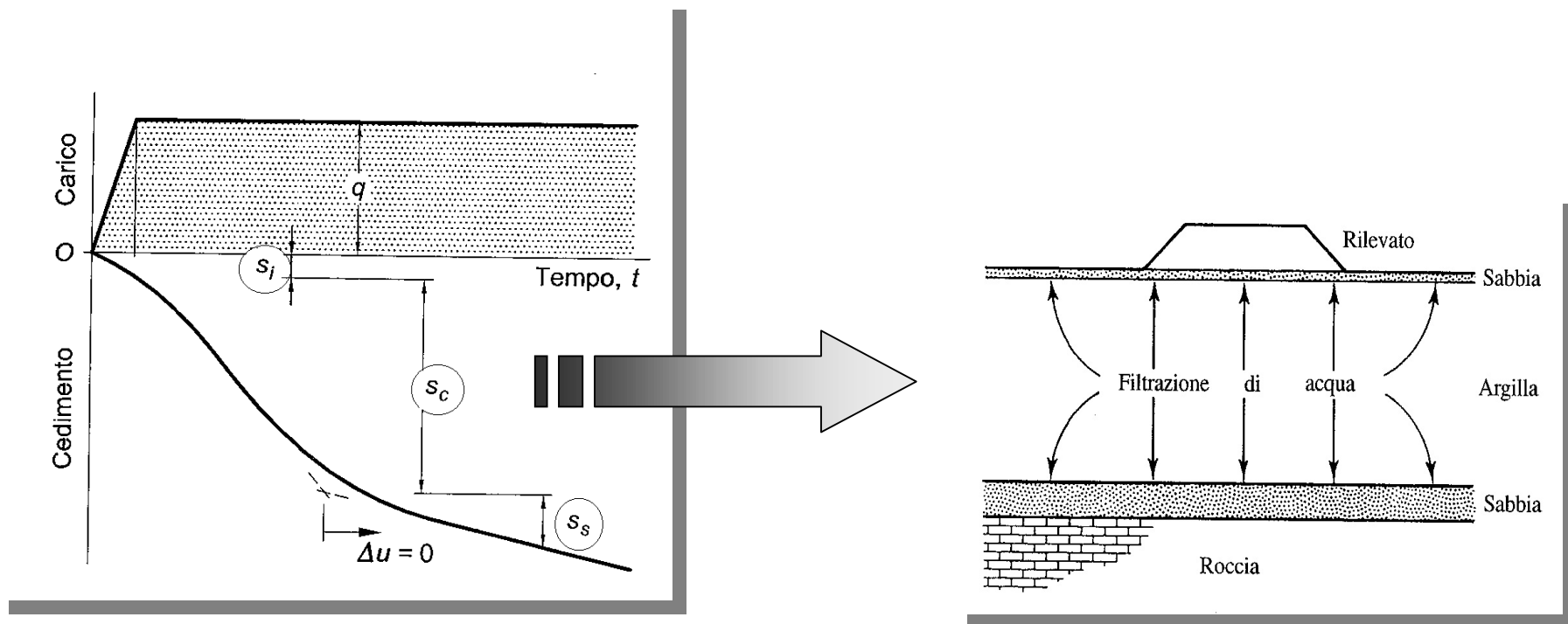
⊠ **Attesa risposta deformativa del terreno all'applicazione del carico della fondazione**

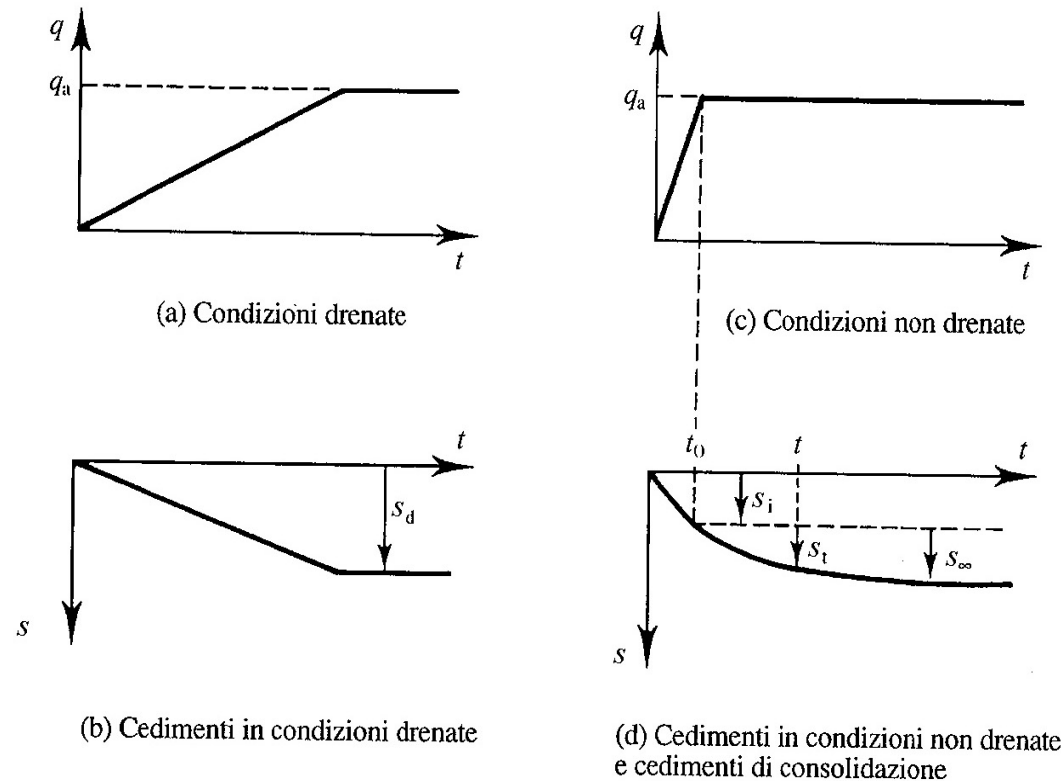
- Cedimento “immediato”
- Cedimento di “consolidazione”
- Cedimento “secondario”

$S_i +$

$S_c +$

S_s





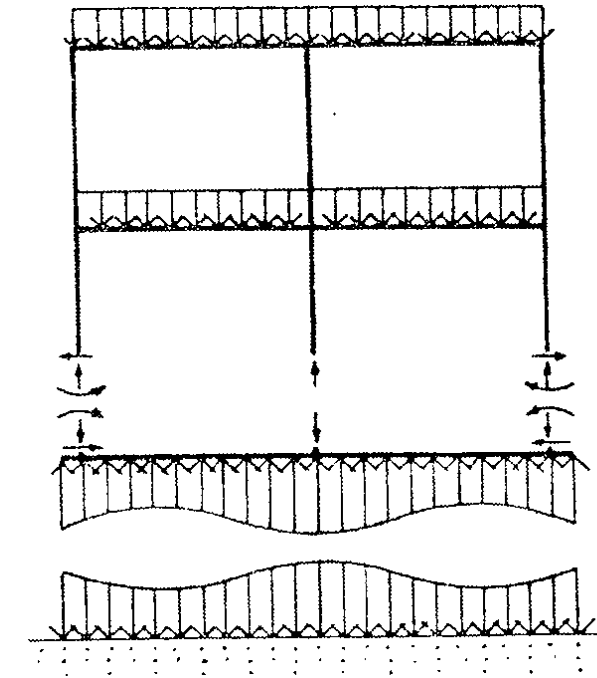
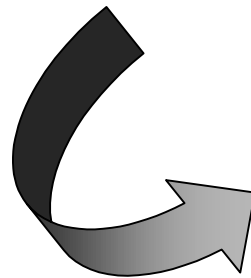
Importanza *permeabilità terreno + tempo applicazione del carico*

p.es.

- ✓ **impatto:** $t < 1 \text{ s}$
- ✓ **carico statico plinto:** $t \approx \text{settimane}$
- ✓ **grande rilevato:** $t \approx \text{anni}$

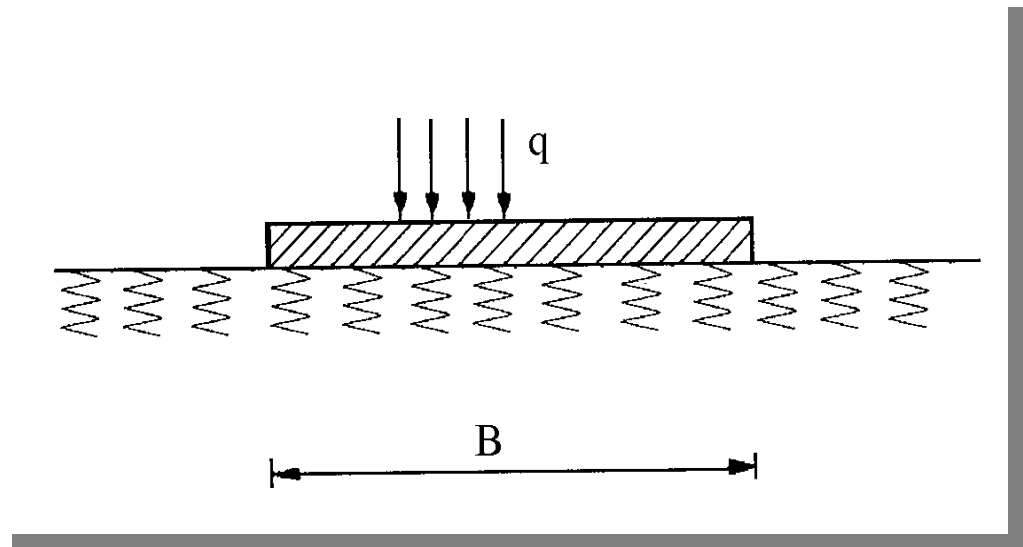
La valutazione dei movimenti tollerabili per una opera (calcolo CEDIMENTI) è solo una delle fasi di uno studio di interazione terreno-struttura, che comprende anche la definizione degli stati di sforzo nelle strutture di fondazione ed i dettagli costruttivi.

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



IL TERRENO COME MEZZO ELASTICO

Modello di “ Winkler ”

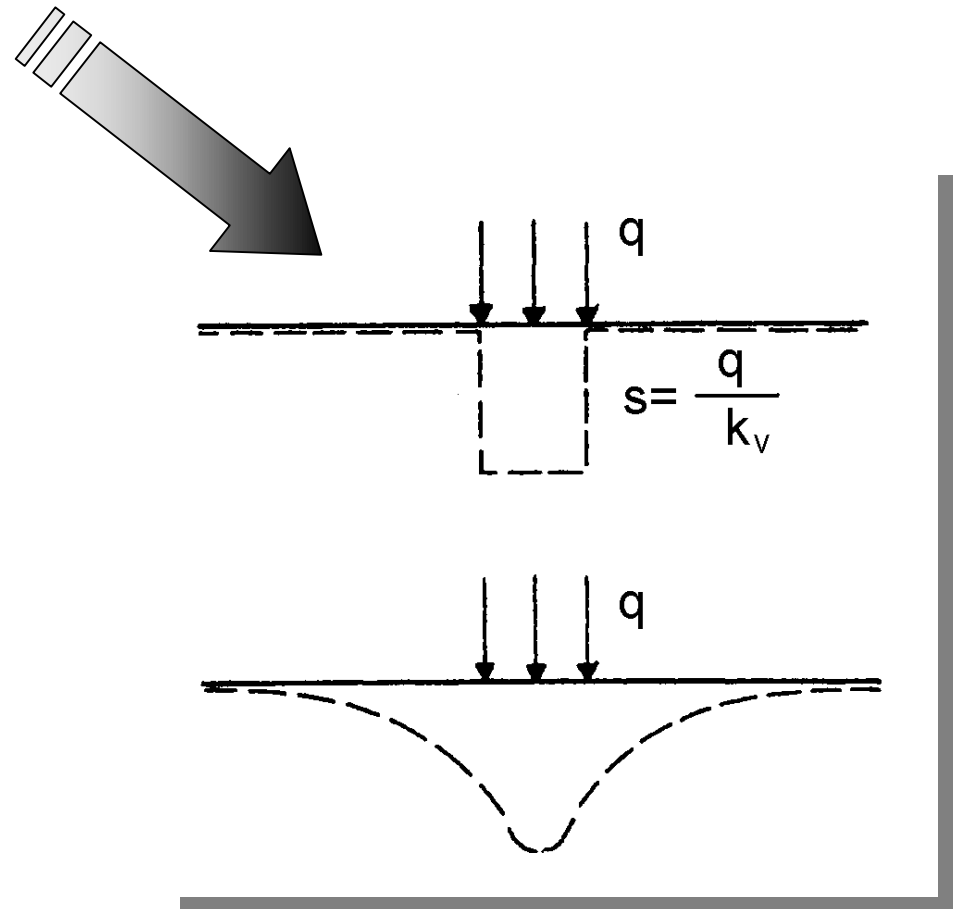


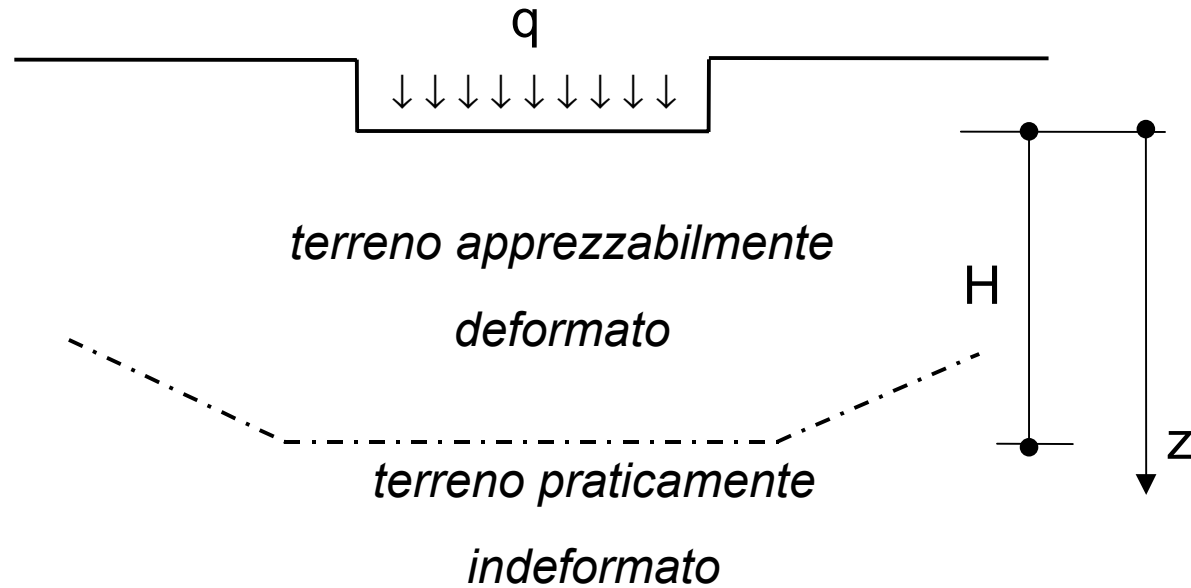
$$s = \frac{q}{k_v}$$

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

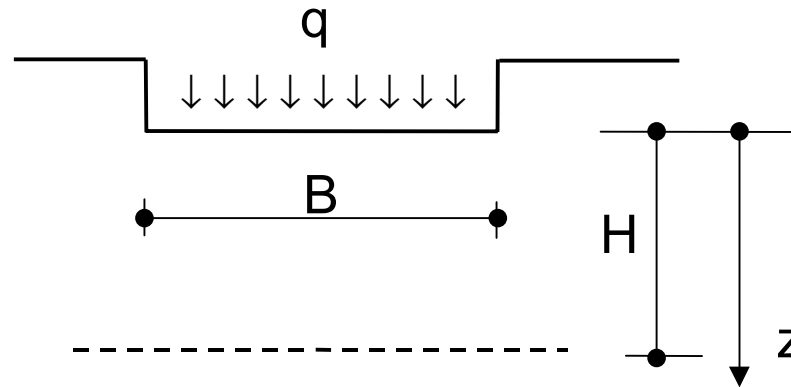
$\Delta\sigma$: tensioni indotte

E : rigidezza del terreno

H : profondità di “influenza”

IL TERRENO COME MEZZO ELASTICO

“ SEMISPAZIO ”



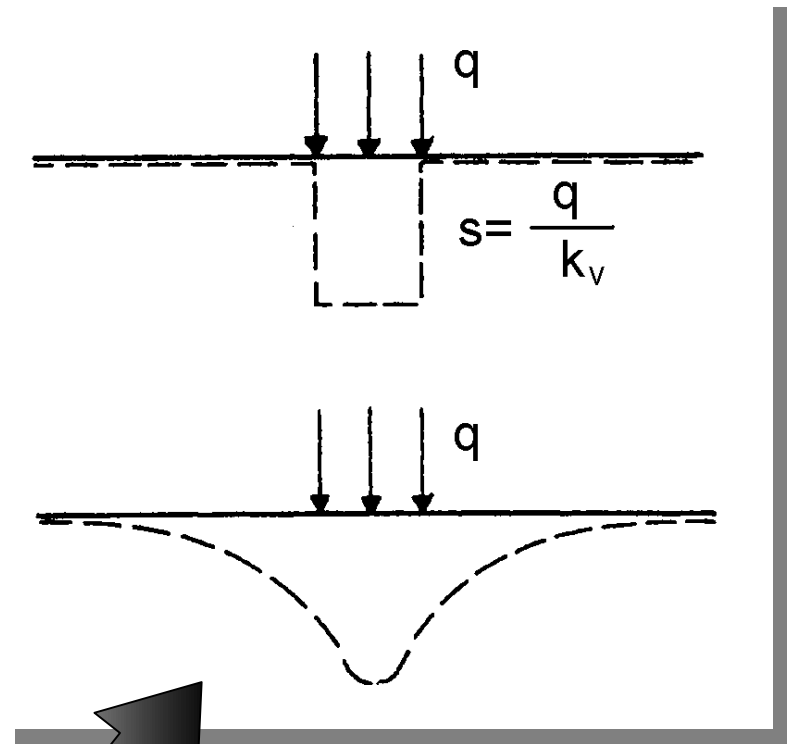
$$s = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E} \int_0^H \left[\Delta\sigma_z - \nu (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right] dz = \dots$$

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

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

Semispazio

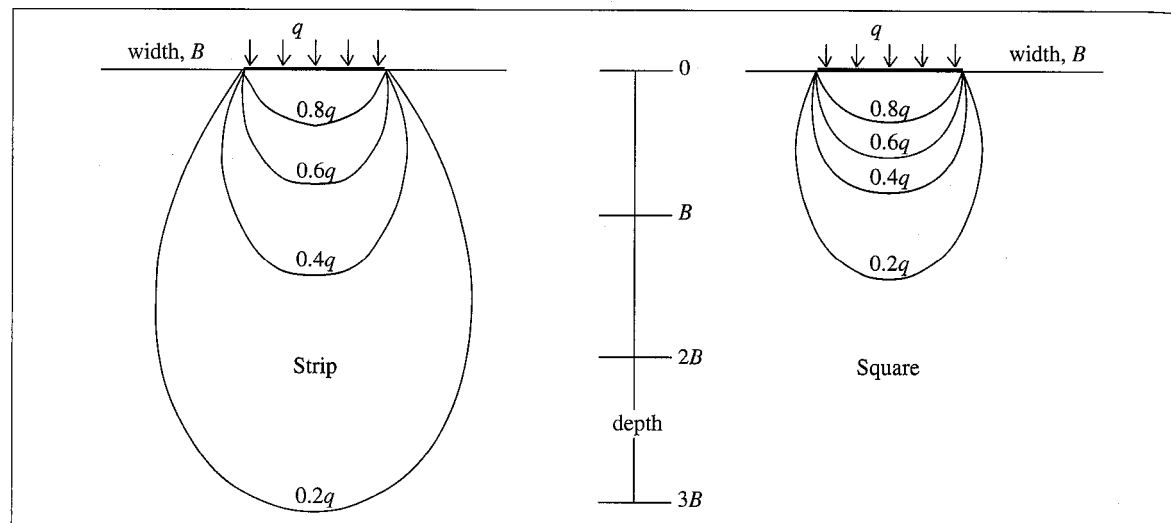
- ⊕ l'ipotesi di semispazio omogeneo e isotropo è irrealistica
- ⊕ sottosuolo reale è intermedio tra “Winkler” e semispazio (*estensione cedimenti; concentrazione tensioni; ...*)
- ⊕ modello di strato elastico di spessore finito (Koenig & Sherif 1975)
- ⊕ “zona attiva” di spessore H



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)



Zona “attiva” per il calcolo dei cedimenti

per le pratiche applicazioni:

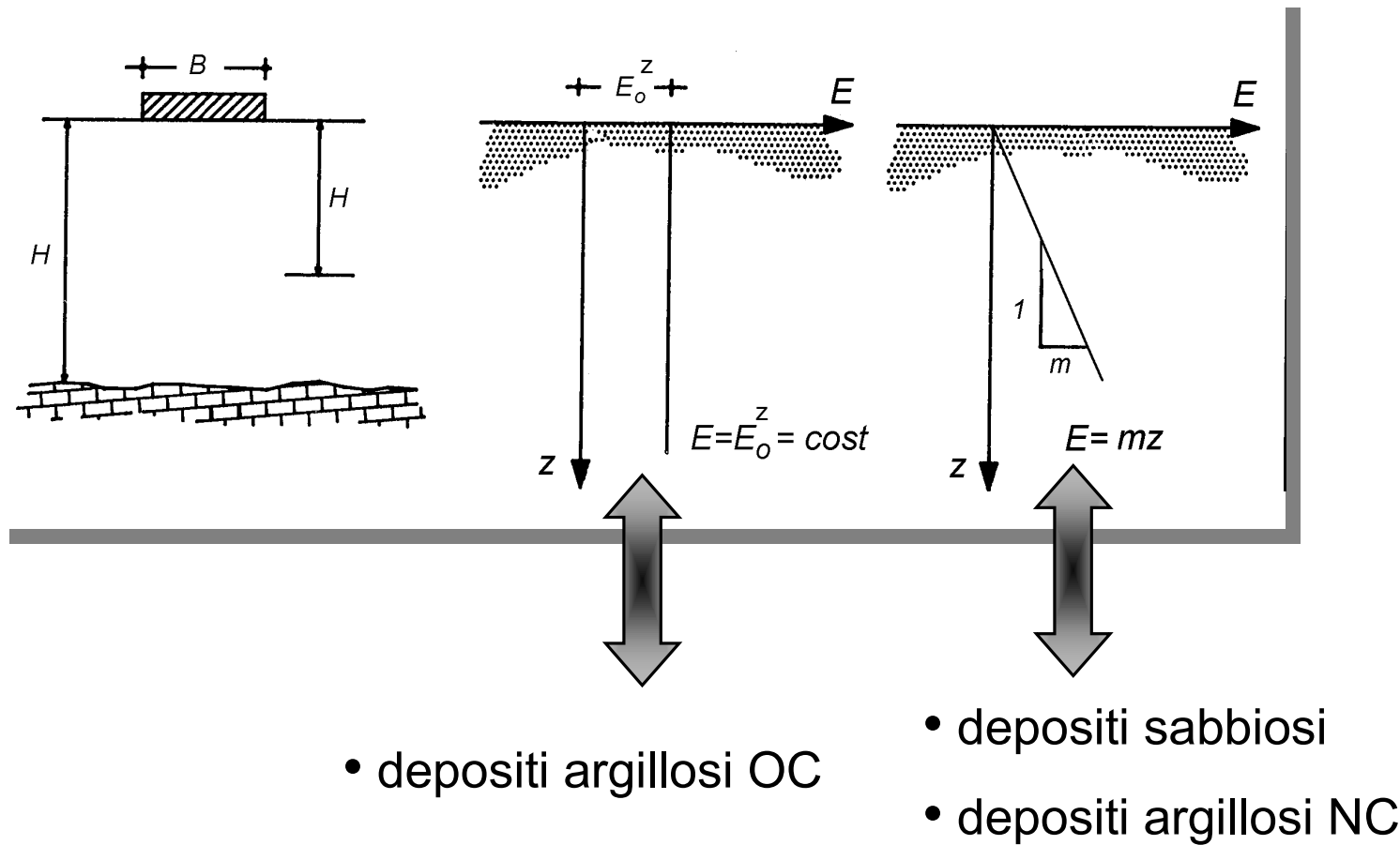
➤ fondazioni quadrate/circolari $\frac{H}{B} = 1 \div 2$

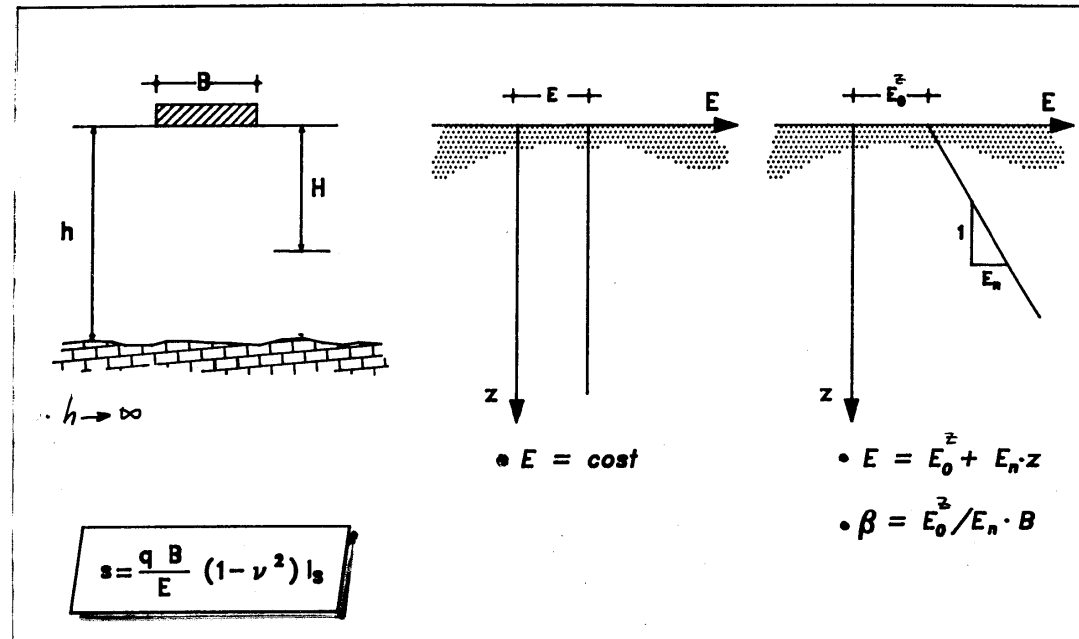
➤ fondazioni nastriformi $\frac{H}{B} = 2 \div 4$

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

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

Modello del terreno (eterogeneità meccanica)





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

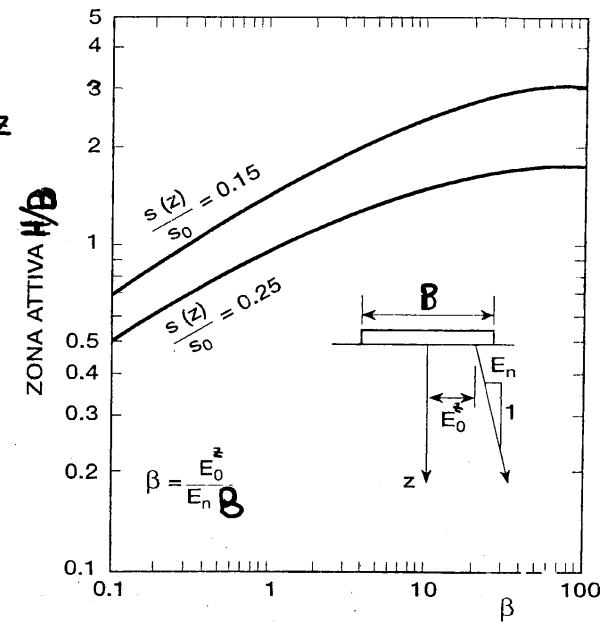
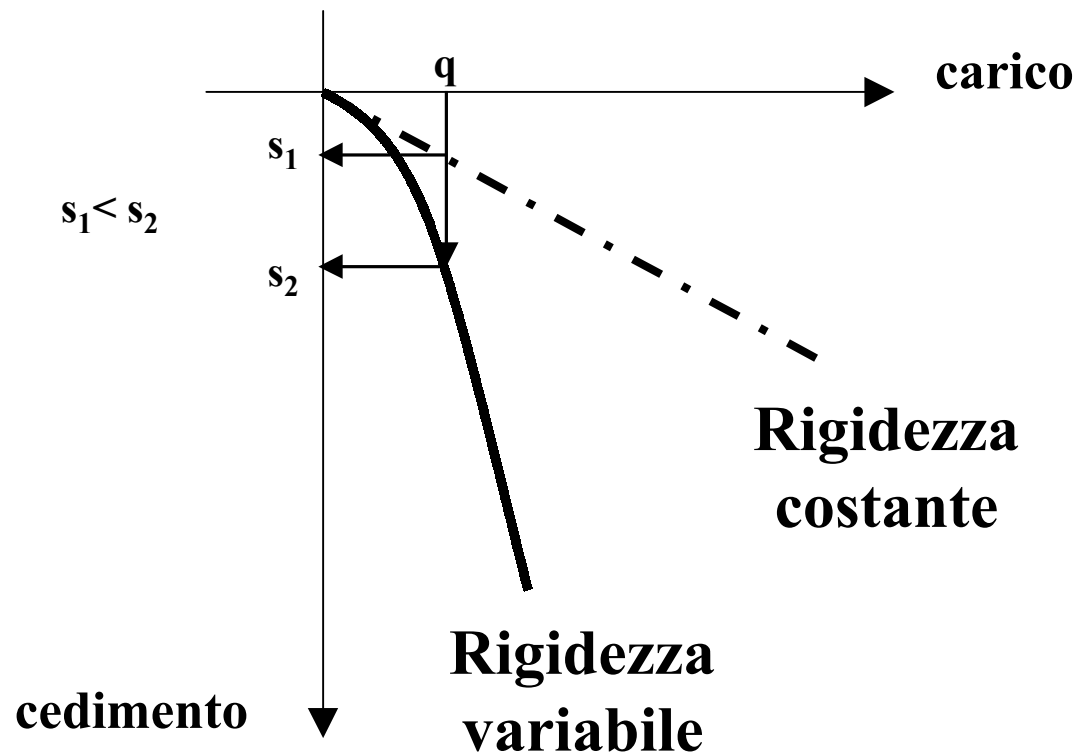


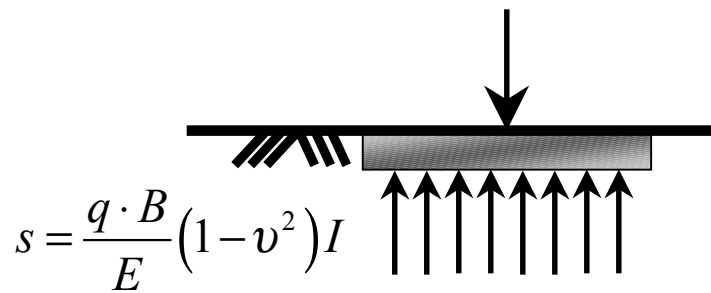
Figura 9.4 Zona attiva da considerare nel calcolo dei cedimenti (Berardi, Jamiolkowski e Lancellotta, 1991).

$\beta \rightarrow \infty$: 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:





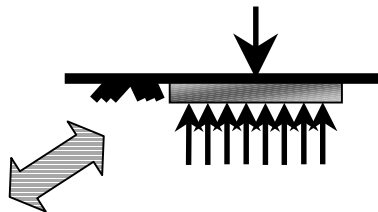
$$E = k_E \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma^n$$

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

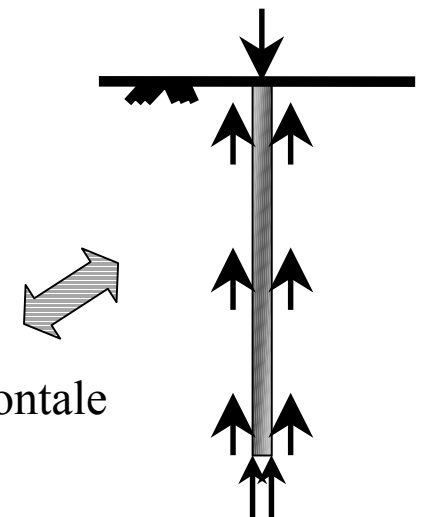
Randolph & Wroth

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

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



Disomogeneità verticale



Disomogeneità verticale ed orizzontale

Lezione deformabilità e cedimenti-MTR1 - Riccardo Berardi

Metodi per il calcolo dei CEDIMENTI

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

⊕ *teoria consolidazione
monodimensionale ↔ prova
compressibilità edometrica*


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

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

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


$$S_T \cong S_i$$

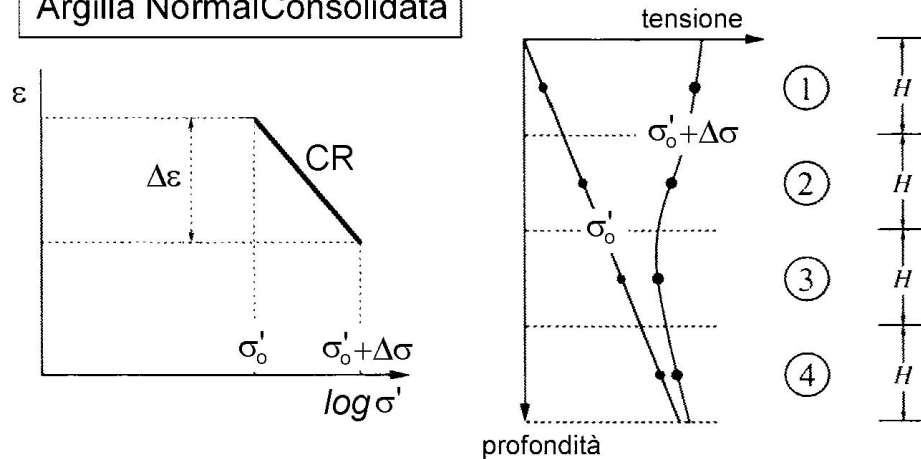
$$s_c = \mu \cdot s_{ed}$$

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

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

IL CEDIMENTO EDOMETRICO s_{ed}

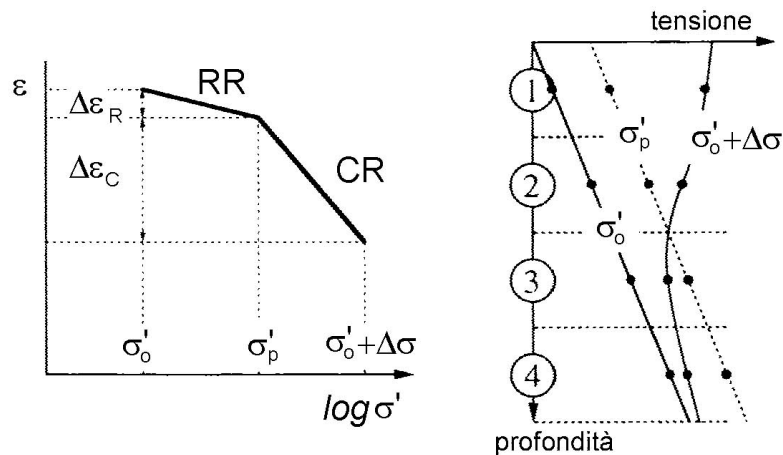
Argilla NormalConsolidata



$$s_{ed} = \sum_i \Delta \varepsilon_i H_i = \sum_i \Delta H_i$$

$$\Delta H = CR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

Argilla SovraConsolidata



$$\Delta H = RR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + CR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

$$\Delta H = RR \cdot \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

RR1 - Riccardo Berardi

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

- 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:

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

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

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'

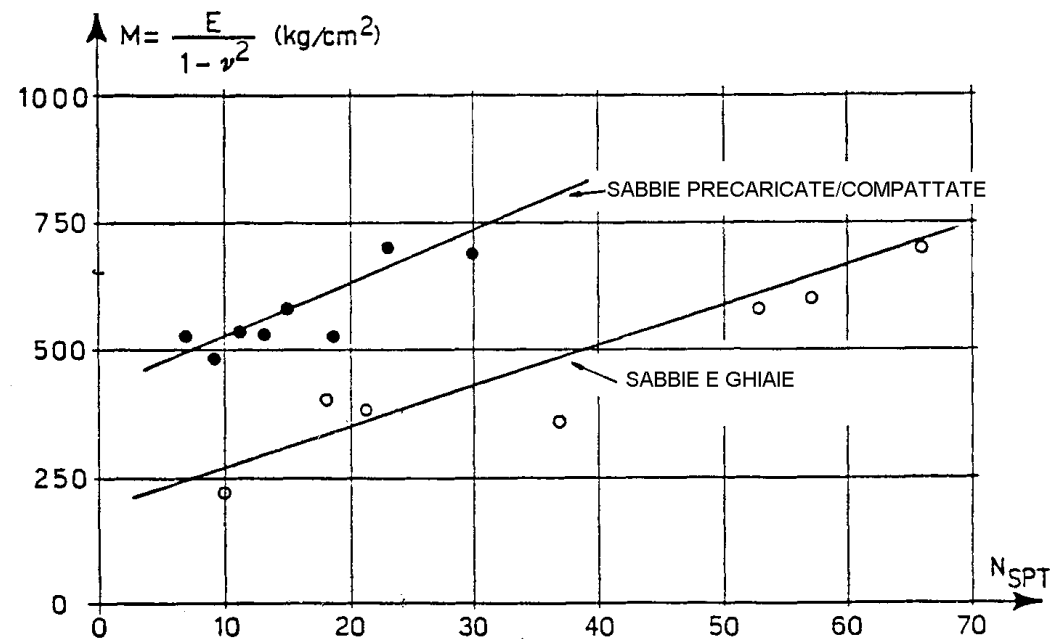
Metodo di D'Appolonia et al. (1970)

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

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

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

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



Metodo di Burland & Burbidge (1984)

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

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

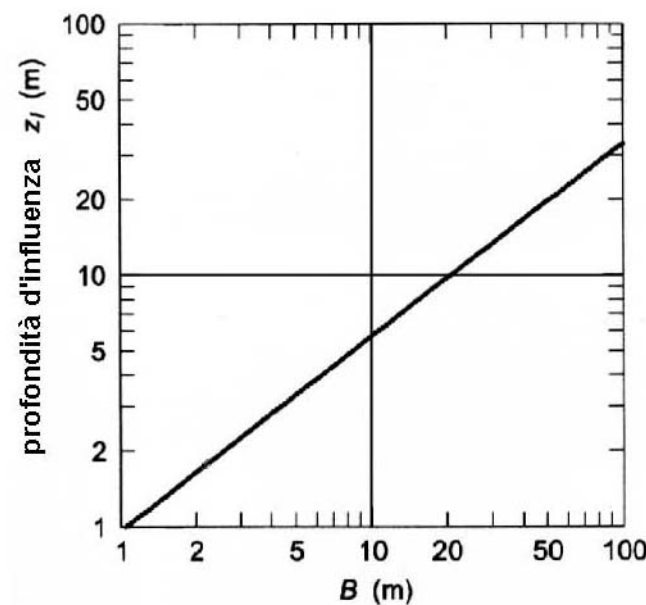
$$I_c = \frac{1.71}{N_{SPT}^{1.4}} \quad \text{Indice di compressibilità : } f(N_{SPT})$$

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)

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

$$C = C_1 \cdot C_2$$

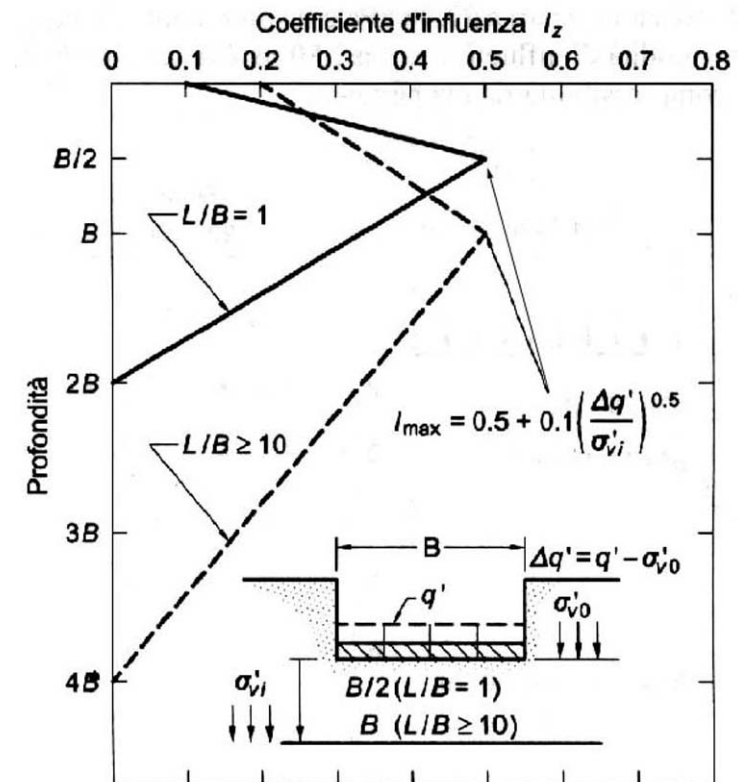
$$E' = 2.5 \cdot q_c \quad \text{per } L/B = 1$$

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

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)

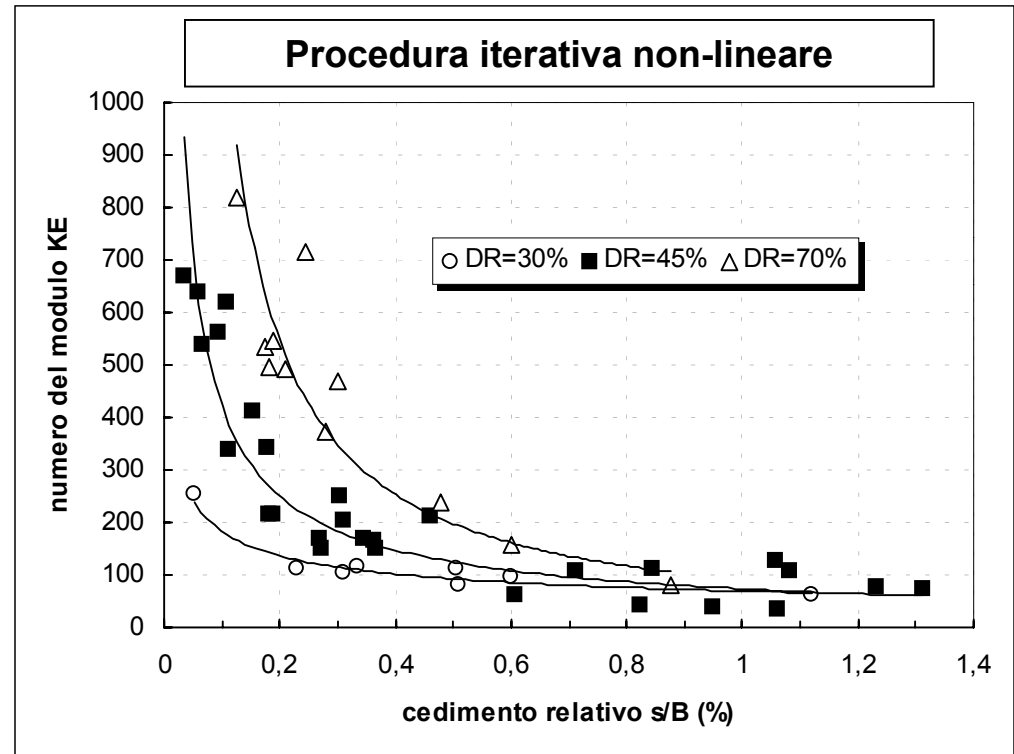
$$s = \frac{q \cdot B}{E'} (1 - \nu^2) I_s$$

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

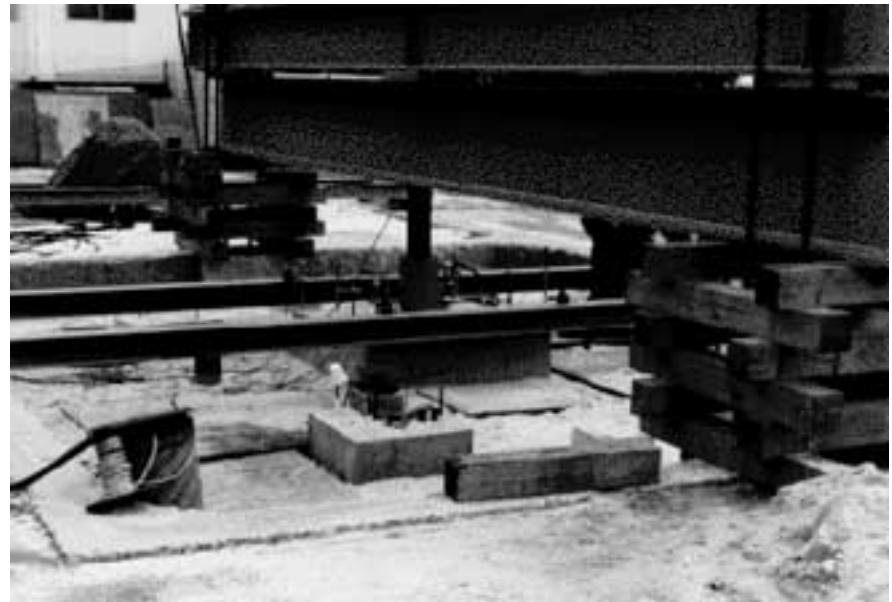
I_s : fattore di influenza : $f(H ; L/B)$

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

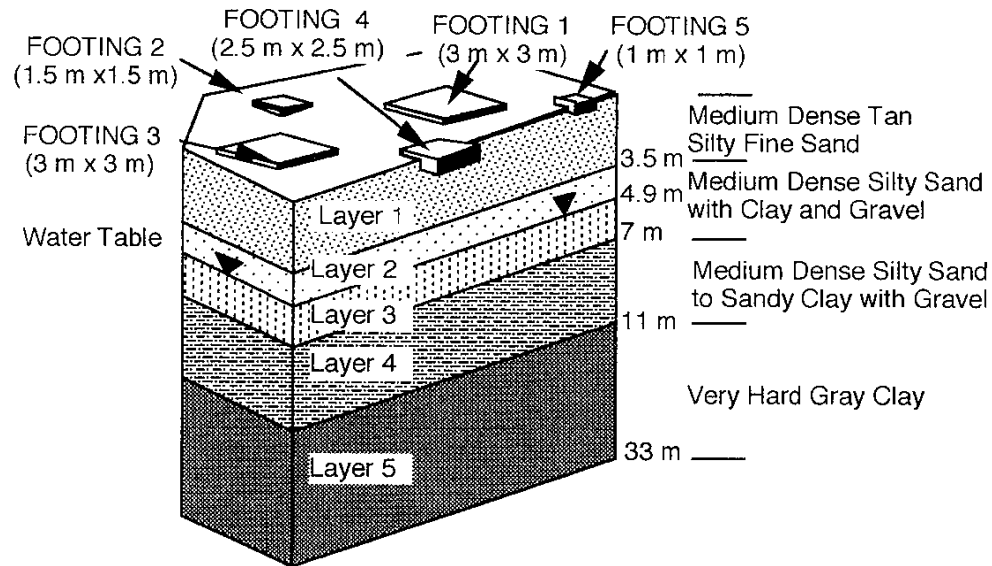
$(H = B \div 2B)$



Esempio : Texas A&M University



Texas A&M - Prediction Symposium 1994



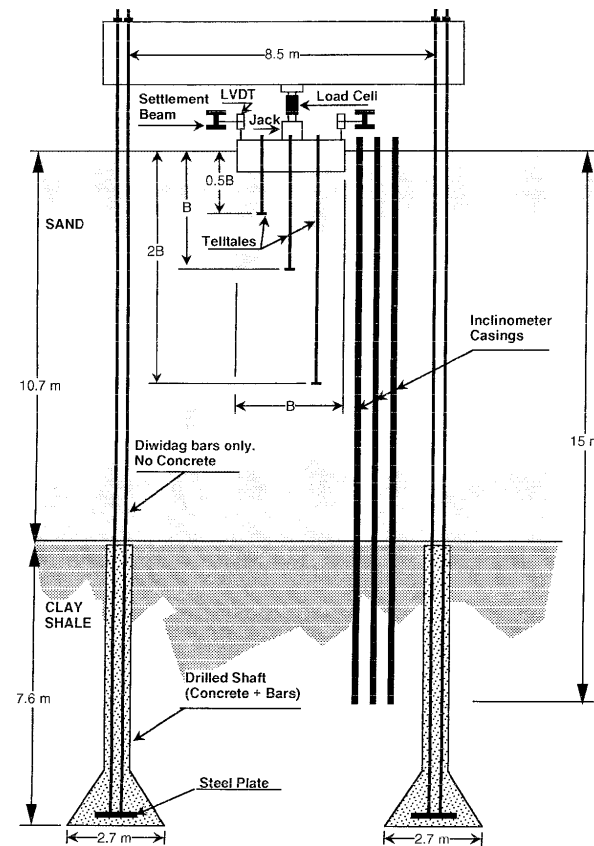
✕ $B = 1.0 \div 3.0 \text{ m}$

✕ $L/B = 1$

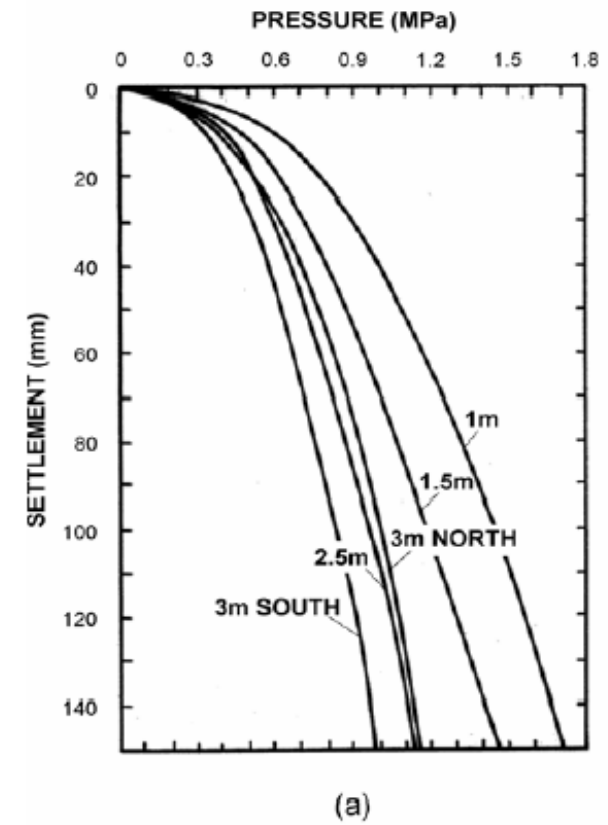
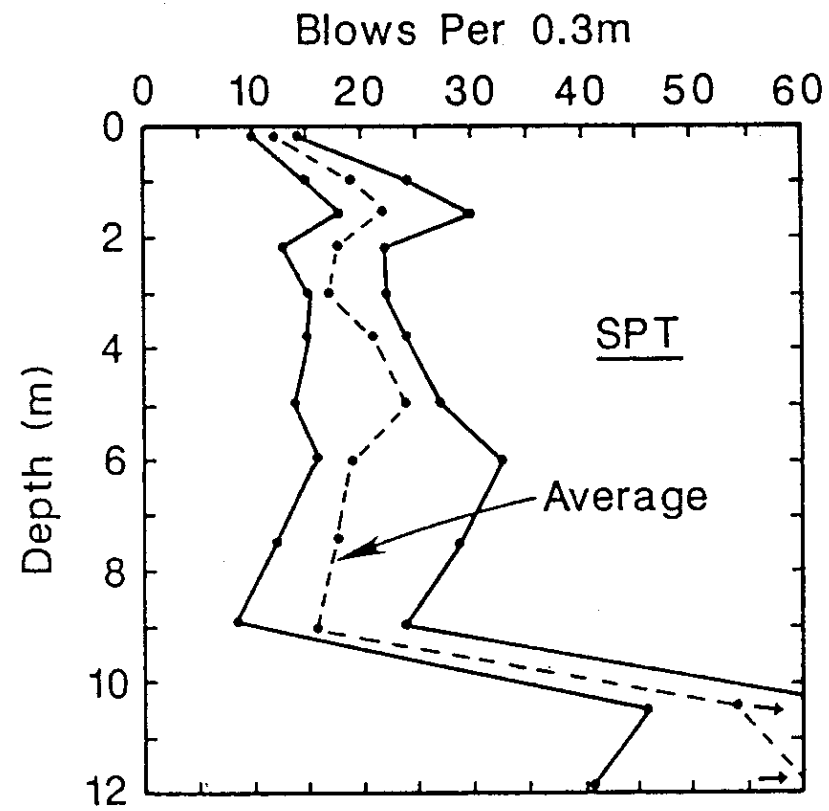
✕ $D = 0.8 \text{ m}$

Indagine in sito e lab:

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

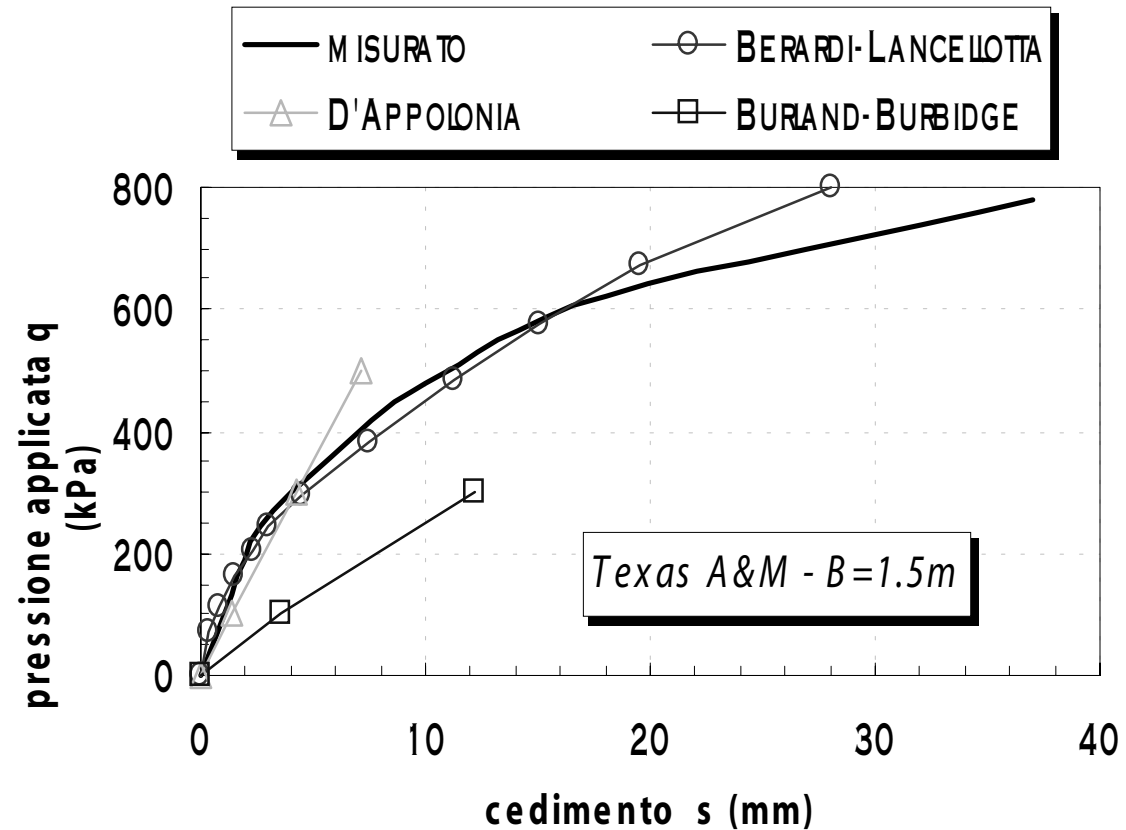


Texas



METODI : considerazioni su scelta “rigidezza operativa” / non linearità

es.: Texas A&M
Univ. Prediction
Symposium ('94)



Parte 2

SLU

$$E_d \leq R_d$$

azioni di progetto

oppure

effetti delle azioni di progetto

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

resistenze di progetto

oppure

effetti delle resistenze di progetto

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

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

APPROCCI di calcolo (EC7)

Approccio 1-combinazione 1 : A1 +M1 + R1

i coefficienti parziali sono applicati alle azioni \rightarrow

$\gamma_E = 1$	$\gamma_F \neq 1$
$\gamma_R = 1$	$\gamma_M = 1$

Approccio 1-combinazione 2 : A2 +M2 + R1

i coefficienti parziali sono applicati alle caratteristiche di resistenza dei terreni \rightarrow

$\gamma_E = 1$	$\gamma_F = 1$
$\gamma_R = 1$	$\gamma_M \neq 1$

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 della 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

in alternativa

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

se

$$\begin{array}{cc} \gamma_E \neq 1 & \gamma_F = 1 \\ \gamma_R \neq 1 & \gamma_M = 1 \end{array}$$

\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

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

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 .

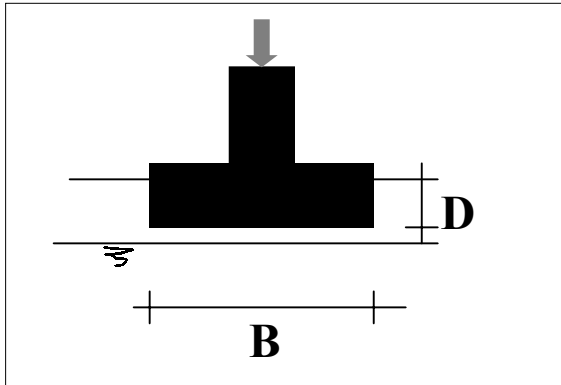
Si preferenzia un tipo di verifica rispetto all’altro.

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

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

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

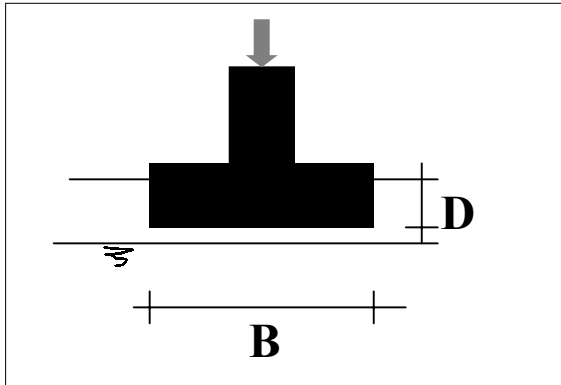
$$N_{q,d} ; N_{\gamma,d} = f(\phi'_d) \quad ; \quad \gamma_\phi = 1.25$$



rapporto

c.p. “progetto” / c.p. ammissibile

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



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

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

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

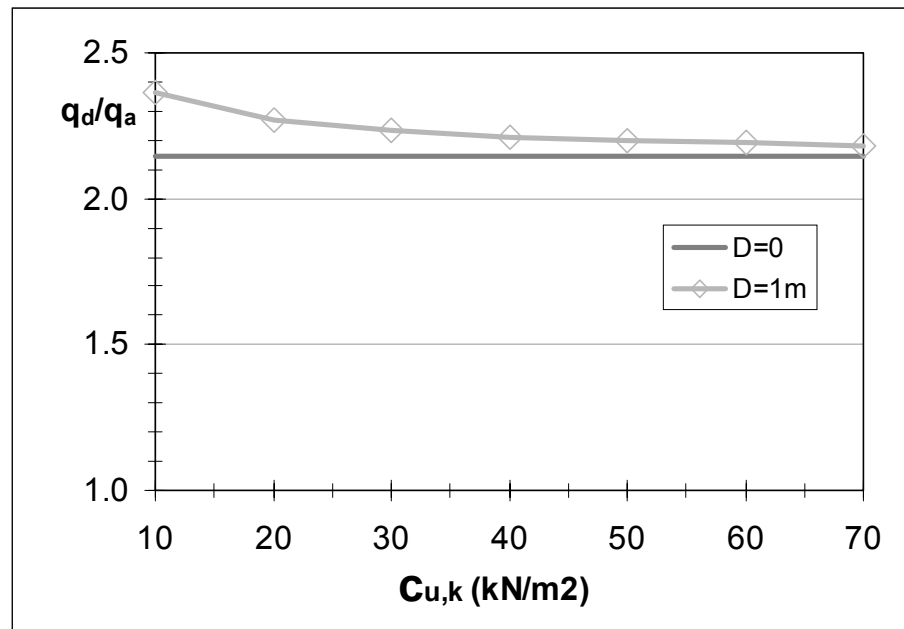
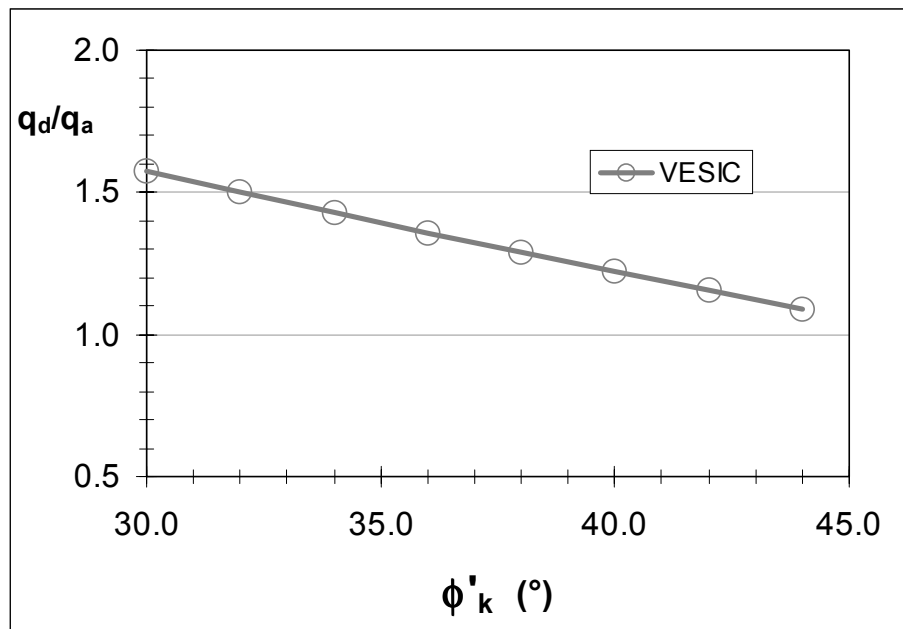
$$c_{u,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{cu}} \quad ; \quad \gamma_{cu} = 1.40$$



rapporto

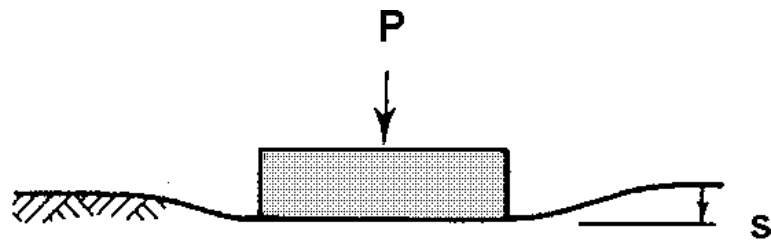
c.p. “progetto” / c.p. ammissibile

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

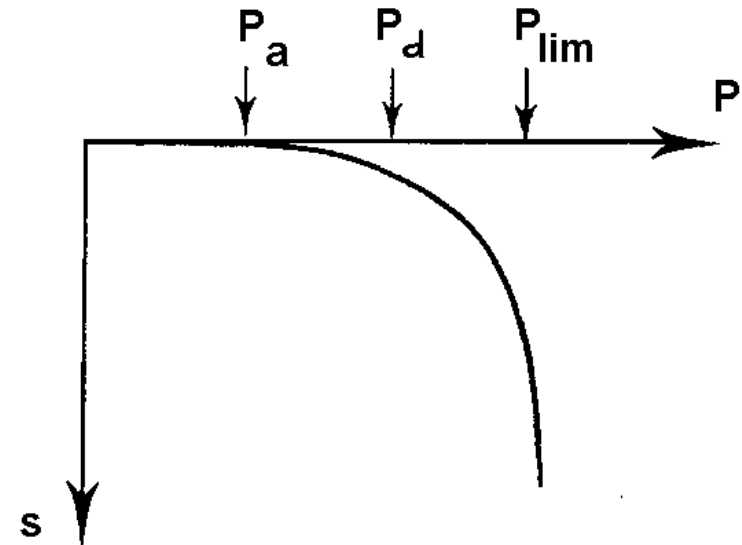


⊕ i due approcci normativi conducono a stime differenti del carico di progetto della fondazione, con rapporto dipendente anche dalla stima del parametro di resistenza;

⊕ 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)



(a)



(b)

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 di calcolo dei cedimenti

Es.:

↳ stress-strain

↳ elastico

↳ empirici

↳ ...

Problemi:

↳ valutazione parametri

↳ accuratezza/affidabilità metodi

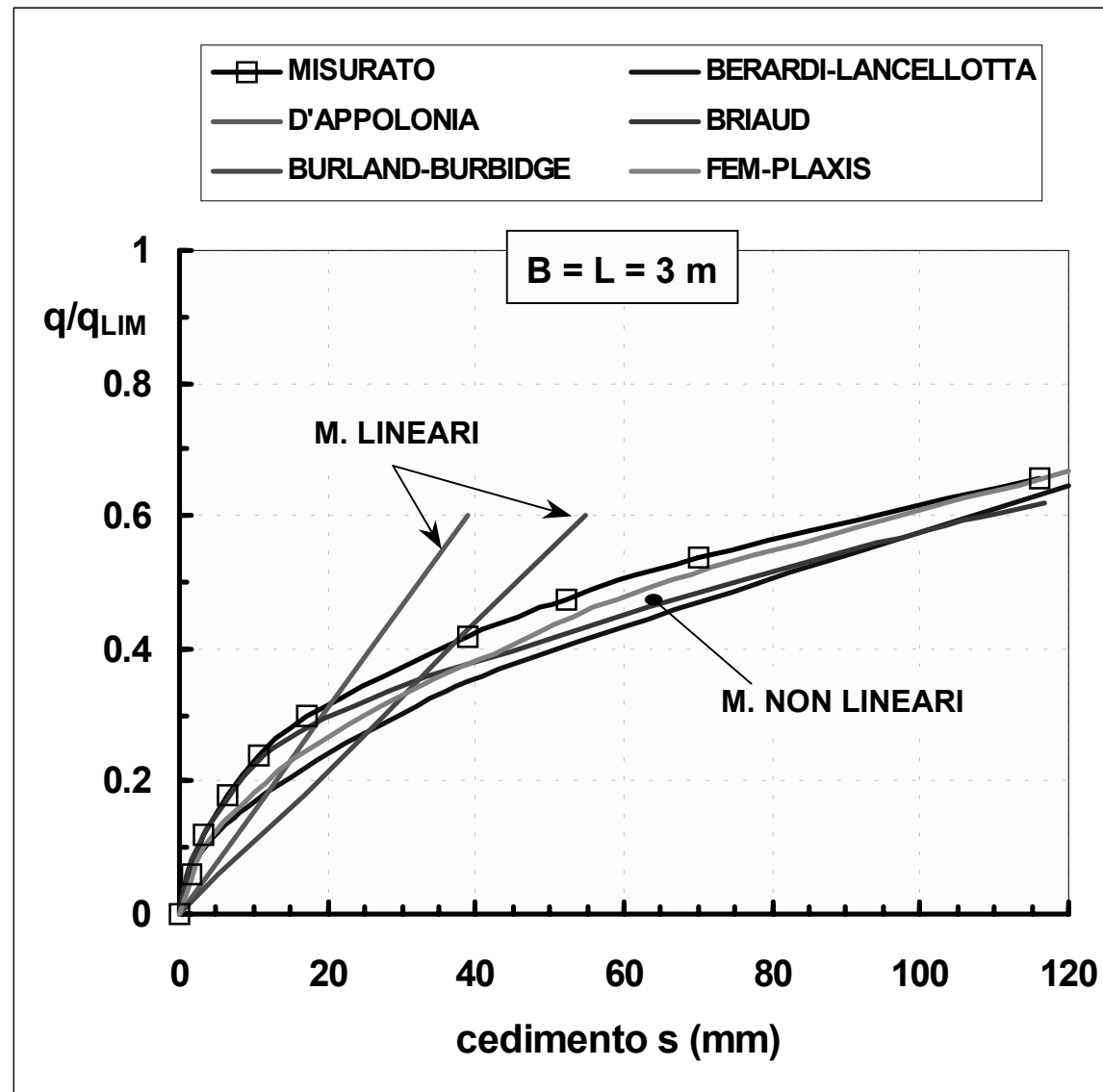
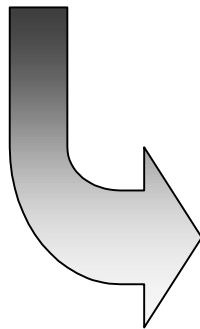
↳ non linearità

↳ complessità metodo(modello)/
qualità predizione

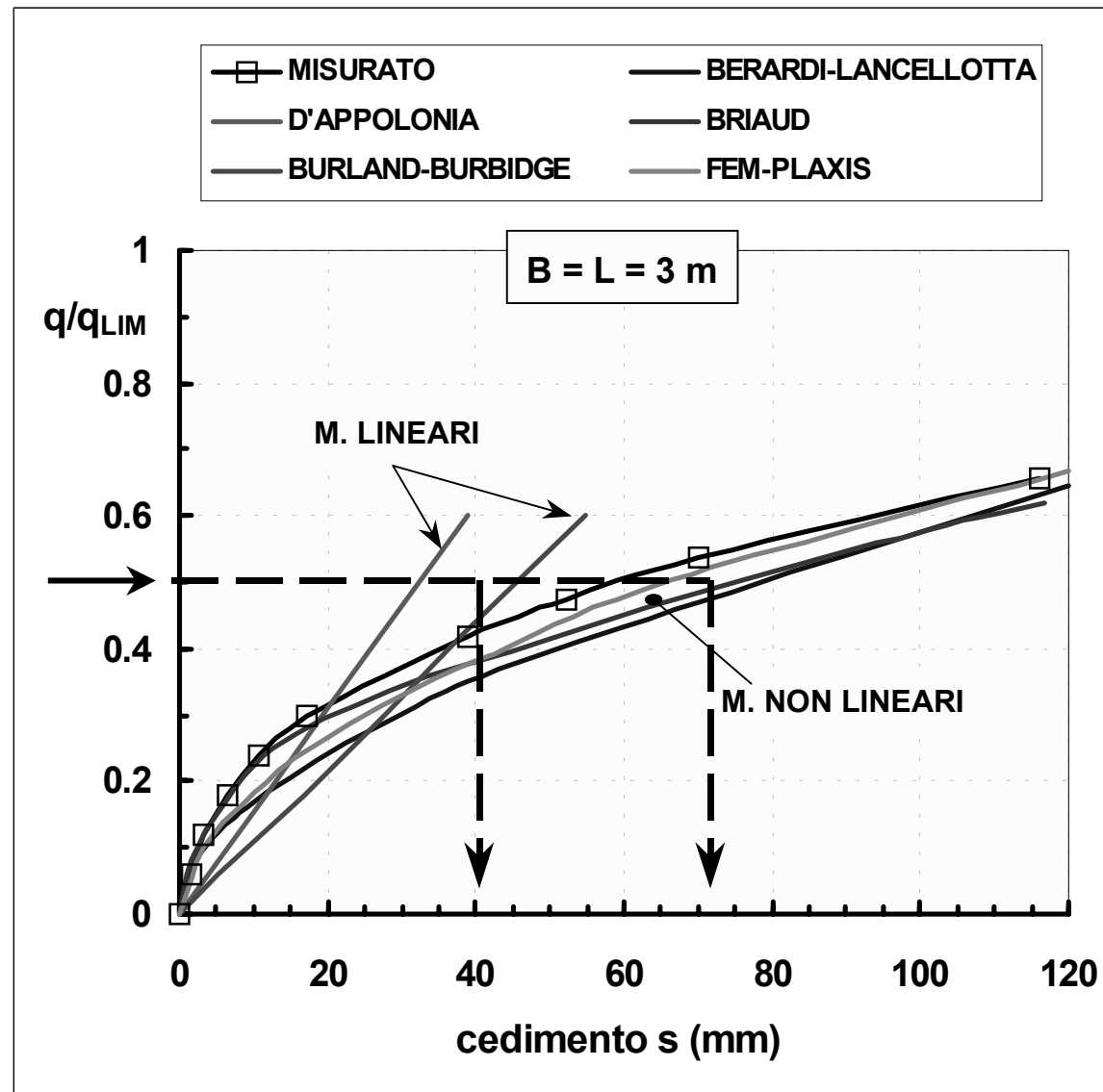
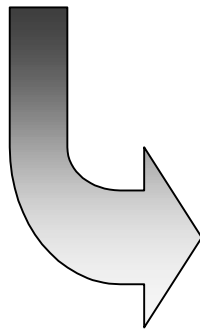
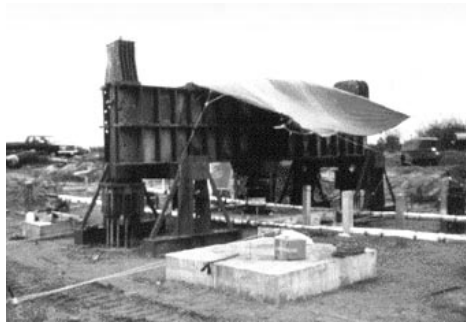
↳ definizione valori spostamenti
ammissibili e massimi

↳ ...

METODI : considerazioni su non linearità



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)