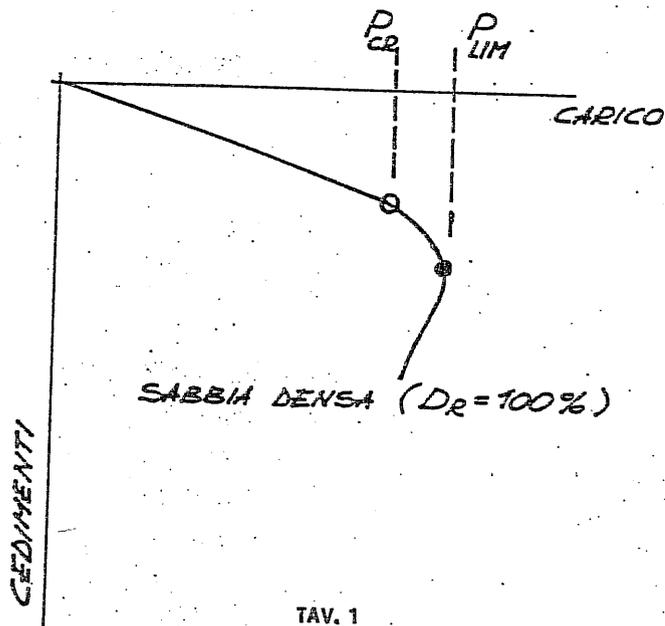
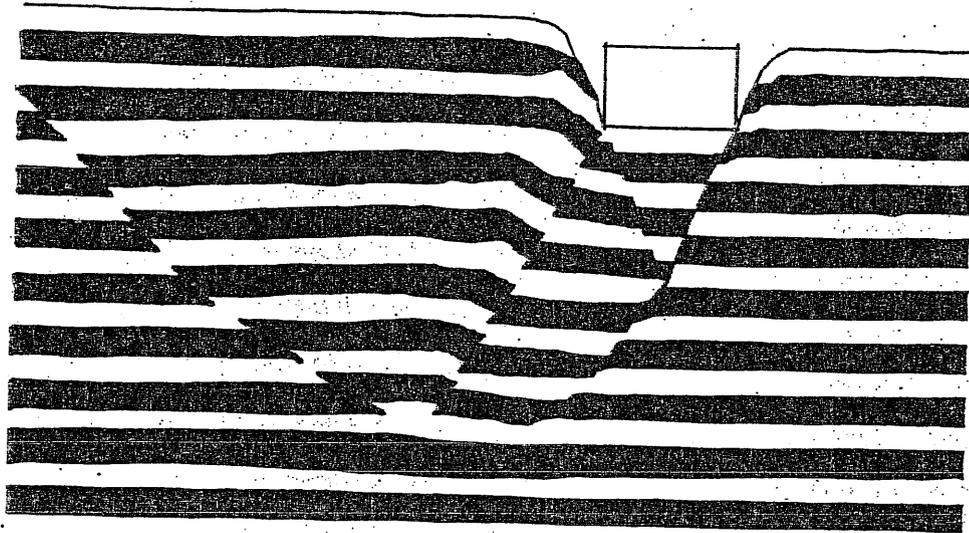


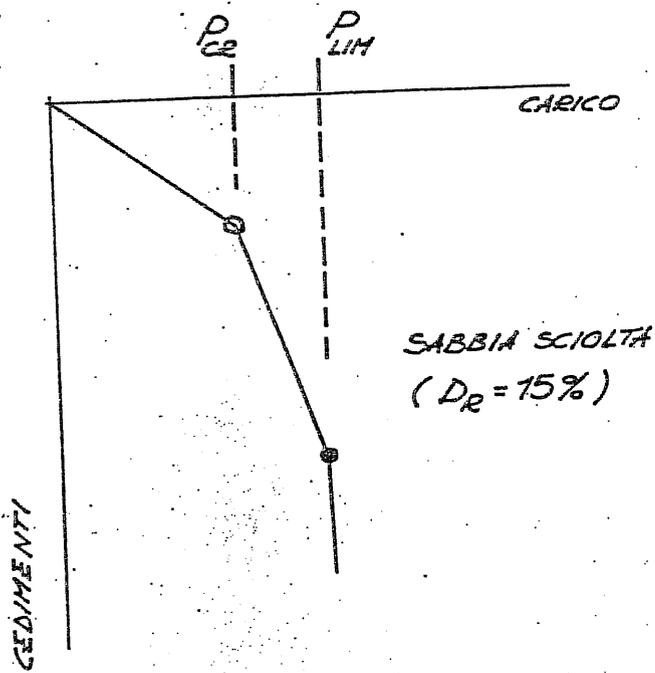
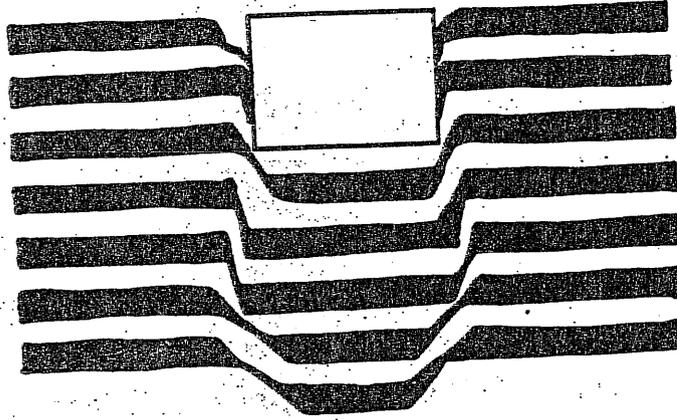
FONDAZIONI DIRETTE

ROTTURA DI TIPO "GENERALE"

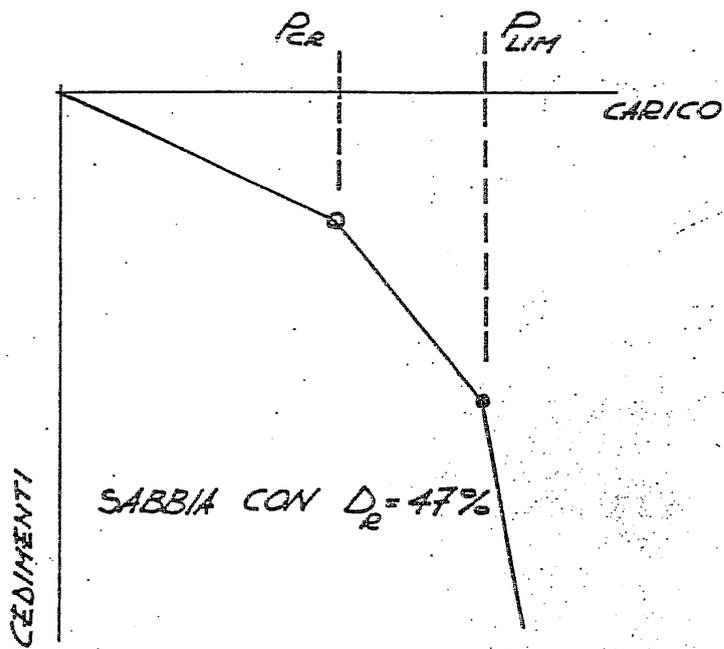
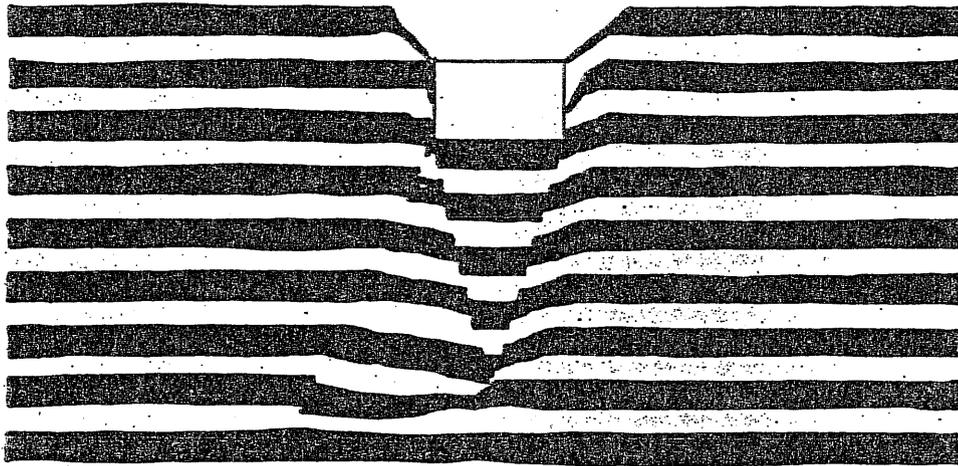


TAV. 1

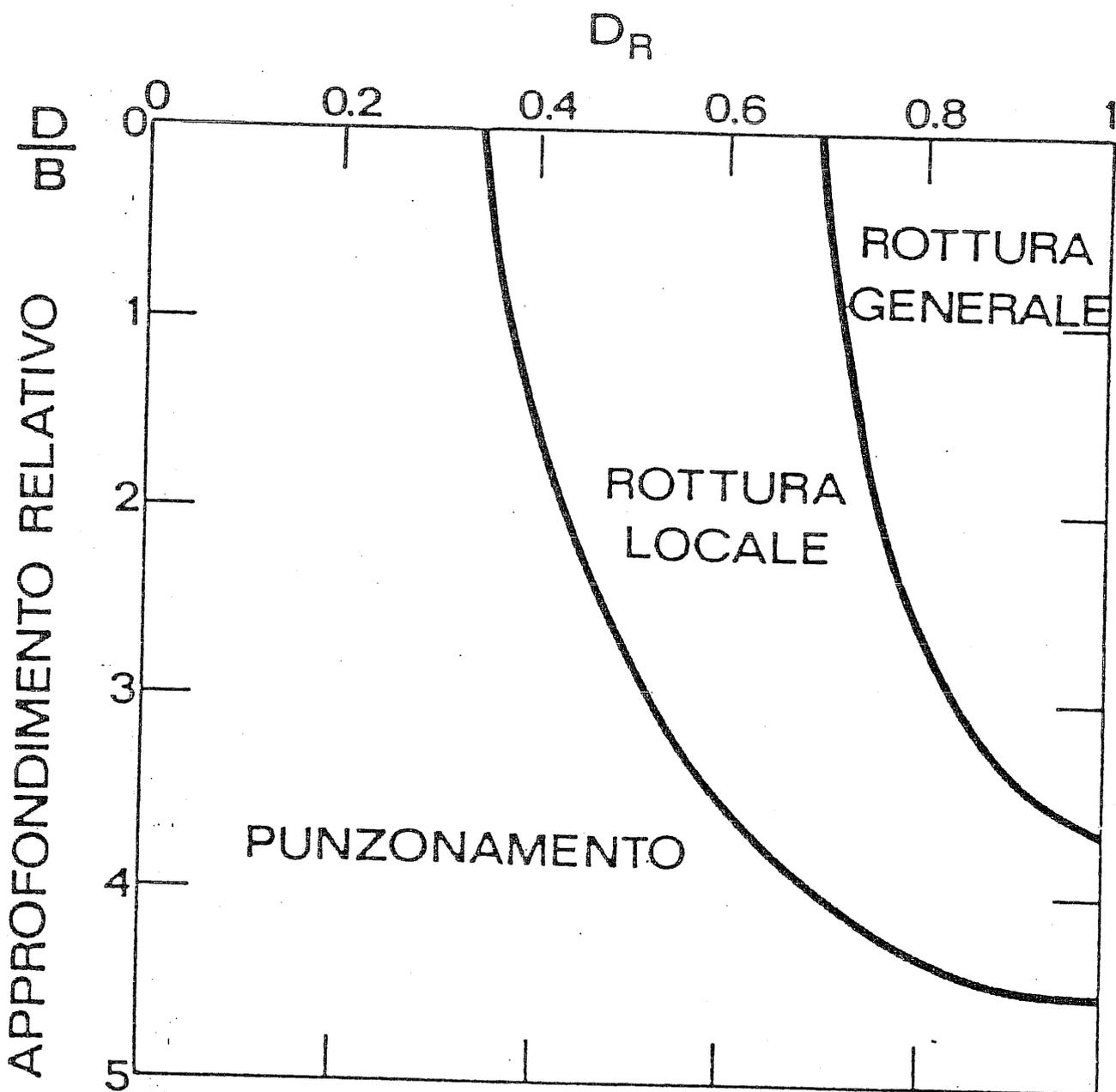
ROTTURA PER "PUNZONAMENTO"



ROTTURA DI TIPO "LOCALE"



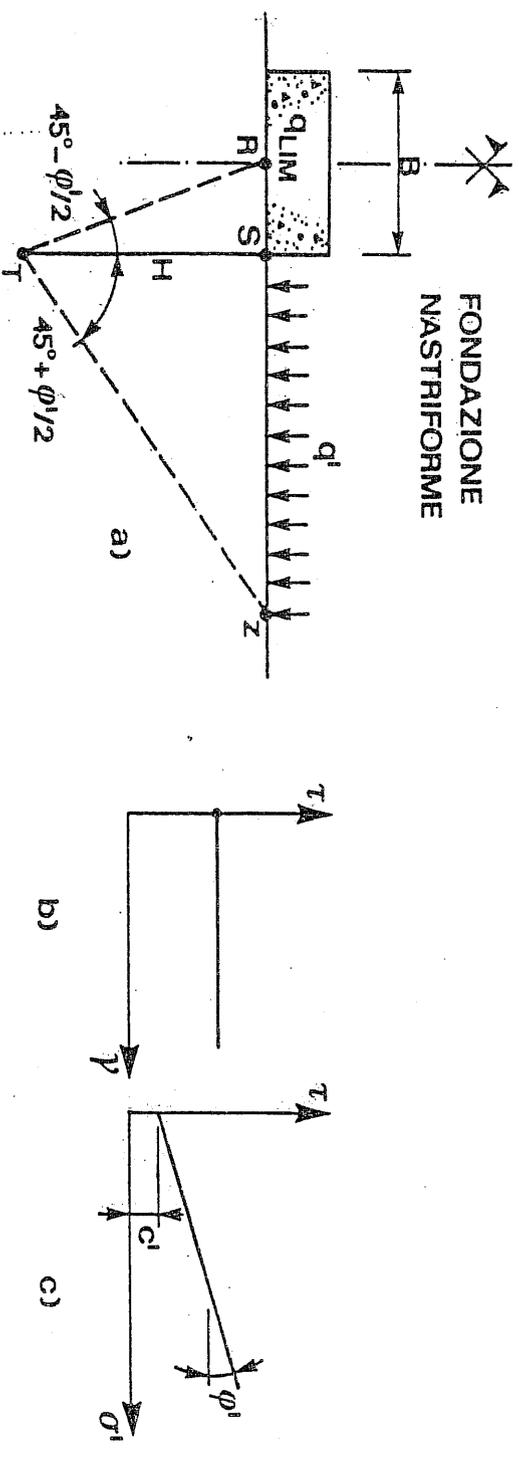
TAV. 3



CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

IL VALORE DI q_{lim} SI RICAVA DALL'EQUILIBRIO

$$P_a \text{ (CUNEO RST)} = P_p \text{ (CUNEO STZ)}$$



CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

$$P_a(\text{RST}) = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_a + H \cdot q_{\text{lim}} K_a - 2c' H \sqrt{K_a}$$

$$P_p(\text{STZ}) = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_p + H \cdot q' K_p + 2c' H \sqrt{K_p}$$

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma' H \left(\frac{K_p}{K_a} - 1 \right) + 2c' \frac{\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}}{K_a} + q' \frac{K_p}{K_a}; \text{ Poich\`e: } H = \frac{B}{2} \frac{1}{\sqrt{K_a}}$$

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

$$N_\gamma = f_1(K_a, K_p) = F_1(\varphi')$$

$$N_c = f_2(K_a, K_p) = F_2(\varphi')$$

$$N_q = f_3(K_a, K_p) = F_3(\varphi')$$

FATTORI ADIMENSIONALI

FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)

$$q_{lim} = 0.5\gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + \\ + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \\ + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \exp(\pi \tan \varphi')$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

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

FORMULA GENERALE DELLA CAPACITA' PORTANTE

$N_\gamma, N_q, N_c =$ fattori di capacità portante = $f(\varphi')$

$S_\gamma, S_q, S_c =$ fattori di forma = $f(\varphi', L/B)$

$d_\gamma, d_q, d_c =$ fattori di profondità = $f(\varphi', z_{\min}/B)$

$i_\gamma, i_q, i_c =$ fattori di inclinazione della risultante di carico
= $f(\varphi', H/N)$

$b_\gamma, b_q, b_c =$ fattori di inclinazione della base della
fondazione = $f(\varphi', \alpha)$

$g_\gamma, g_q, g_c =$ fattori di inclinazione della superficie
del terreno = $f(\varphi', \omega)$

FATTORE DI FORMA

$$s_y = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

$$s_q = s_y$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

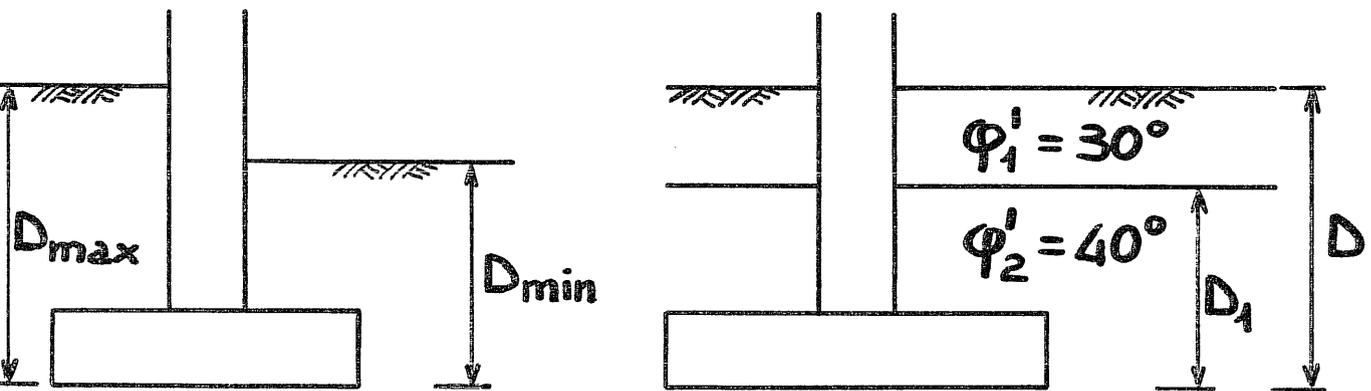
FATTORE DI PROFONDITA'

$$B \gg D: d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2$$

$$B < D: d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} (D/B)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$d_y = 1$$

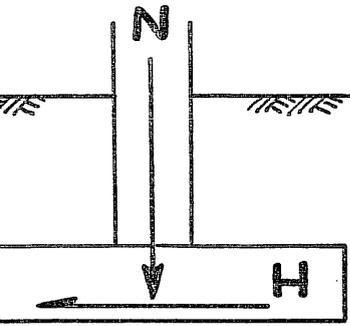


UTILIZZARE : D_{min} PER CALCOLARE q' E s_q

D PER CALCOLARE q'

D_1 PER CALCOLARE s'_q

FATTORE DI INCLINAZIONE



H = RISULTANTE DELLE FORZE
ORIZZONTALI

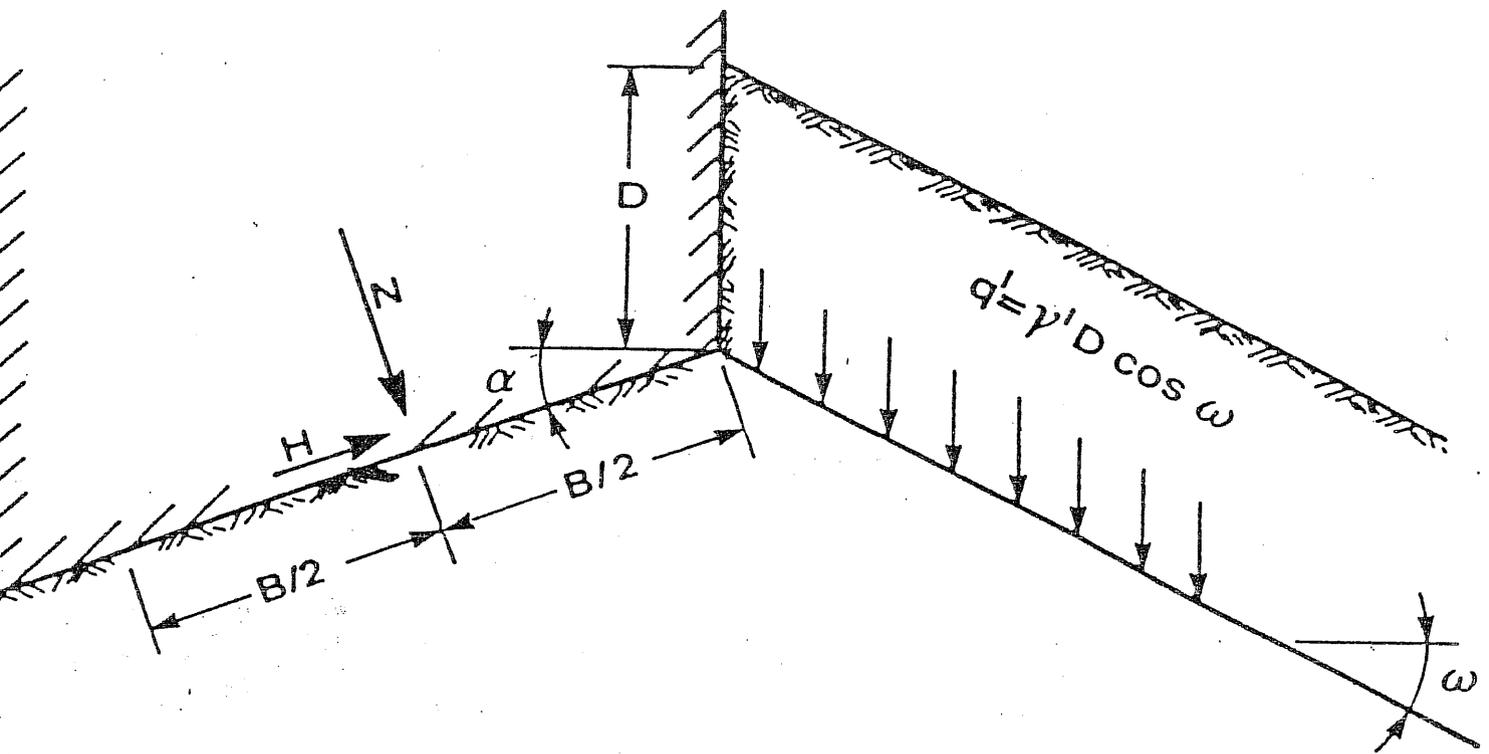
N = RISULTANTE DELLE FORZE
VERTICALI

$$i_y = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L c' \cot \varphi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L c' \cot \varphi'} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

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



FATTORE DI INCLINAZIONE DELLA BASE DELLA FONDAZIONE

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \approx b_\gamma$$

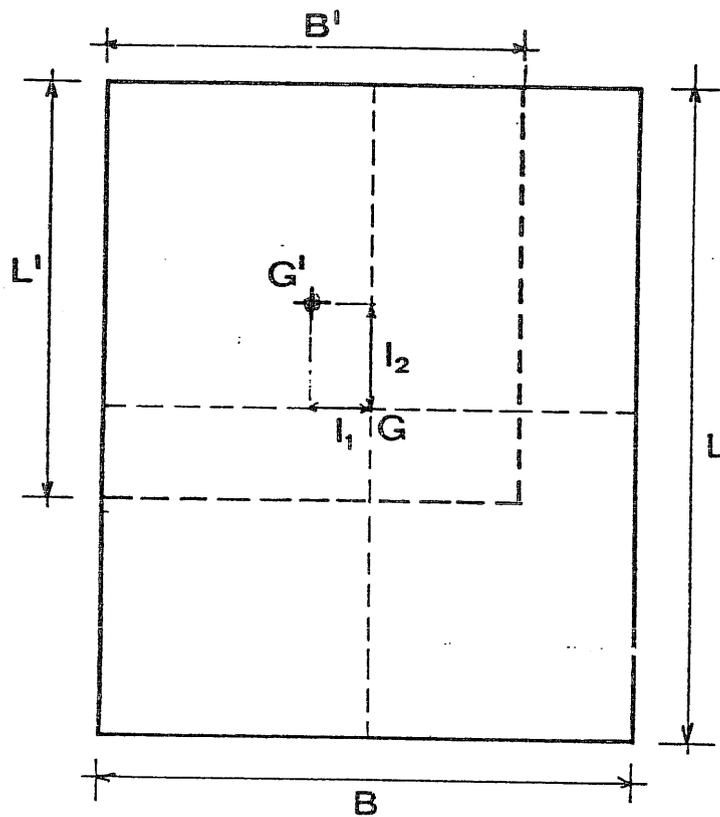
$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

FATTORE DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI CAMPAGNA

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \approx g_\gamma$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'}$$

CONCETTO DELL'AREA EFFICACE



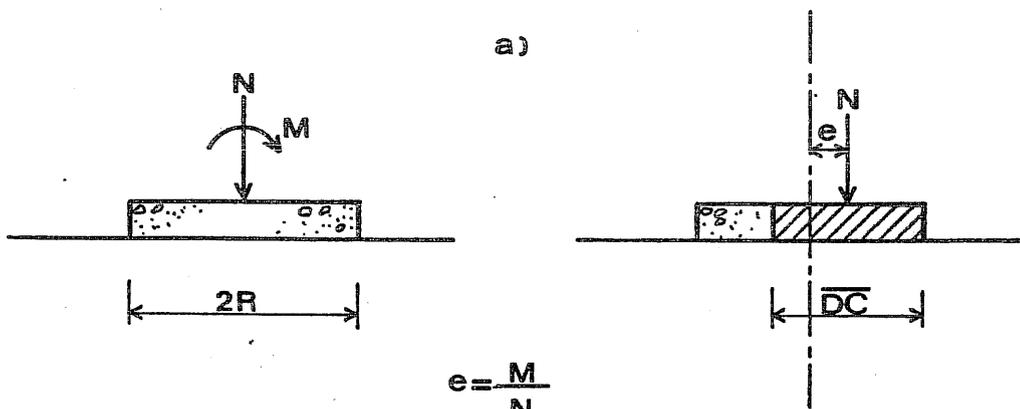
$B' \cdot L' = \text{Area efficace}$

$B \cdot L = \text{Area della fondazione}$

$$B' = B - 2I_1$$

$$L' = L - 2I_2$$

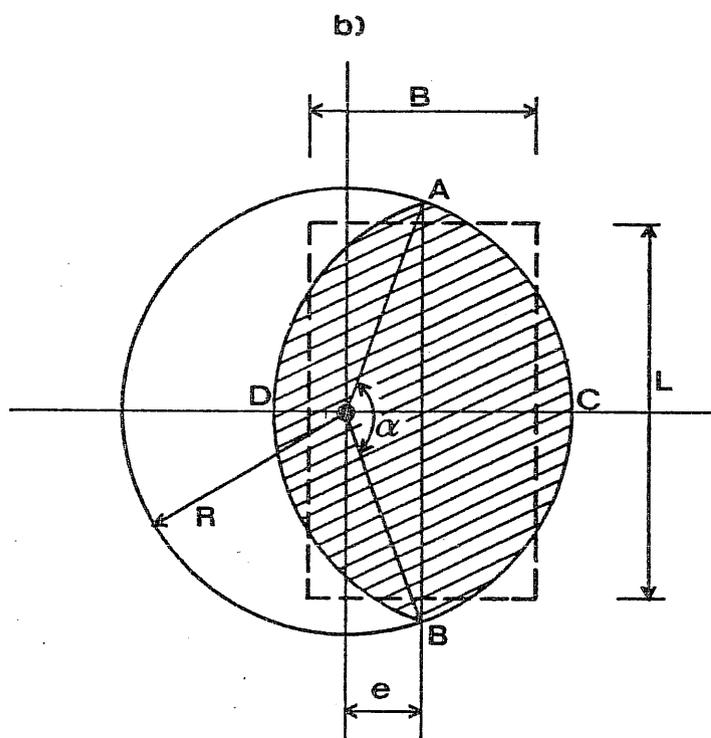
Meyerhof, 1953



$$e = \frac{M}{N}$$

$$\overline{DC} = 2R - 2e$$

$$\overline{AB} = 2\sqrt{R^2 - e^2}$$



$$\frac{B}{L} = \frac{DC}{AB}$$

$$\text{AREA (B} \cdot \text{L)} = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{R-h}{R} \right) - (R-h) (2R \cdot h - h^2)^{0.5} \right]$$

$$h = R - e$$

FONDAZIONE EFFETTIVA EQUIVALENTE

FORMULA DI BRINCH-HANSEN TERRENI COESIVI SATURI

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$q_{lim} = c_u^* \cdot N_c^0 \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \sigma_{vo}$$

$$N_c^0 = \pi + 2 = 5.14$$

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad \text{per } B \geq D$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{per } B < D$$

$$i_c^0 = 1 - \frac{mH}{BLc_u N_c} \quad ; \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad ; \quad g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

(*) Valore medio mobilitato lungo la superficie di rottura

PRESSIONE AMMISSIBILE

TERRENI GRANULARI, CONDIZIONI DRENATE:

$$q_{amm} = \frac{q_{lim}}{F_s} \quad 2.5 \leq F_s \leq 4$$

TERRENI COESIVI, CONDIZIONI NON DRENATE:

$$q_{amm} = \frac{N_c \cdot c_u^*}{F_s} + \sigma_{vo} \quad 2.5 \leq F_s \leq 4$$

(*) EQUIVALE APPLICARE F_s ALLA c_u .

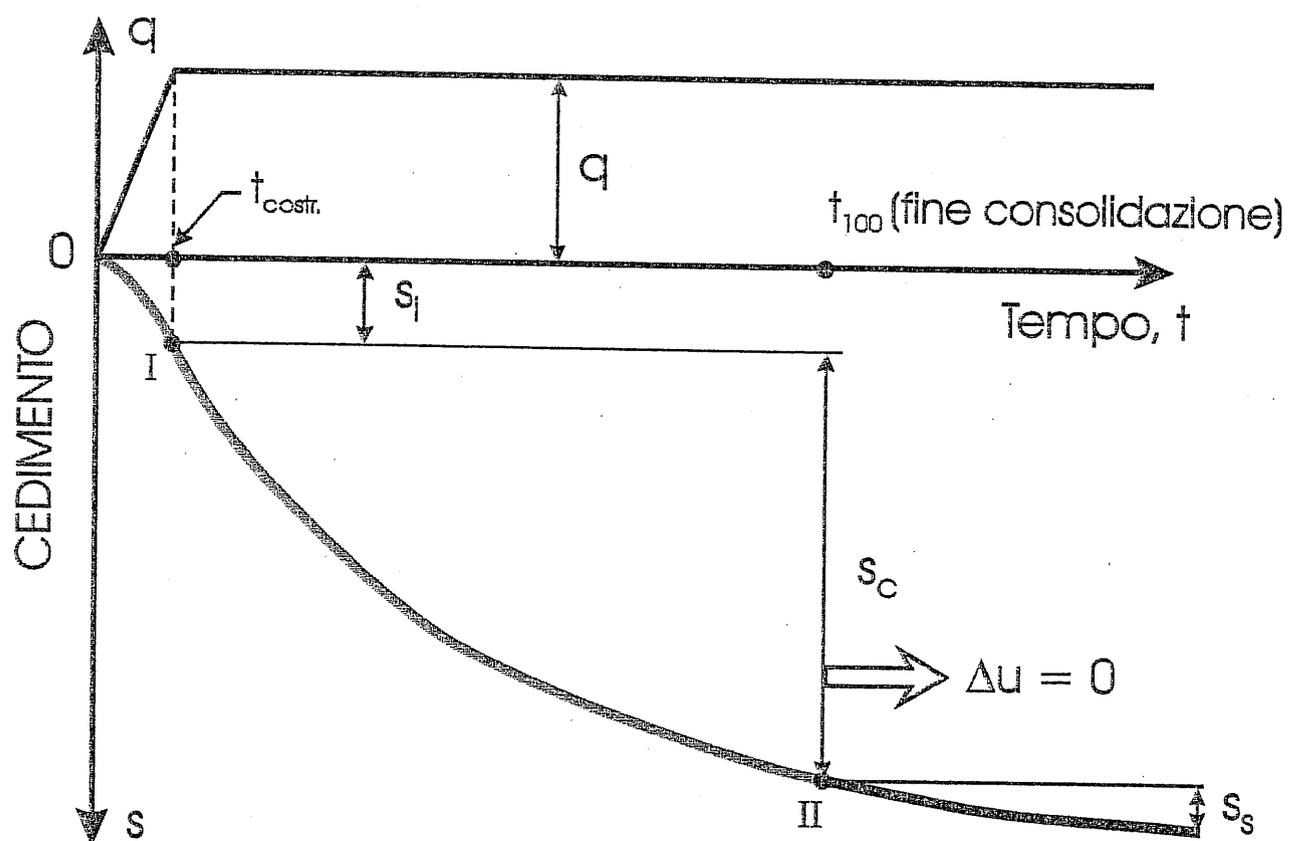
ANALISI DEI CEDIMENTI

Nozioni di carattere generale

Cause dei cedimenti del terreno dovute ai carichi imposti :

- Distorsione per taglio del terreno
- Compressione del terreno
- Rottura e/o deformazione dei grani

TIPI DI CEDIMENTO - SCHEMA CONVENZIONALE



$$t = t_{100}: s_{TF} = s_i + s_c ; t > t_{100}: s = s_{TF} + s_s(t)$$

CEDIMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

REQUISITI ESSENZIALI DI UN PROGETTO

- DISTRIBUZIONE DEI CEDIMENTI NELLO SPAZIO
 - CEDIMENTO ASSOLUTO
 - CEDIMENTI DIFFERENZIALI*
 - CEDIMENTI AL DI FUORI DELL'AREA CARICATA

- DISTRIBUZIONE DEI CEDIMENTI NEL TEMPO
 - CEDIMENTO IMMEDIATO (s_i)**
 - CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE (s_c)**
 - CEDIMENTO SECONDARIO (s_s)

(*) analisi di interazione terreno-struttura oppure valutazioni empiriche

(**) distinzione priva di significato nel caso dei terreni a grana grossa

SEDIMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI APPROCCI INGEGNERISTICI DISPONIBILI

1° ANALISI MONODIMENSIONALE CONVENZIONALE

$$s_{TF} = s_{ed} = \int_0^{H_g} \frac{\Delta\sigma_z}{E_{ed}} dz ; s_t(t) = U s_{ed}$$

U = grado di consolidazione dalla teoria di consolidazione monodimensionale

2° METODO DI SKEMPTON E BJERRUM (1957)

$$s_{TF} = s_i + \beta s_{ed} ; s_t(t) = s_i + U\beta s_{ed}$$

3° TEORIA DELL'ELASTICITA'

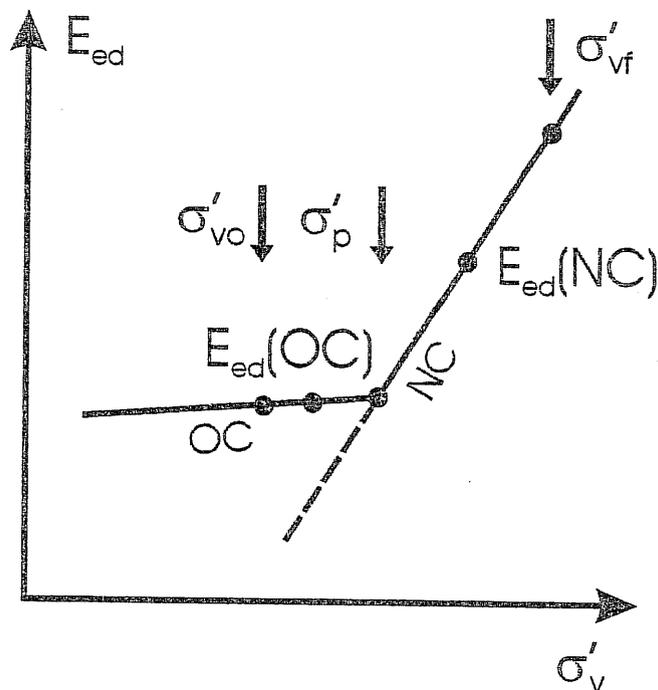
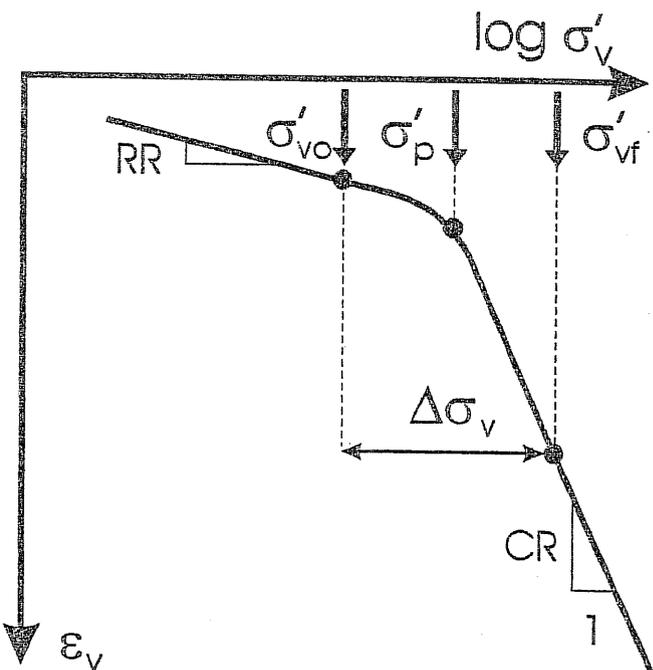
$$s_{TF} = \int_0^{H_g} \varepsilon_z dz = \frac{1}{E} \int_0^{H_g} \Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) dz$$

$$s_t(t) = s_i + U(s_{TF} - s_i)$$

U = grado di consolidazione dalla teoria di consolidazione tridimensionale

ANALISI MONODIMENSIONALE CONVENZIONALE

$$[\Delta u (\dot{t}=0) = \Delta \sigma_v]$$



$$S_{TF} = \sum_0^{H_a} \left[RR \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right) + CR \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right) \right] \Delta h$$

oppure:

$$S_{TF} = \sum_0^{H_a} \left[\frac{\sigma'_p - \sigma'_{vo}}{E_{ed}(OC)} + \frac{\sigma'_{vf} - \sigma'_p}{E_{ed}(NC)} \right] \Delta h$$

CEDIMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

2° METODO DI SKEMPTON E BJERRUM (1957)

$$[\Delta u(t=0) \leq \Delta \sigma_v]$$

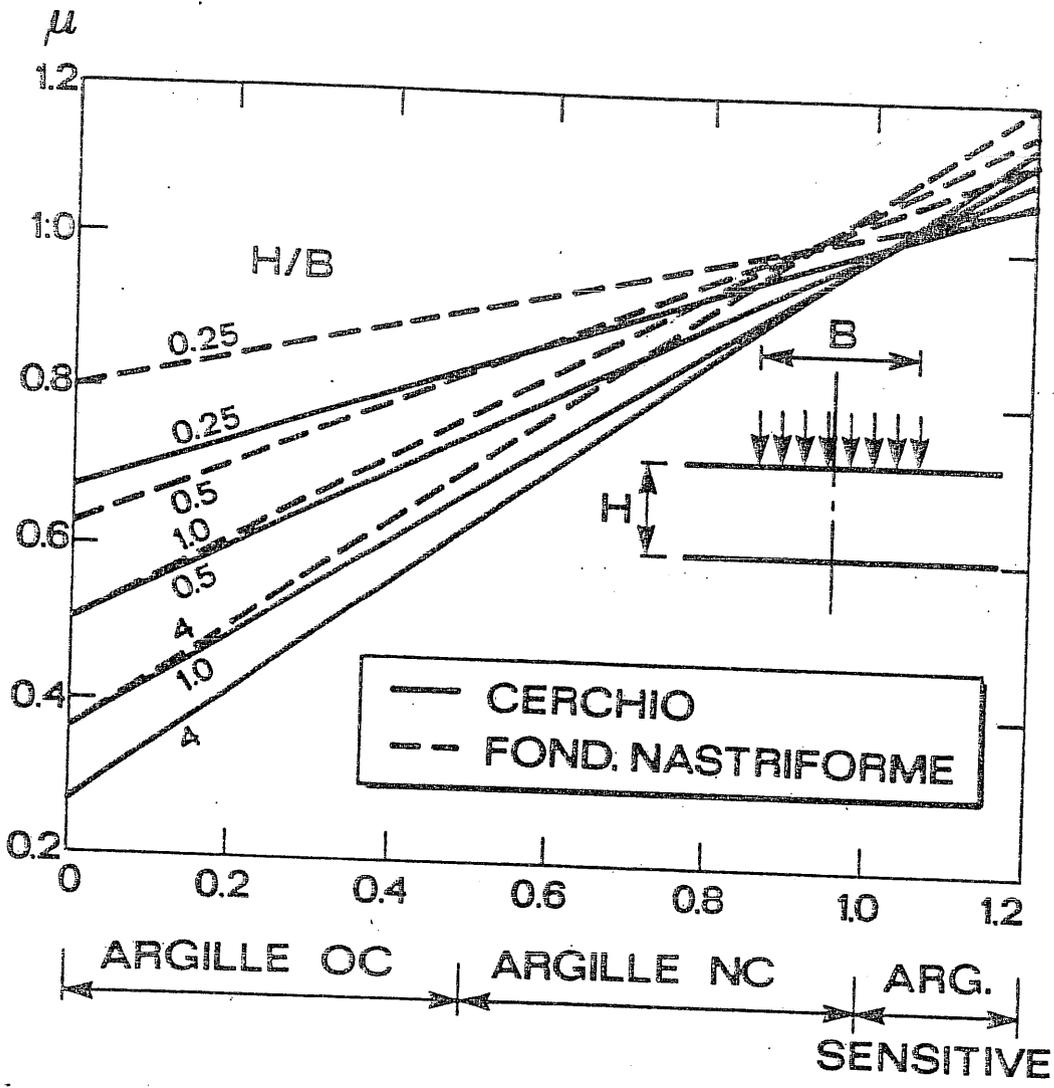
$$s_{TF} = s_i + \beta s_{ed} = s_i + s_c$$

$$s_T(t) = s_i + U s_c$$

s_i = cedimento immediato dalla teoria dell'elasticità

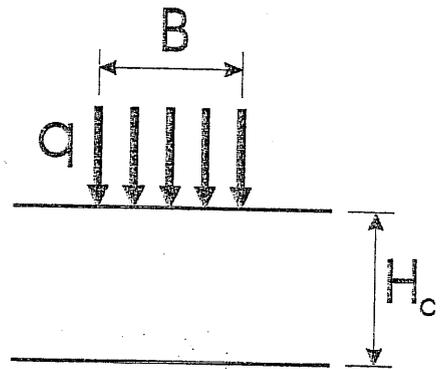
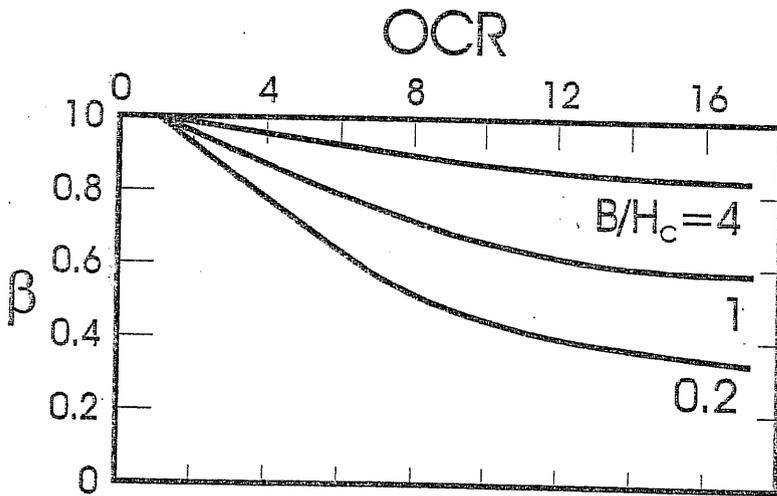
β = correzione del cedimento edometrico per tenere conto che $\Delta u(t=0) < \Delta \sigma_v$

Il coefficiente correttivo β dipende dalla storia dello stato tensionale del deposito e dalla geometria del problema



CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE IN ARGILLE SOVRACONSOLIDATE

$$s_c = \beta s_{ed} = \begin{cases} = \beta RR \cdot H_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \\ = \beta \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot H_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \end{cases}$$



SEDIMENTO EDOMETRICO

SIMONS E SOM 1970

ARGILLE NC

$$s_c = s_{ed}$$

$$s_t = 1.1 \cdot s_c$$

ARGILLE OC

$$s_t = s_{ed}$$

$$s_i = 0.33 \div 0.67 \cdot s_t$$

CEDIMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

3° - TEORIA DELL'ELASTICITA'

TERRENO UNIFORME

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

TERRENO STRATIFICATO

$$s_{TF} = \int_0^{H_a} \frac{\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)}{E} dz$$

$$s_T(\dagger) = s_i + U(s_{TF} - s_i) = s_i + U \cdot s_c$$

PER: $s_i \rightarrow E = E_u, \nu = \nu_u$

$s_{TF} \rightarrow E = E', \nu = \nu'$

I_s = COEFFICIENTE DI INFLUENZA CHE DIPENDE DA:

- SPESSORE DELLA ZONA DI INFLUENZA (H_c)
- POSIZIONE DEL PUNTO CONSIDERATO
- GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE (L/B)
- RIGIDEZZA RELATIVA DELLA FONDAZIONE (I_R)

IPOTESI SEMPLIFICATIVE ADOTTATE

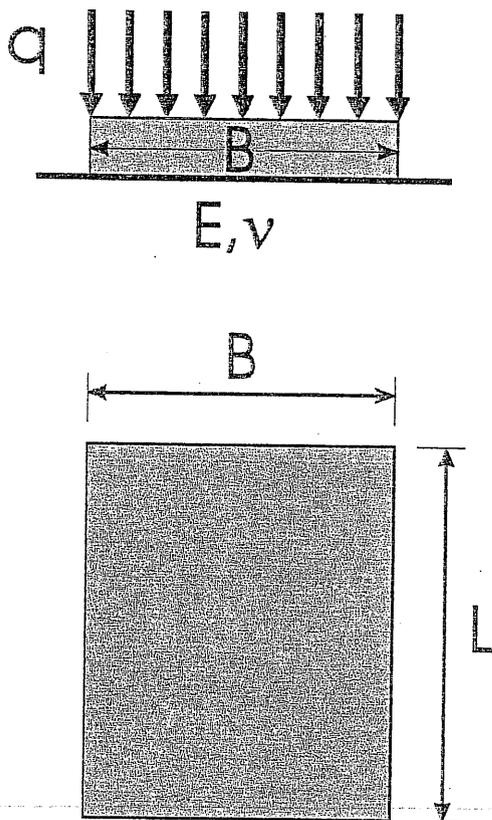
- MEZZO ELASTICO-LINEARE ISOTROPO ED INDEFINITO:
 - ▶ costanti elastiche (E, ν) indipendenti dal livello delle tensioni e dal luogo considerato
 - ▶ spessore dello strato deformabile H_0 infinito
- AREA DI CARICO FLESSIBILE, $E_f = J_f = 0$
- AREA DI CARICO SUPERFICIALE ($z_F = 0$)

QUESTE IPOTESI SEMPLIFICATIVE VENGONO SUPERATE APPORTANDO UNA SERIE DI CORREZIONI AL VALORE DEL CEDIMENTO CALCOLATO

CEDIMENTO DI UN'AREA DI CARICO SUPERFICIALE SEMISPAZIO ELASTICO

Tsytoovich (1958)

$$s = I_s \frac{qB}{E} (1 - \nu^2)$$

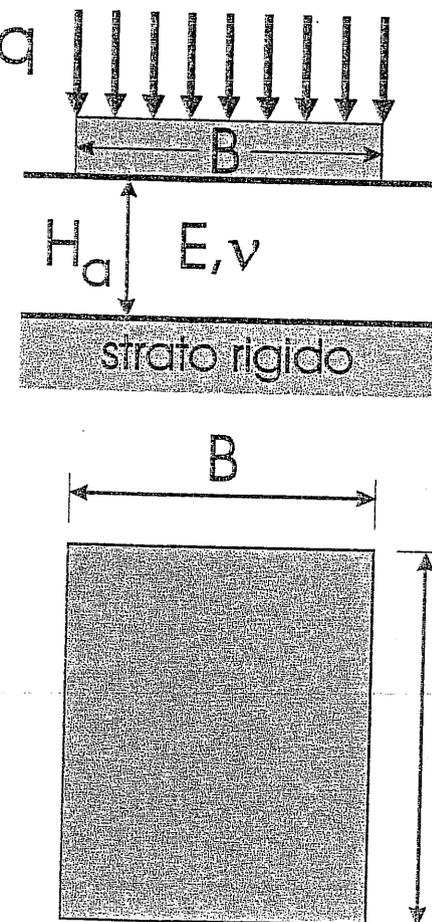


FORMA DELLA FONDAZIONE	COEFFICIENTE DI INFLUENZA I_s		
	FLESSIBILE $K_f < 0.1$		RIGIDA $K_f > 10$
	CENTRO	MEDIO	
CERCHIO	1.0	0.85	0.79
$L/B=1$	1.12	0.95	0.88
1.5	1.36	1.15	1.08
2	1.53	1.30	1.22
3	1.78	1.53	1.44
4	1.96	1.70	1.61
5	2.10	1.83	1.72
10	2.53	2.25	2.12

SEDIMENTO DI UN'AREA DI CARICO SUPERFICIALE RIGIDA STRATO ELASTICO DI SPESSORE FINITO

Tsytoovich (1958)

$$s = I_s \frac{qB}{E} (1 - \nu^2)$$



H_a / B	COEFFICIENTE DI INFLUENZA I_s				
	CERCHIO	$L/B=1$	2	3	10
0.25	0.12	0.12	0.12	0.13	0.13
0.50	0.22	0.22	0.24	0.24	0.25
0.75	0.31	0.31	0.34	0.34	0.35
1.00	0.38	0.39	0.43	0.44	0.46
2.00	0.58	0.62	0.70	0.73	0.77
3.00	0.66	0.72	0.87	0.92	1.00
5.00	0.72	0.80	1.03	1.13	1.27
10.00	0.78	0.87	1.16	1.31	1.62

MODULO DI DEFORMAZIONE OPERATIVO*

- CEDIMENTO DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE:

$$s = l_s \frac{q B}{E_m} (1 - \nu^2)$$

- CON CEDIMENTO s MISURATO, IL MODULO DI DEFORMAZIONE OPERATIVO RISULTA:

$$E_m = l_s \frac{q B}{s} (1 - \nu^2)$$

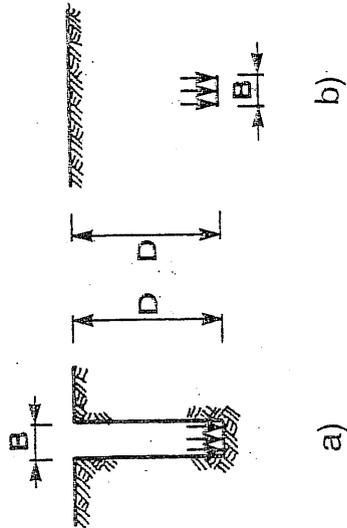
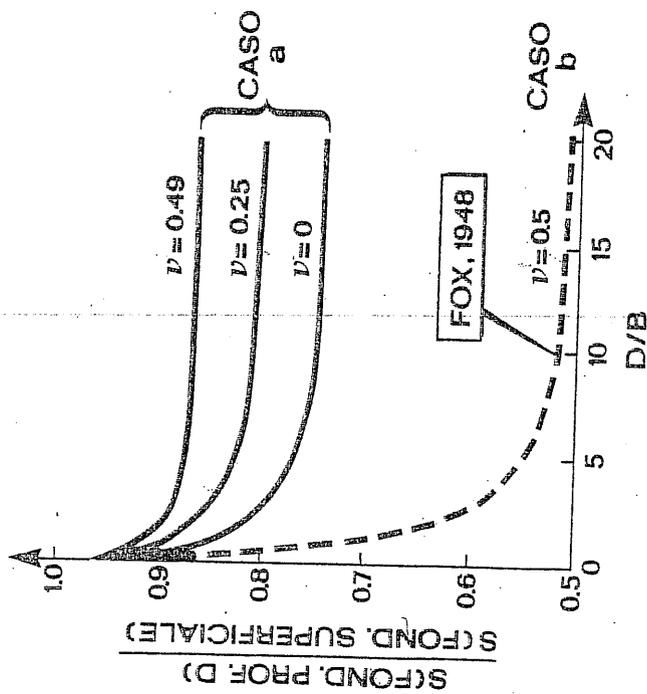
E_m = modulo di deformazione operativo medio

In un dato terreno e per una data geometria del problema:

$$E_m = f\left(\frac{s}{B}\right)$$

(*) da prove di carico oppure da misure dei cedimenti di opere in scala reale

INFLUENZA DELLA PROFONDITA' DEL PIANO DI POSA



RIGIDEZZA DELLA FONDAZIONE

FONDAZIONI CIRCOLARI O NASTRIFORMI

$$s(\text{fond. rigida}) = \frac{1}{2} (s_{\text{centro}} + s_{\text{bordo}}) \text{fond. flessibile}$$

FONDAZIONI RETTANGOLARI

$$s(\text{fond. rigida}) = \frac{1}{3} (2 \cdot s_{\text{centro}} + s_{\text{bordo}}) \text{fond. flessibile}$$

CALCOLO DEL CEDIMENTO SECONDARIO APPROCCIO CONVENZIONALE

$$s_s = \sum_0^{H_d} C_{\alpha\varepsilon} \log \left(\frac{t}{t_{100}} \right) \partial h$$

oppure:

$$s_s = \sum_0^H \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_{100}} \log \left(\frac{t}{t_{100}} \right) \partial h$$

}

$t > t_{100}$

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_{100}}^*$$

IPOTESI SEMPLIFICATIVE:

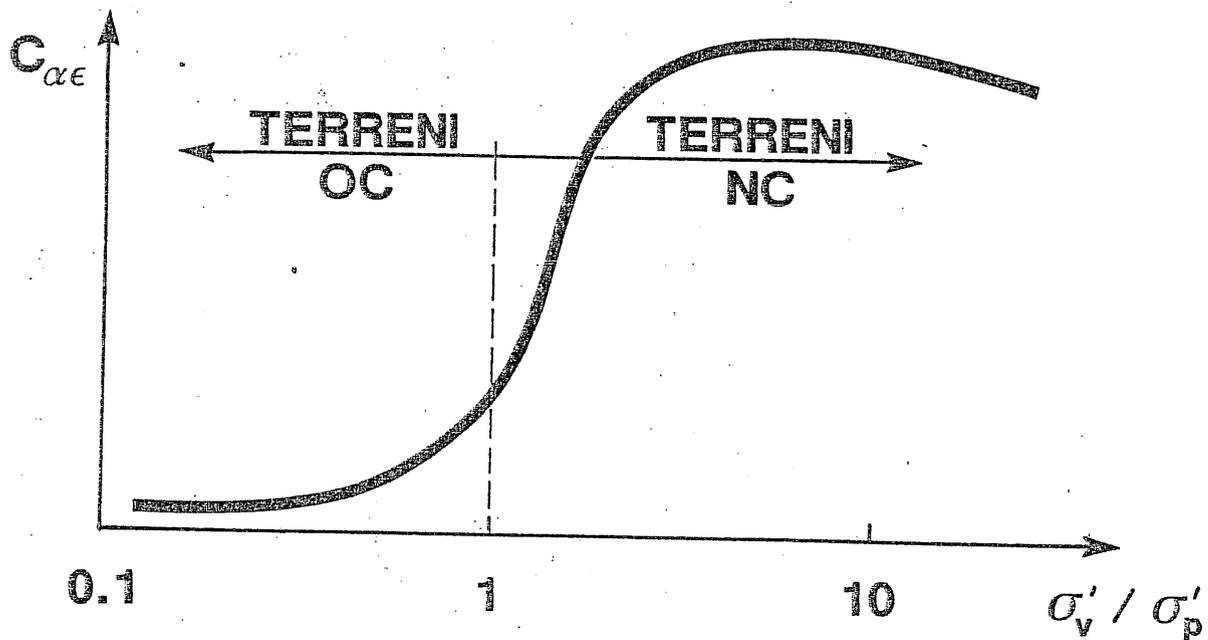
- IL CEDIMENTO SECONDARIO INIZIA DOPO L'ESAURIMENTO DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE
- PER I VALORI DI $t > t_{100}$, $C_{\alpha e}$ ($C_{\alpha\varepsilon}$) RIMANE COSTANTE
- IL VALORE DI $C_{\alpha e}$ ($C_{\alpha\varepsilon}$) E' INDIPENDENTE:
 - DALLO SPESSORE DELLO STRATO COMPRESSIBILE H_d
 - DAL RAPPORTO DI CARICO $\Delta\sigma'_v / \sigma'_v$

(*) in prima approssimazione $e_{100} \cong e_0$

CEDIMENTO SECONDARIO

$$s_s = C_{\alpha E} \log \left(\frac{t}{t_c} \right)$$

- VALIDA QUANDO $t > t_c$
- IL VALORE DI $C_{\alpha E}$ DIPENDE DAL LIVELLO DI σ'_v SIGNIFICATIVO*



(*) IN GENERE SI ASSUME $\sigma'_{v0} + \frac{1}{2} \Delta \sigma'_v$

CEDIMENTO DEI PLINTI SU SABBIE

D'Appolonia et al (1968,1970)

METODO BASATO SULLA TEORIA DELL'ELASTICITÀ

CORRELAZIONE TRA N_{SPT} E M BASATA SULL'ANALISI DI UN
LIMITATO NUMERO DI PLINTI PER I QUALI SONO STATI
MISURATI CEDIMENTI

LA STORIA DELLO STATO TENSIONALE DEVE ESSERE
IPOTIZZATA IN BASE ALLE INFORMAZIONI DI CARATTERE
GEOLOGICO

NESSUNA CORREZIONE VIENE APPLICATA AI VALORI DI N_{SPT}
MISURATI

CEDIMENTO IN SABBIA

BURLAND E BURBRIDGE

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

q' = pressione efficace lorda, espressa in kPa

σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione in kPa

B = larghezza della fondazione in m

$$I_C = (1.706 \pm SD) / N_{AV}^{1.4}$$

$$f_H = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right)$$

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

$$f_t = (1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3})$$

t = tempo espresso in anni

$$R_3 = 0.3 - 0.7$$

$$R = 0.2 - 0.8$$

CEDIMENTO IN SABBIA

SCHMERTMANN

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q' \cdot \sum_0^H \frac{L_z \cdot \Delta z}{E'}$$

$\Delta q'$ = pressione efficace netta

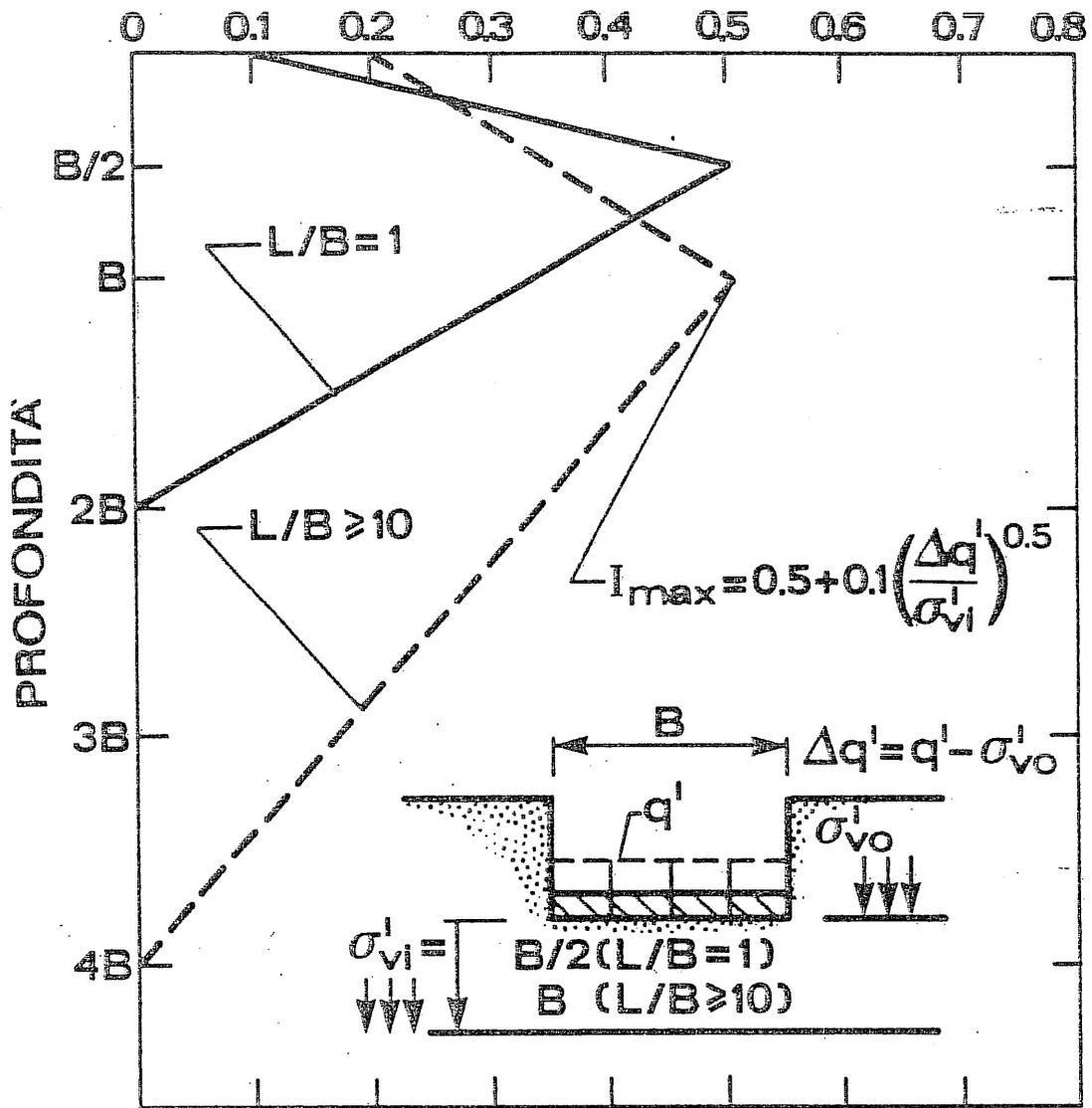
σ'_{v_0} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della

C_1 = coefficiente di approfondimento $(1 - 0.5 \cdot \sigma'_{v_0} / \Delta q')$

C_2 = cedimento secondario $(1 + 0.2 \log t / 0.1)$

$E' = 2.5qc$

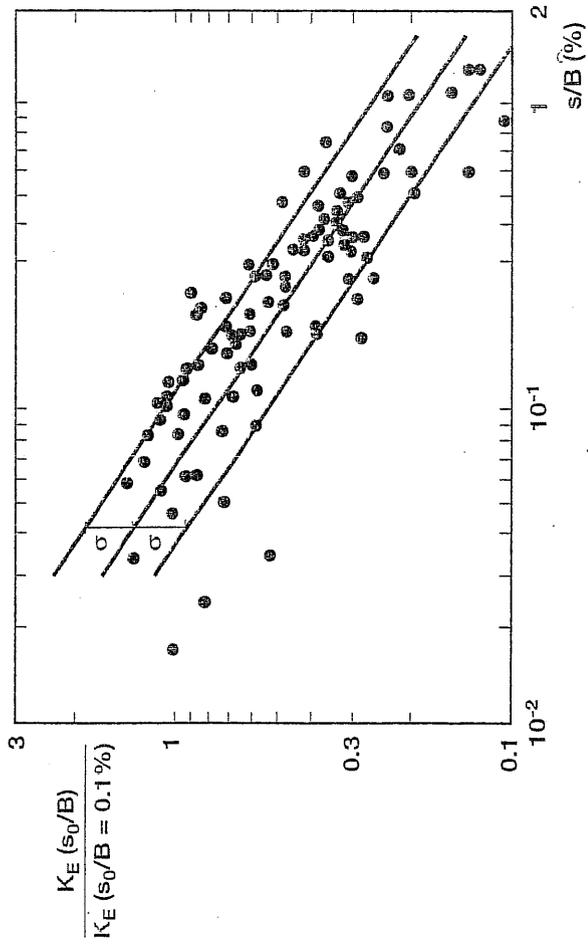
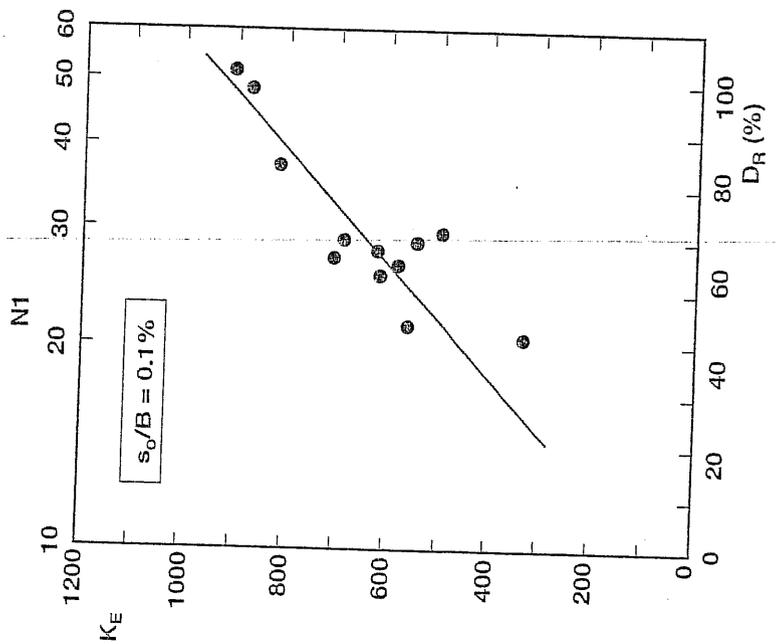
FATTORE D'INFLUENZA I_z

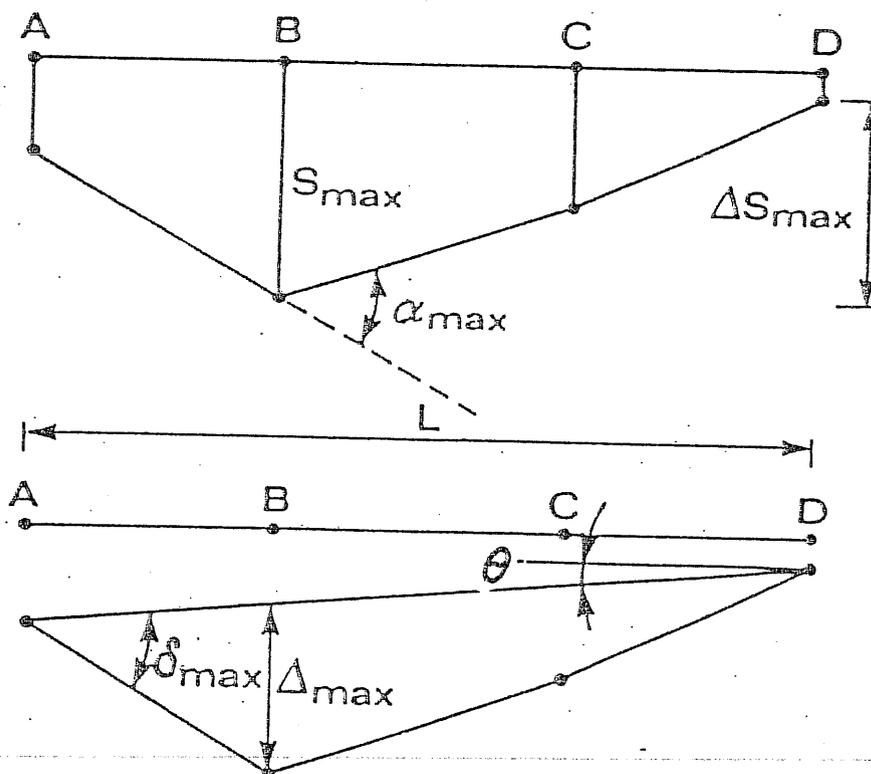
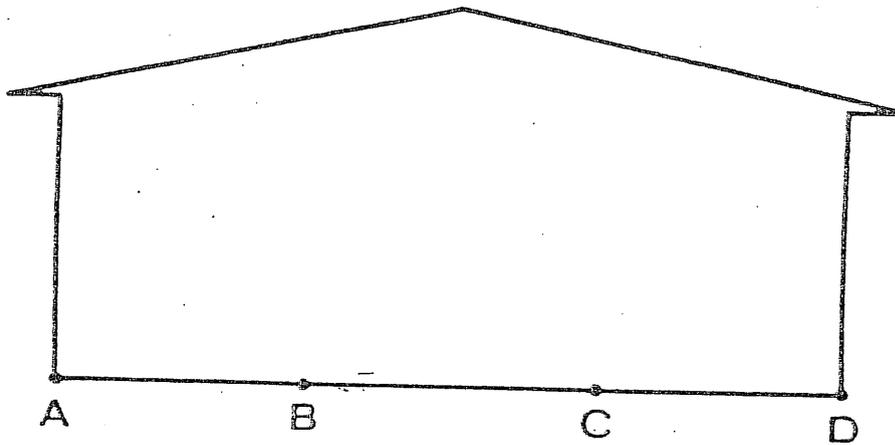


CEDIMENTO METODO ELASTICO

NON LINEARITA' (BERARDI E LANCELLOTTA 1991)

$$E' = K_E \left(\frac{\sigma'_{vo} + 0.5 \cdot \Delta \sigma'_v}{p_a} \right)^{0.5}$$





S = CEDIMENTO ; θ = ROTAZIONE RIGIDA
 ΔS = CEDIMENTO DIFFERENZIALE ;
 δ = ROTAZIONE RELATIVA ;
 α = DEFORMAZIONE ANGOLARE ;
 Δ = INFLESSIONE
 Δ/L = RAPPORTO DI INFLESSIONE
 (CURVATURA)

CEDIMENTI AMMISSIBILI

STRUTTURE IN MURATURA (BURLAND E WROTH 1974)

Δ/L	L/H
$2 \cdot 10^{-4}$	1
$4 \cdot 10^{-4}$	5

H=altezza edificio

NOTAZIONI RELATIVE AMMISSIBILI DELLE STRUTTURE

STRUTTURE ISOSTATICHE, MURI DI SOSTEGNO -----	1/150
TELAI <u>APERTI</u> IN C.A. ED IN ACCIAIO -----	1/250
IDEM C.S. MA IN PRESENZA DEI CARRI-PONTE -----	1/300
TELAI IN C.A. ED IN ACCIAIO CON <u>TAMPONAMENTI</u> -----	1/500
SPALLE DEI PONTI -----	1/500
FONDAZIONI DI MACCHINE SENSIBILI AI CEDIMENTI -----	1/750
MURI PORTANTI IN MATTONI -----	1/1000

ROTAZIONE RELATIVA MASSIMA ATTESA

		plinti isolati	platee
sabbia e ghiaia	$\frac{s_{\max}}{\delta_{\max}} =$	15000	18000
limi e argille	$\frac{s_{\max}}{\delta_{\max}} =$	30000	35000

s_{\max} = cedimento massimo in mm

δ_{\max} = massima rotazione relativa
(= distorsione angolare) attesa.

Valori di δ_{\max} da ritenersi prudenziali.