

**CONDIZIONI DI ESERCIZIO:
CEDIMENTI DELLE
FONDAZIONI SUPERFICIALI**

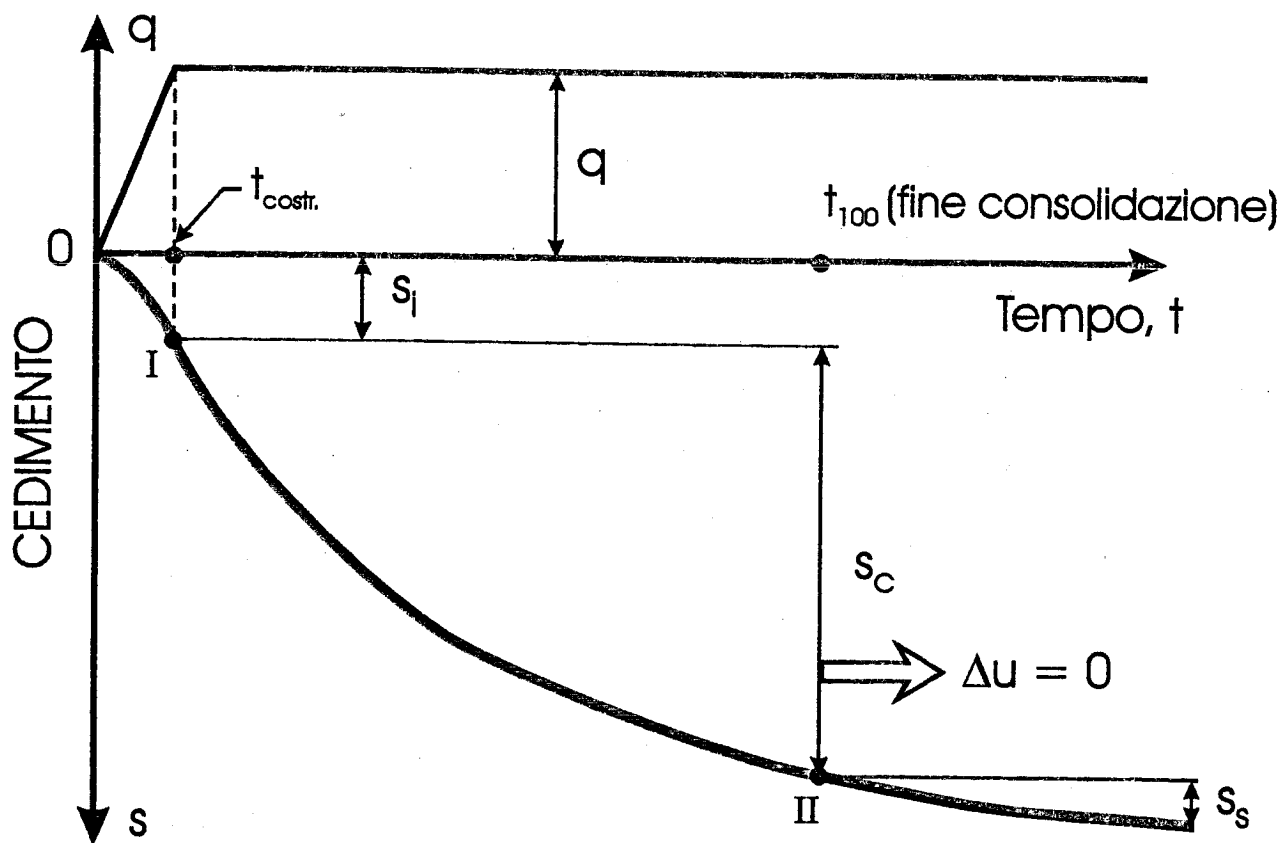
ANALISI DEI CEDIMENTI

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

CEDIMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI APPROCCI INGEGNERISTICI DISPONIBILI

1° ANALISI MONODIMENSIONALE CONVENZIONALE

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

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'

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

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

U = grado di consolidazione dalla teoria di consolidazione tridimensionale

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 EDOMETRICO E CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE

CEDIMENTO EDOMETRICO:

$$s_{ed} = \int_0^{H_c} \frac{\Delta\sigma_v}{E_{ed}} dz$$

CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE:

$$s_c = \int_0^{H_c} \frac{\Delta u}{E_{ed}} dz$$

$$\Delta u = \Delta\sigma_h + A (\Delta\sigma_v - \Delta\sigma_h); \quad B = 1$$

Solo quando $A = 1$:

- $\Delta u = \Delta\sigma_v$
- $s_c = s_{ed}$

Pag. 1

CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE DAL CEDIMENTO EDOMETRICO

Skempton e Bjerrum, 1956

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

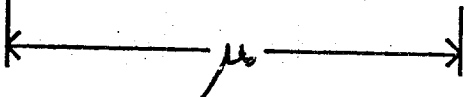
Riferendosi all'asse verticale sotto il baricentro di un'area di carico circolare:

$$\Delta u = \Delta \sigma_h + A (\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h)$$

Dividendo per $\Delta \sigma_v$:

$$\Delta u = \Delta \sigma_v \left[A + \frac{\Delta \sigma_h}{\Delta \sigma_v} (1 - A) \right]$$

$$s_c = \int_0^H \frac{1}{E_{ed}} \cdot \Delta \sigma_v \left[A + \frac{\Delta \sigma_h}{\Delta \sigma_v} (1 - A) \right] dz$$



CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE DAL CEDIMENTO EDOMETRICO

Skempton e Bjerrum, 1956

$$\mu = A + \alpha(1 - A)$$

TERRENO OMOGENEO:

$$\alpha = \frac{\int_0^{H_c} \Delta\sigma_h dz}{\int_0^{H_c} \Delta\sigma_v dz}$$

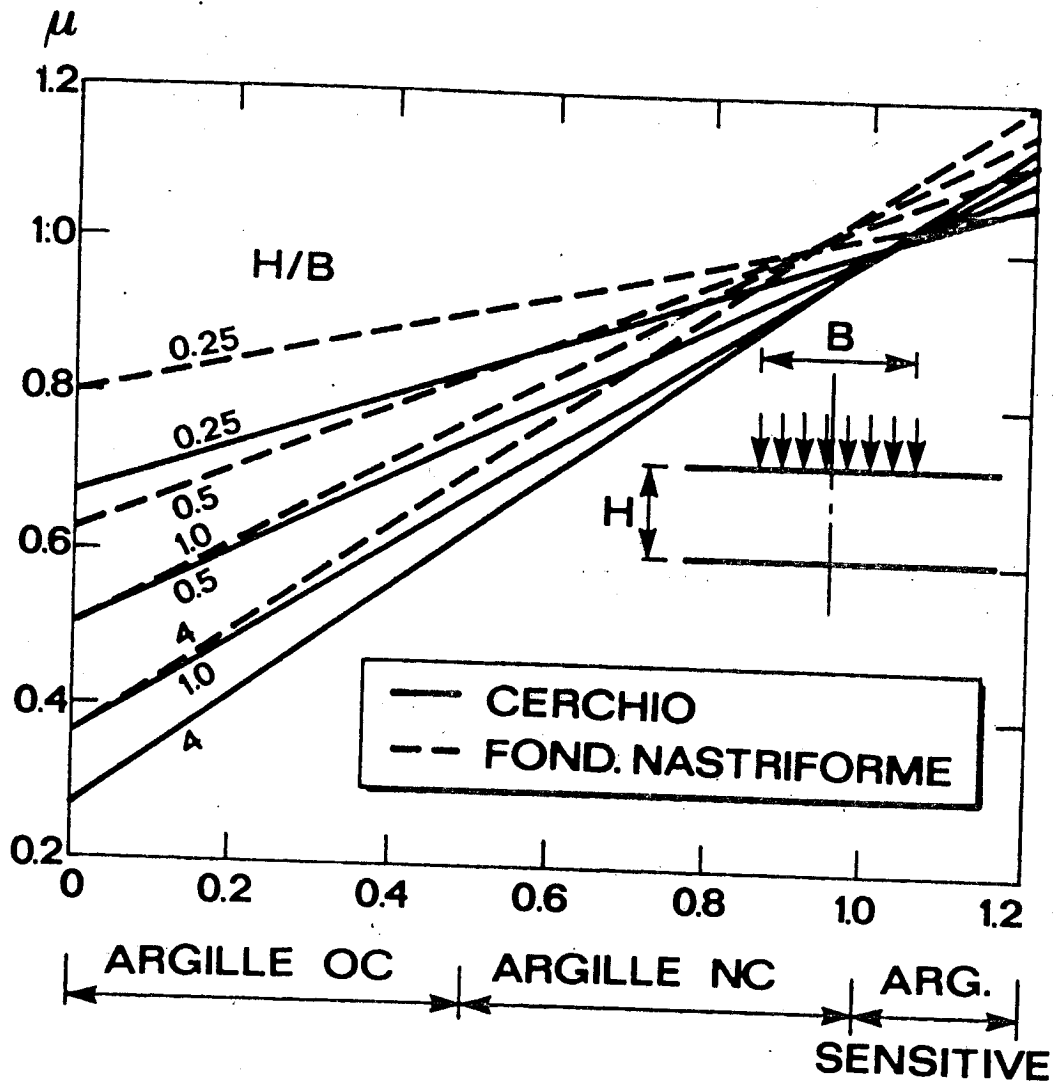
TERRENO STRATIFICATO:

$$\alpha = \frac{\int_0^n \Delta\sigma_h dz - \int_0^{n-1} \Delta\sigma_h dz}{\int_0^n \Delta\sigma_v dz - \int_0^{n-1} \Delta\sigma_v dz}$$

$\Delta\sigma_v$ e $\Delta\sigma_h$ dalla teoria dell'elasticità con $\nu=0.5$

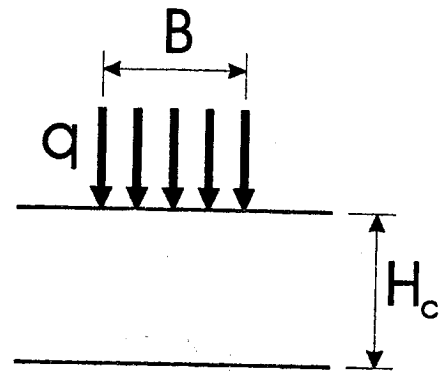
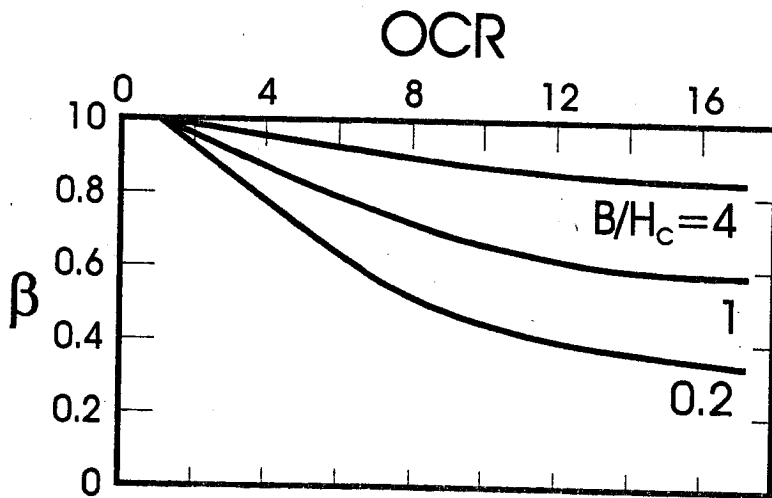
Valore di A dalla prova CK_U in corrispondenza
di:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{1}{F_s}$$



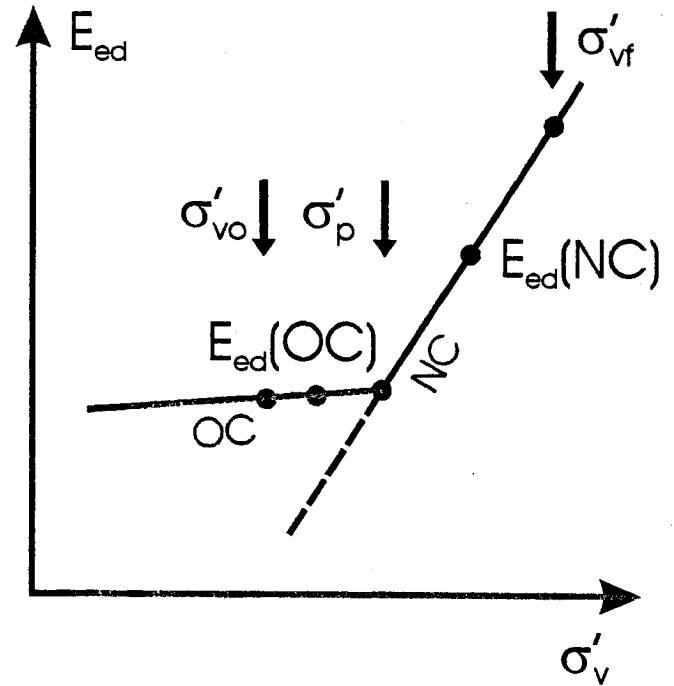
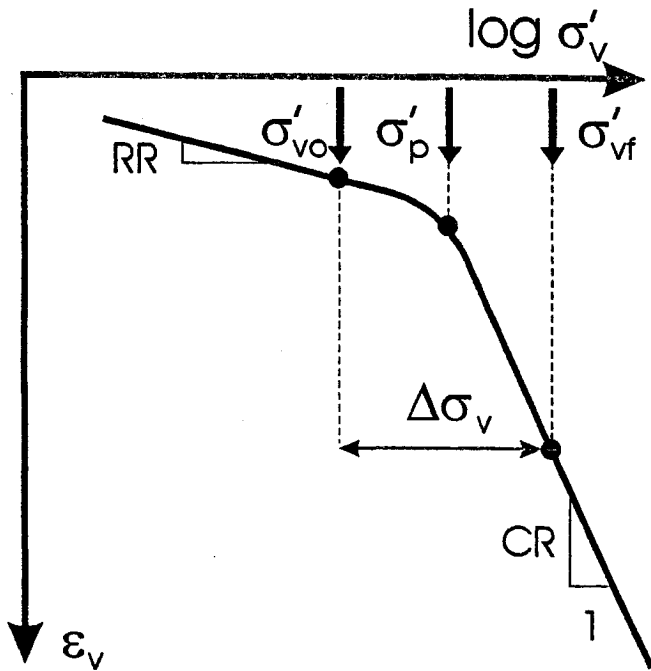
CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE IN ARGILLE SOVRACONSOLIDATE

$$s_c = \beta s_{ed} = \left[\begin{aligned} &= \beta RR \cdot H_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \\ &= \beta \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot H_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \end{aligned} \right.$$



ANALISI MONODIMENSIONALE CONVENZIONALE

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



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

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 EDOMETRICO

SIMONS E SOM 1970

ARGILLE NC

$$s_c = s_{ed}$$

$$s_t = 1.1 \cdot s_c$$

ARGILLE OC

$$s_t = s_{ed}$$

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

CALCOLO DEL CEDIMENTO SECONDARIO APPROCCIO CONVENZIONALE

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

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:

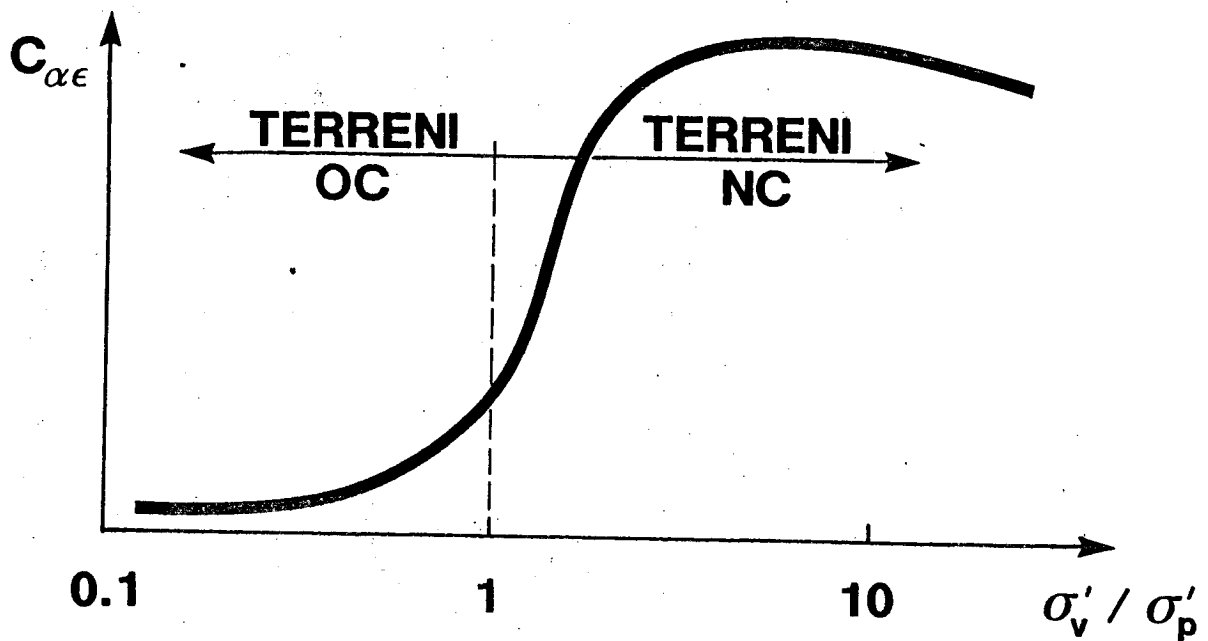
- IL CEDIMENTO SECONDARIO INIZIA DOPO L'ESAURIMENTO DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE
- PER I VALORI DI $t > t_{100}$, $C_{\alpha e}$ ($C_{\alpha\varepsilon}$) RIMANE COSTANTE
- IL VALORE DI $C_{\alpha e}$ ($C_{\alpha\varepsilon}$) E' INDIPENDENTE:
 - DALLO SPESSORE DELLO STRATO COMPRESSIBILE H_a
 - DAL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

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

CEDIMENTO SECONDARIO

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

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



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

VALORI TIPICI DI $C_{\alpha e}/C_c$ PER GEOMATERIALI

Mesri(1987), Terzaghi et al (1996)

MATERIALE	$C_{\alpha e}/C_c$
SABBIE E GHIAIE	0.02 ± 0.01
LIMI E ARGILLE (INORGANICHE)	0.04 ± 0.01
LIMI E ARGILLE (ORGANICHE)	0.05 ± 0.01
TORBE	0.06 ± 0.01

- APPLICABILI ANCHE NEL TRATTO DI RICOMPRESSIONE, SOSTITUENDO C_c CON C_r
- NEI MATERIALI STRUTTURATI $C_c \neq$ COSTANTE
- RIFERIRSI AL VALORE DI C_c TANGENTE

CEDIMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

3° - TEORIA DELL'ELASTICITA'

TERRENO UNIFORME

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

TERRENO STRATIFICATO

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

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

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

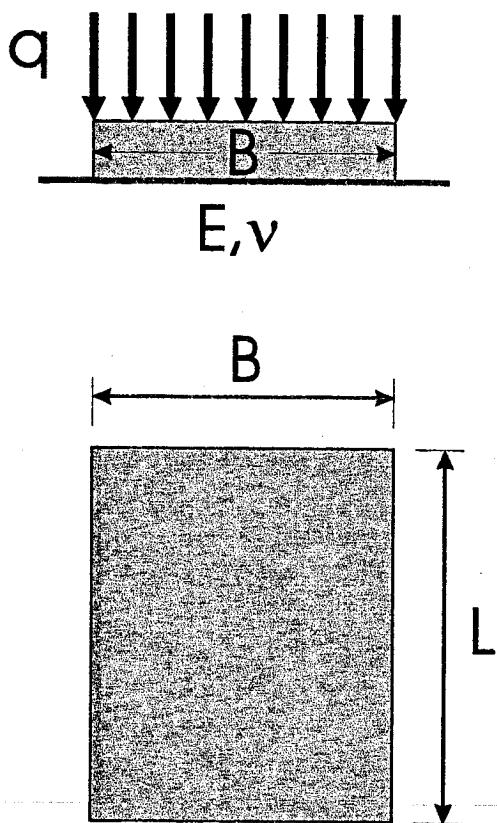
- MEZZO ELASTICO-LINEARE ISOTROPO ED INDEFINITO:
 - ▶ costanti elastiche (E, ν) indipendenti dal livello delle tensioni e dal luogo considerato
 - ▶ spessore dello strato deformabile H_0 infinito
- AREA DI CARICO FLESSIBILE, $E_f = J_f = 0$
- AREA DI CARICO SUPERFICIALE ($z_f = 0$)

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)

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

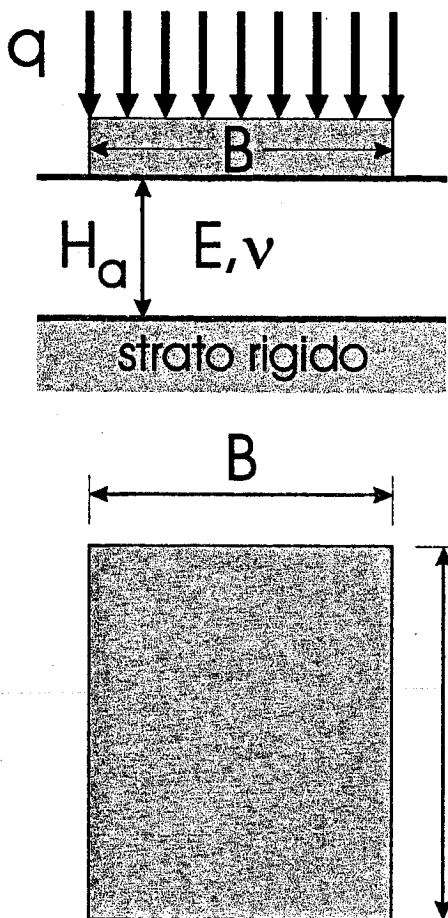


FORMA DELLA FONDAZIONE	COEFFICIENTE DI INFLUENZA I_s		
	FLESSIBILE $K_f < 0.1$		RIGIDA $K_f > 10$
	CENTRO	MEDIO	
CERCHIO	1.0	0.85	0.79
$L/B=1$	1.12	0.95	0.88
1.5	1.36	1.15	1.08
2	1.53	1.30	1.22
3	1.78	1.53	1.44
4	1.96	1.70	1.61
5	2.10	1.83	1.72
10	2.53	2.25	2.12

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

Tsytoich (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:

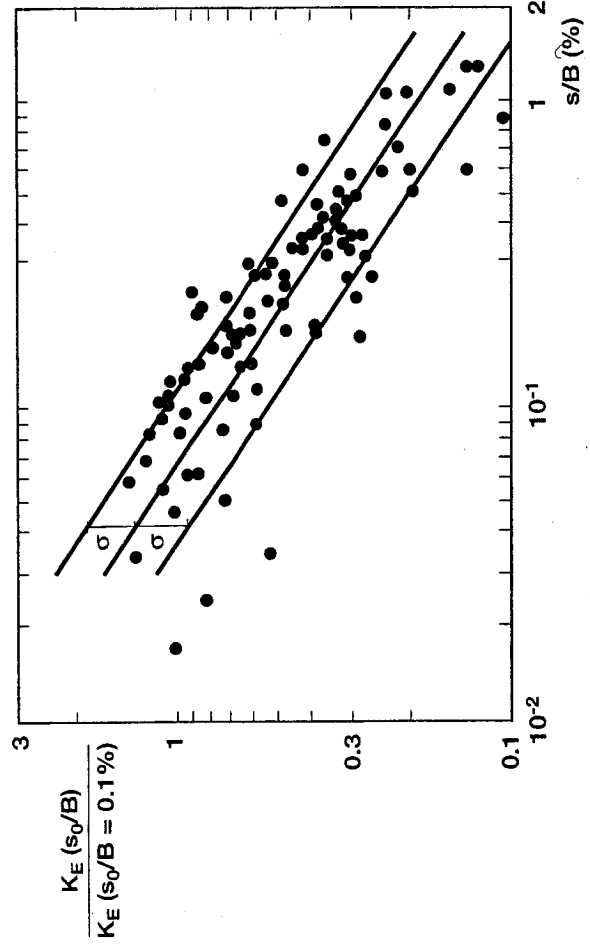
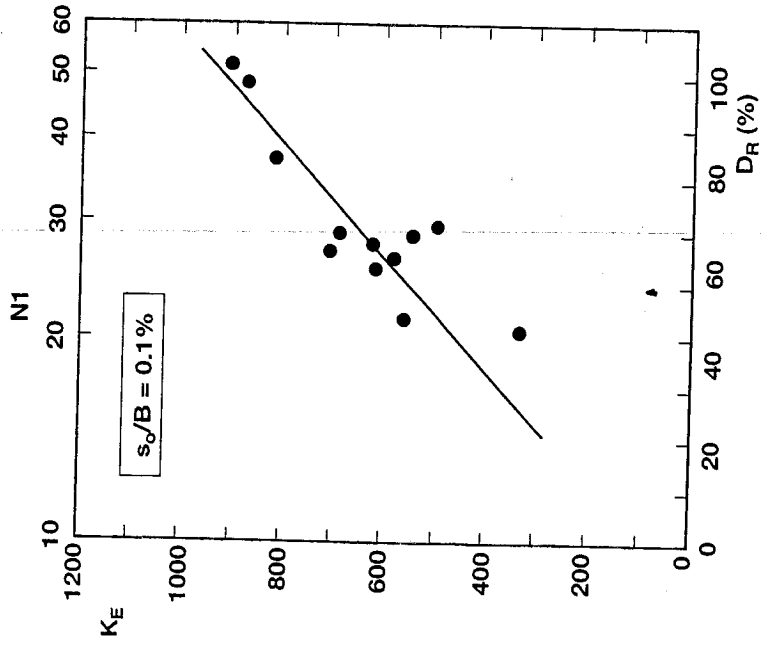
$$E_m = f\left(\frac{s}{B}\right)$$

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

CEDIMENTO METODO ELASTICO

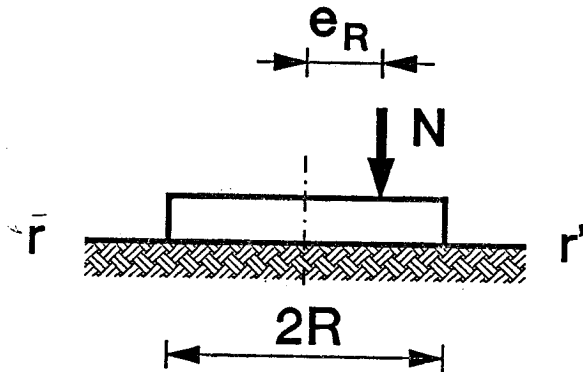
NON LINEARITA' (BERARDI E LANCELLOTTA 1991)

$$E' = K_E \left(\frac{\sigma'_{v0} + 0.5 \cdot \Delta\sigma'_v}{p_a} \right)^{0.5}$$



**ROTAZIONE DELLE FONDAZIONI CIRCOLARI
RIGIDE POGGIANTI SUL SEMISPAZIO ELASTICO***

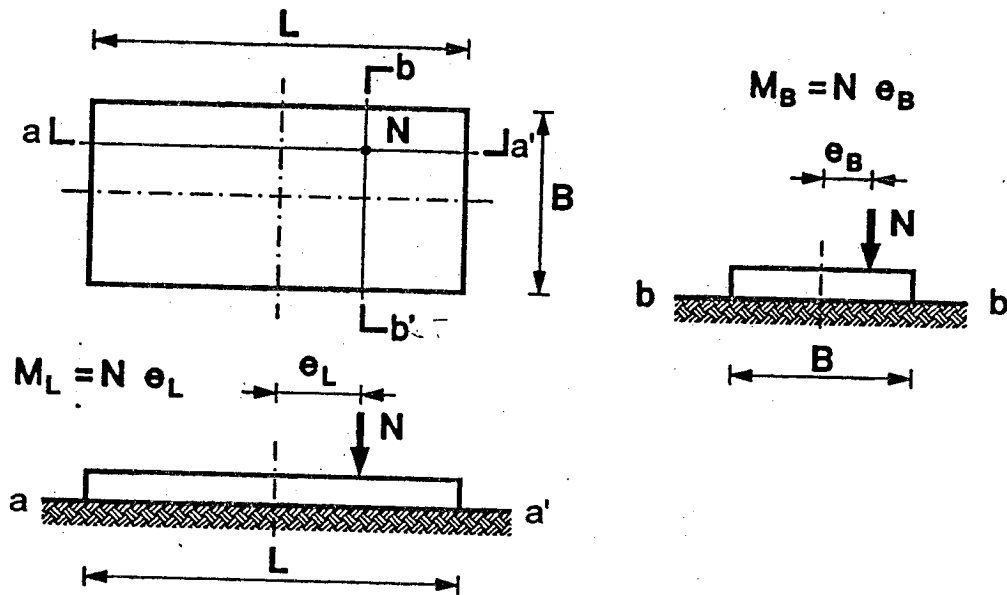
$$M_R = N e_R$$



$$\tan\theta = 3 \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{M_R}{R^3}$$

(*) TEORIA DI BOUSSINESQ

ROTAZIONE DELLE FONDAZIONI RETTANGOLARI RIGIDE POGGIANTI SUL SEMISPAZIO ELASTICO*



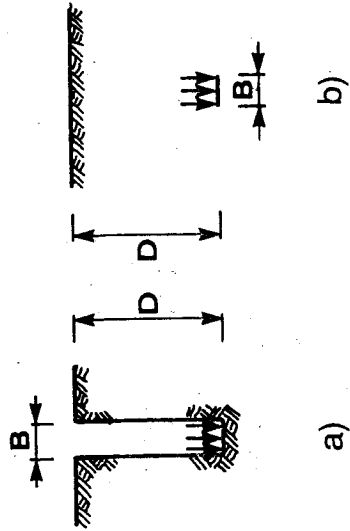
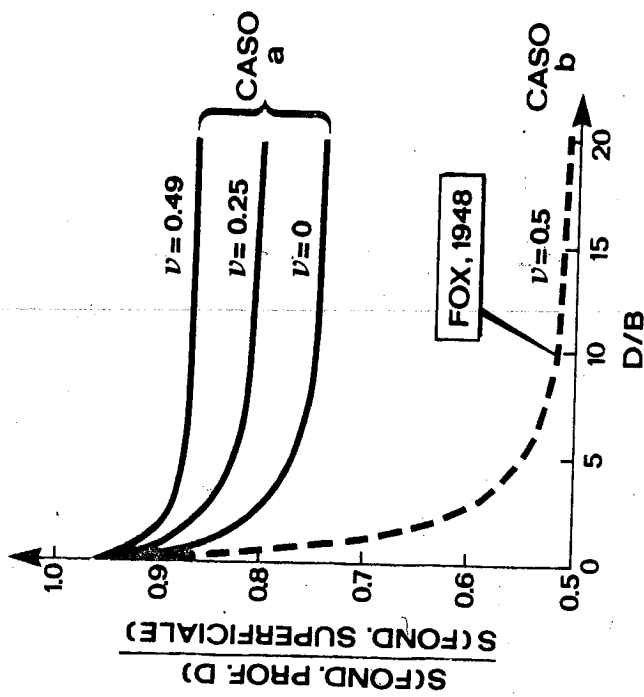
$$\tan \vartheta_L = K_L \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{8M_L}{L^3}$$

$$\tan \vartheta_B = K_B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{8M_B}{B^3}$$

L/B	1	2	5	10
K_L	0.57	0.96	1.62	2.24
K_B	0.57	0.32	0.14	0.07

(*) Teoria di Boussinesq.

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

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

RIGIDEZZA RELATIVA DELLE FONDAZIONI POGGIANTI SUL SEMISPAZIO ELASTICO

FONDAZIONE CIRCOLARE

$$I_{RR} = 3 \frac{(1-\nu_F^2)}{(1-\nu_T^2)} \cdot \frac{E_T}{E_F} \cdot \frac{R^3}{h^3} \rightarrow \begin{cases} \text{Infinit. rigida: } I_{RR} \leq 0.5 \\ \text{Rigidezza finita: } 0.5 \leq I_{RR} \leq 10 \\ \text{Flessibile: } I_{RR} > 10 \end{cases}$$

FONDAZIONE RETTANGOLARE

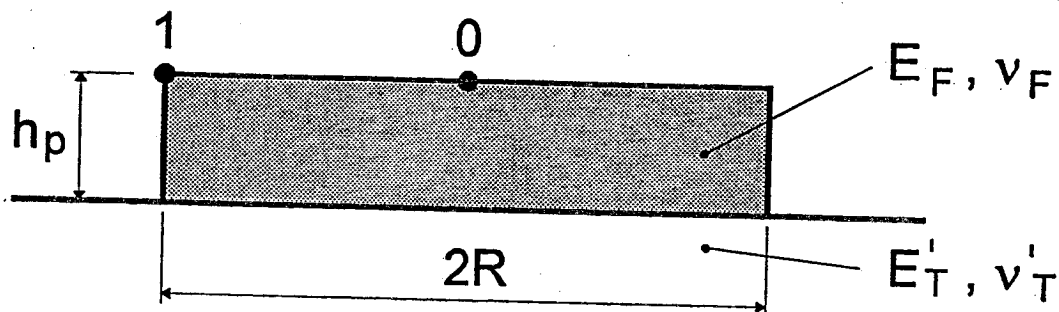
$$I_{RR} = \frac{(1-\nu_F^2)}{(1-\nu_T^2)} \cdot \frac{E_T}{E_F} \cdot \frac{4.7L^2B}{h^3} \rightarrow \text{Infinit. rigida: } I_{RR} \leq \frac{4}{\alpha}; \quad \alpha = \frac{L}{B}$$

TRAVE DI FONDAZIONE

$$I_{RR}(t) = \frac{(1-\nu_F^2)}{(1-\nu_T^2)} \cdot \frac{E_T}{E_F} \cdot \frac{3\pi B^3}{8h^3} \rightarrow \text{Infinit. rigida: } I_{RR}(t) \leq 1$$

$$I_{RR}(l) = \frac{1}{(1-\nu_T^2)} \cdot \frac{E_T}{E_F} \cdot \frac{\pi \cdot L^3 B}{32J} \rightarrow \text{Infinit. rigida: } I_{RR}(l) \leq 1$$

INFLESSIONI DI UNA PIASTRA CIRCOLARE POGGIANTE SUL SEMISPAZIO ELASTICO ED ISOTROPO



$$I_{RR} = 3 \cdot \frac{1 - \nu_F^2}{1 - \nu_T'^2} \cdot \frac{E_T'}{E_F} \cdot \frac{R^3}{h^3}$$

h_p (cm)	I_{RR} (-)	s_0 (cm)	s_1 (cm)	note
93.1	0.5	3.78	3.70	infinitamente rigida $s_0 \cong s_1$
73.9	1	3.82	3.68	
58.7	2	3.89	3.64	} rigidezza finita
51.3	3	3.96	3.60	
43.2	5	4.09	3.55	
34.3	10	4.28	3.46	
23.8	30	4.46	3.32	} $s_1/s_0 = 0.64$
0	∞	4.56	2.89	

$$E_F = 2 \cdot 10^5 \text{ bar} ; \quad E_T' = 200 \text{ bar}$$

$$\nu_F = 0.16 ; \quad \nu_T' = 0.30$$

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

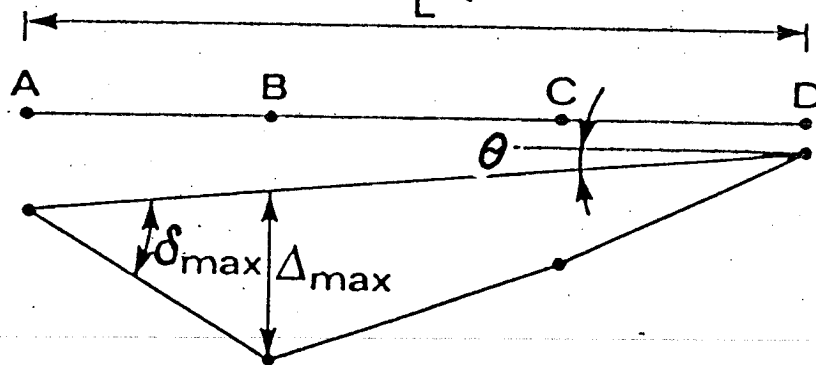
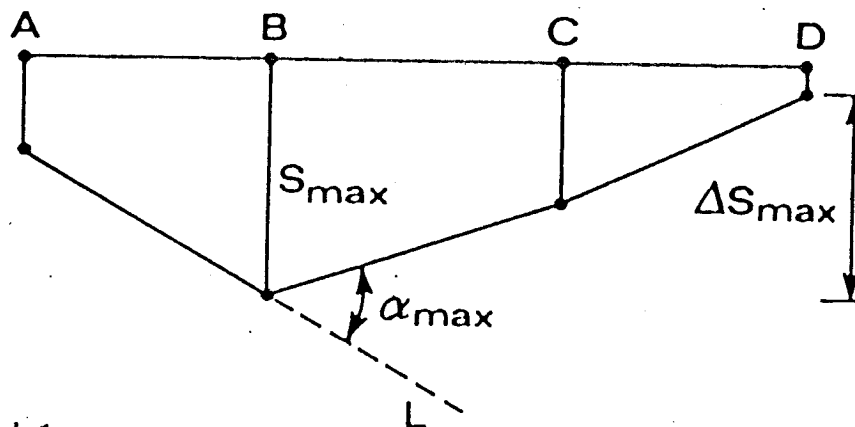
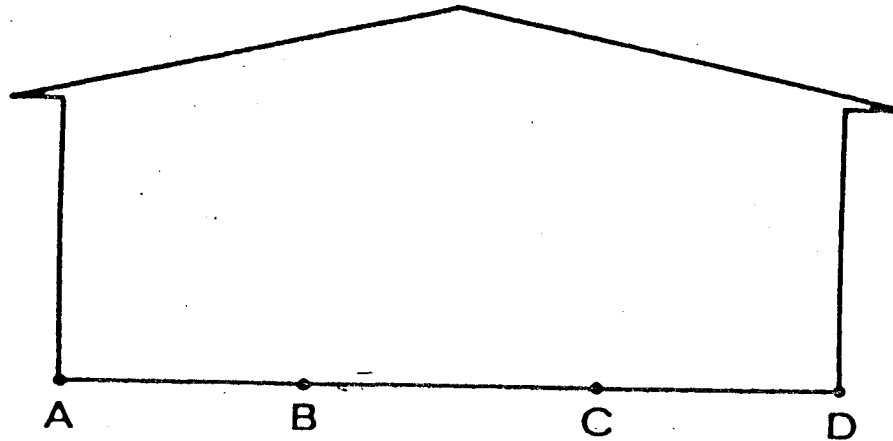
$$I_C = (1.706 \pm SD) / N_{AV}^{1.4}$$

$$f_H = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right) \quad f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2 \quad f_t = (1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3})$$

t = tempo espresso in anni

$$R_3 = 0.3 - 0.7$$

$$R = 0.2 - 0.8$$



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

ROTAZIONI RELATIVE AMMISSIBILI DELLE STRUTTURE

- STRUTTURE ISOSTATICHE, MURI DI SOSTEGNO ----- 1/150
- TELAI APERTI 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 TAMPONAMENTI ----- 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.