Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Problemi Strutturali dell'Edilizia Storica

RICHIAMI DI TECNICA DELLE FONDAZIONI

Prof. Ing. Natalino Gattesco

BIBLIOGRAFIA

Bowles J. E., “Fondazioni – Progetto e Analisi”, Mc. Graw-Hill Libri Italia srl.

Lancellotta R., Calavera J., «Fondazioni», Mc. Graw-Hill Libri Italia srl.

INTRODUZIONE FONDAZIONI

Le soprastrutture trasmettono al terreno i carichi cui sono soggette mediante opportune strutture di fondazione, che si dividono in

FONDAZIONI SUPERFICIALI (o dirette)

- **A plinto, a travi rovesce, a platea, a nastro**
- **Profondità fondazione D inferiore alla larghezza B (D<B)**
- **Attrito laterale trascurabile**

FONDAZIONI PROFONDE (o indirette)

- **pali, diaframmi**
- **Profondità fondazione D molto maggiore della larghezza B (D>>B)**
- **Attrito laterale molto importante**

CAPACITA' PORTANTE

La **capacità portante** di una fondazione corrisponde con il carico che è in grado di trasmettere al terreno

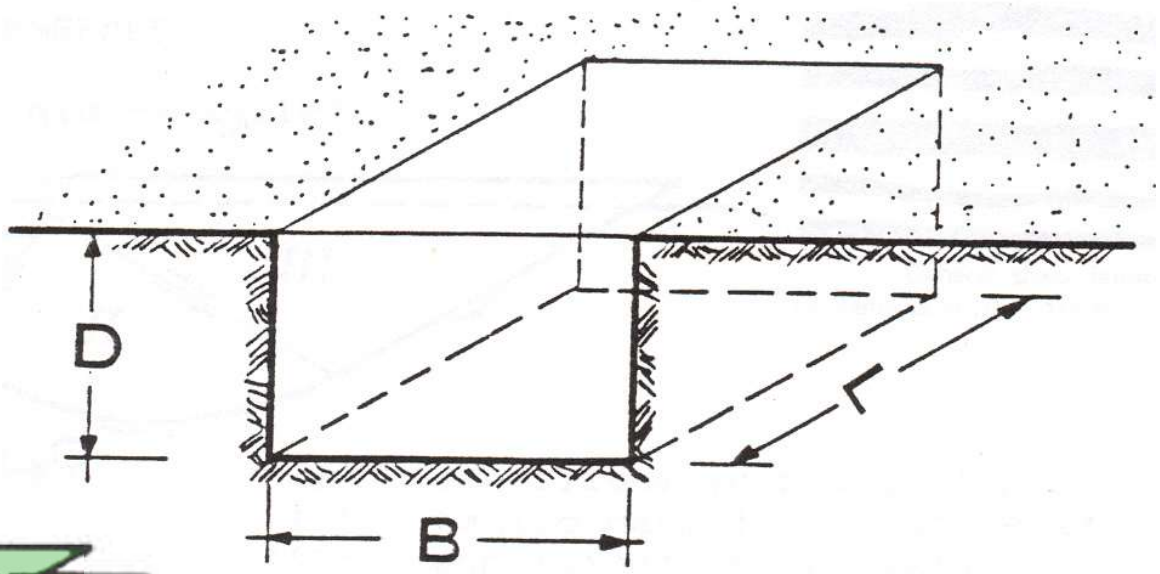
- **senza che il terreno si rompa**
- **in modo che i cedimenti siano tollerati dalla costruzione**, cioè siano compatibili con l'integrità della soprastruttura (distorsioni) e con la funzionalità della costruzione (cedimenti differ. e assoluti)

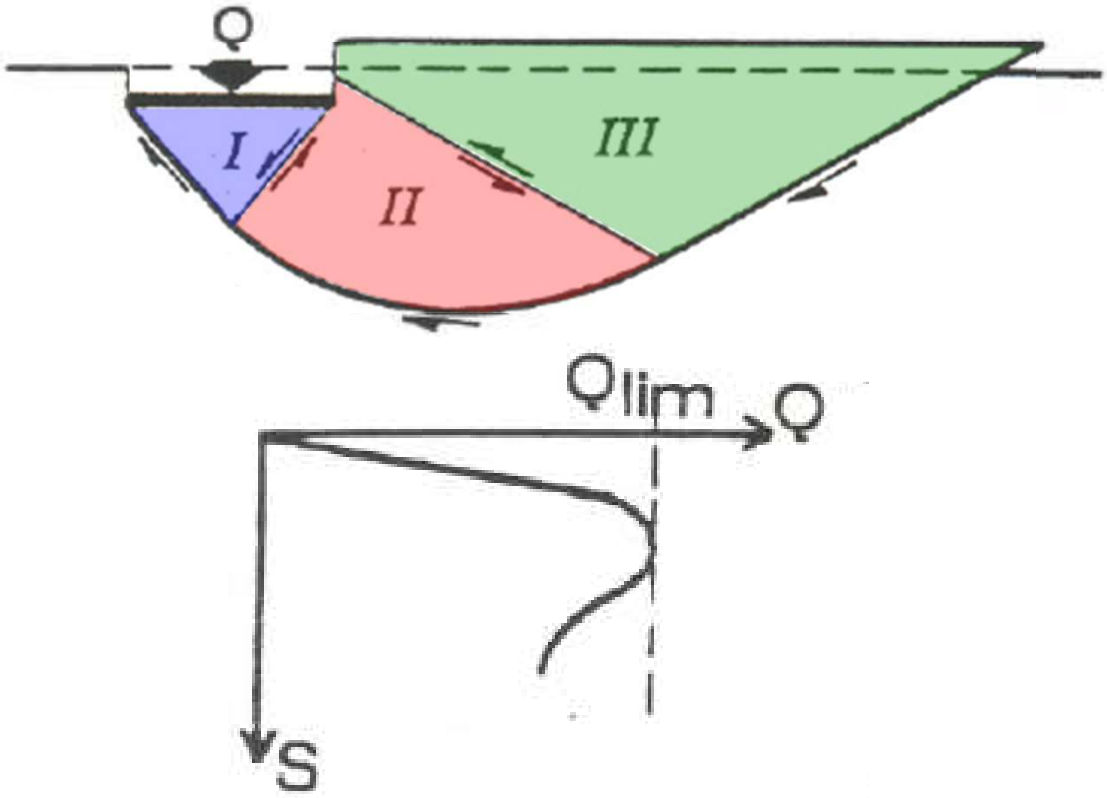
La **capacità portante** di una fondazione dipende dalla geometria della fondazione stessa, quindi, **non è un parametro intrinseco del terreno** ma descrive una condizione di **compatibilità tra terreno e struttura**.

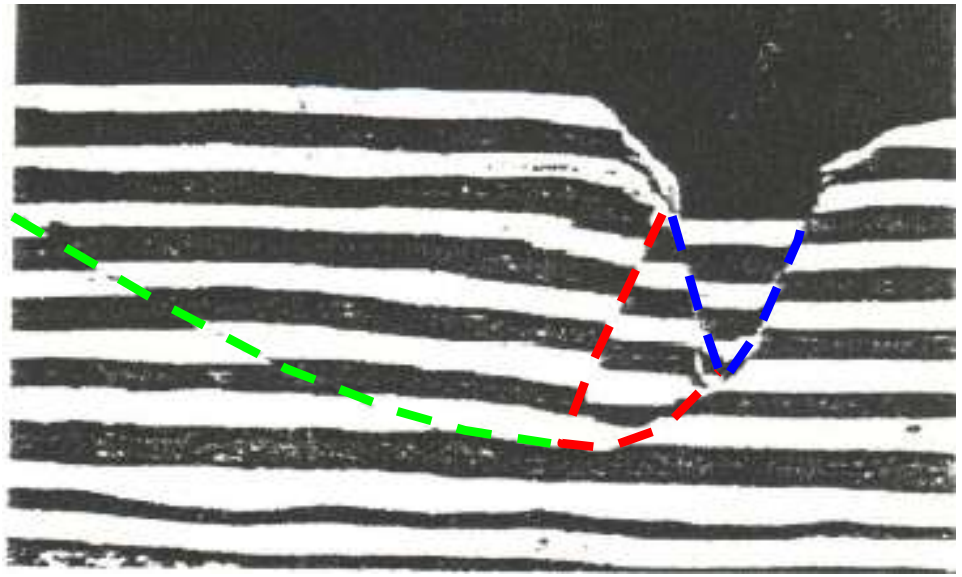
FONDAZIONI SUPERFICIALI

MECCANISMI DI ROTTURA:

Rottura generale





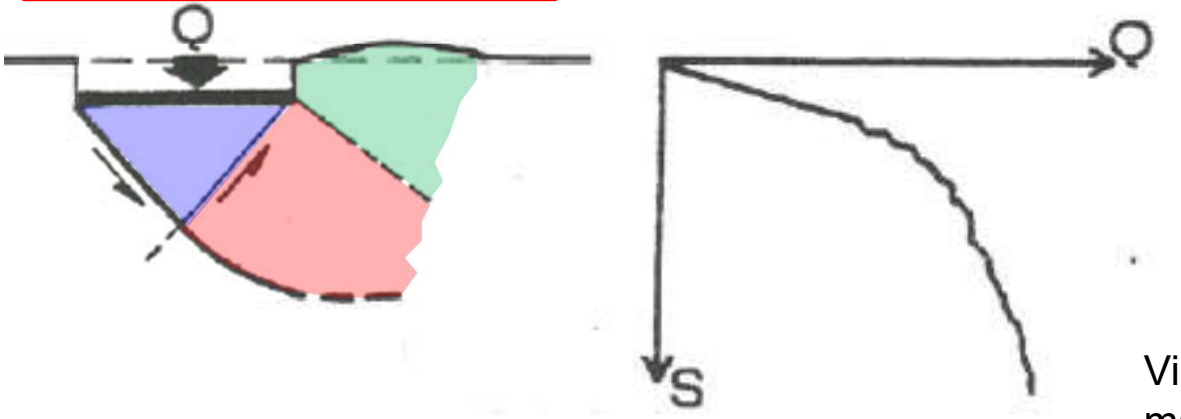


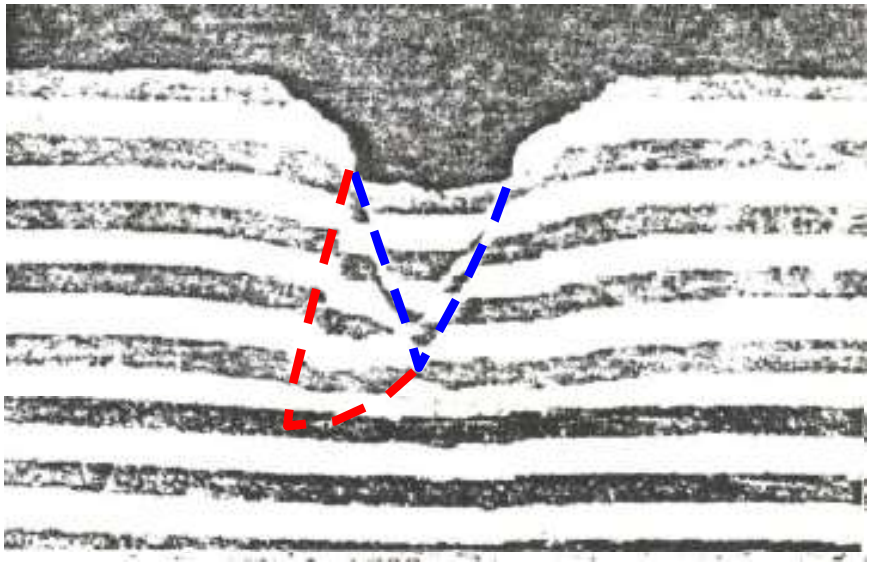
Vista rottura generale suolo di fondazione in sabbia densa (Dr=100%) (De Beer e Vesic, 1958)

FONDAZIONI SUPERFICIALI

MECCANISMI DI ROTTURA:

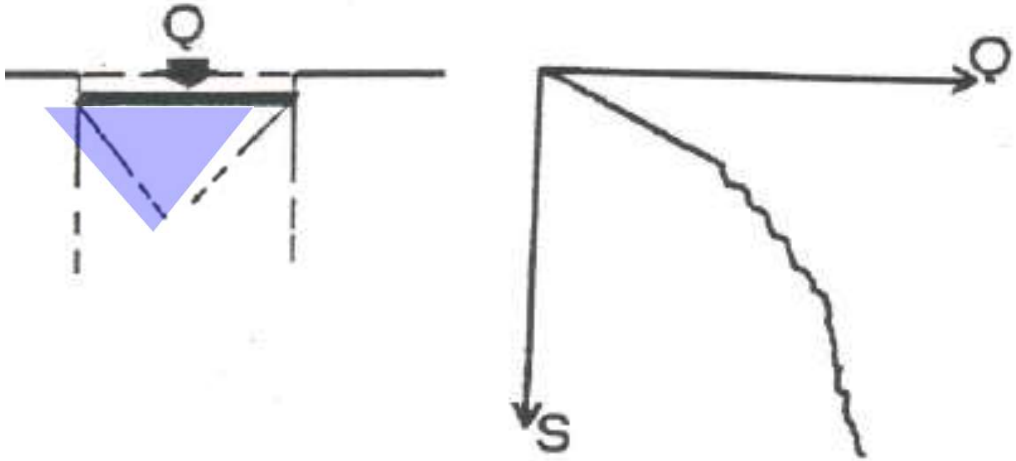
Rottura locale

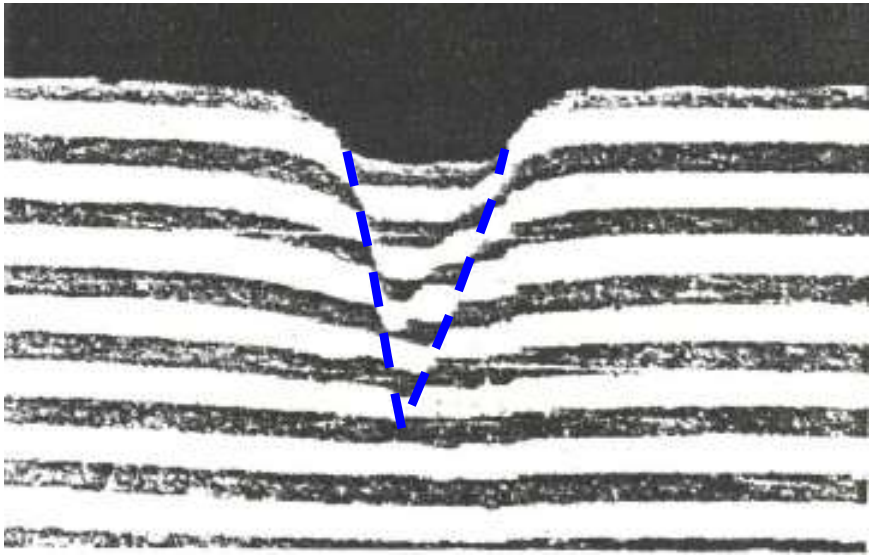




Vista rottura locale suolo di fondazione in sabbia mediam- densa (Dr=47%) (De Beer e Vesic, 1958)

Punzonamento





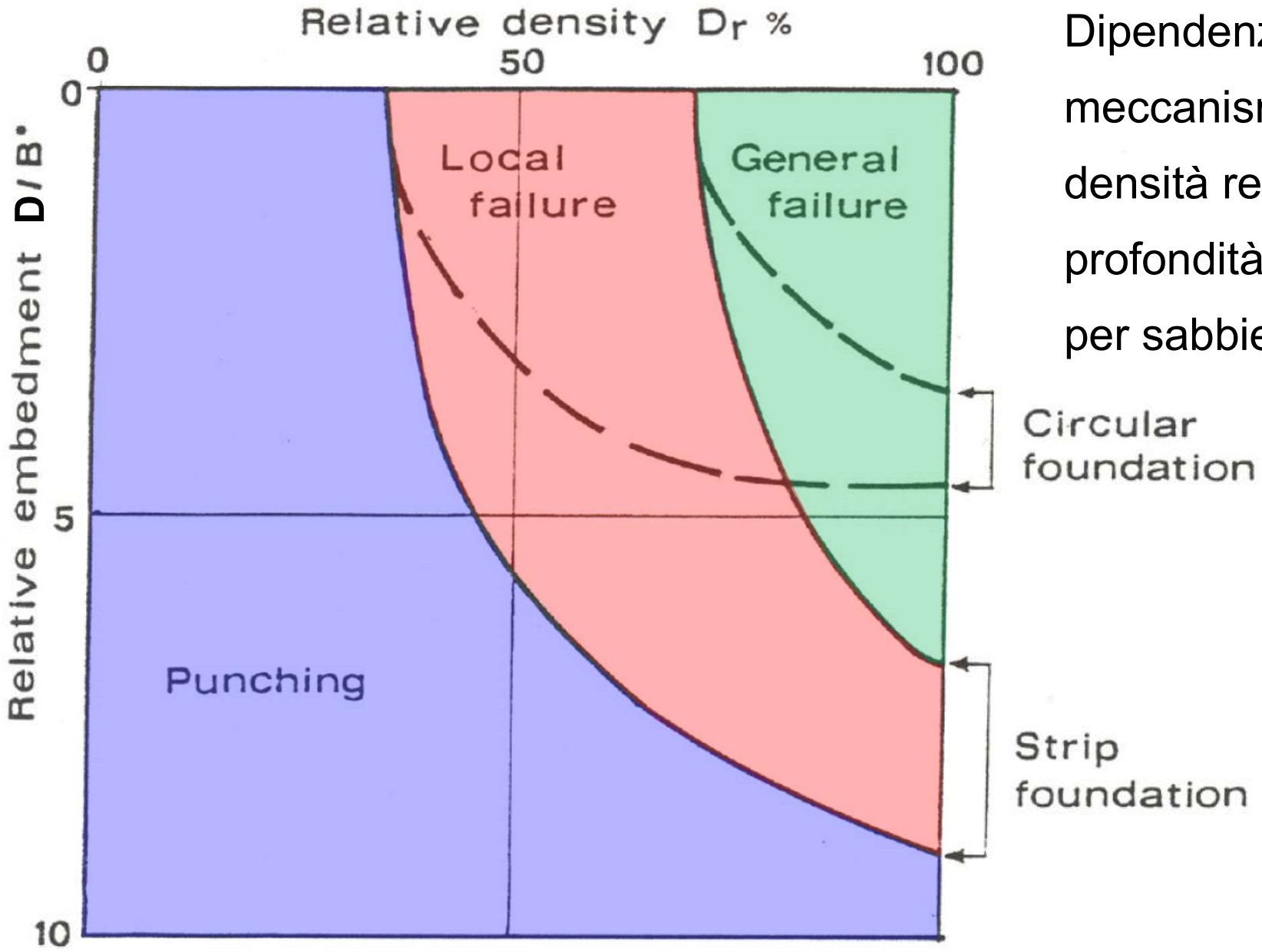
Vista rottura per punzonamento suolo di fondaz. in sabbia sciolta (Dr=15%) (De Beer e Vesic, 1958)

MECCANISMO DI ROTTURA

Il meccanismo di rottura dipende da:

- Densità relativa D_r
  - D_r minore → punzonamento
  - D_r maggiore → rottura generale
- Profondità D
  - Maggiore profondità → punzonamento
- Stratificazione
  - Terreno denso di poco spessore sopra strato compressibile → punzonamento
- Velocità di carico
  - Alta → rottura generale (senza def. Volumica)
  - Bassa → punzonamento (con def. Volumica)

DENSITA' RELATIVA



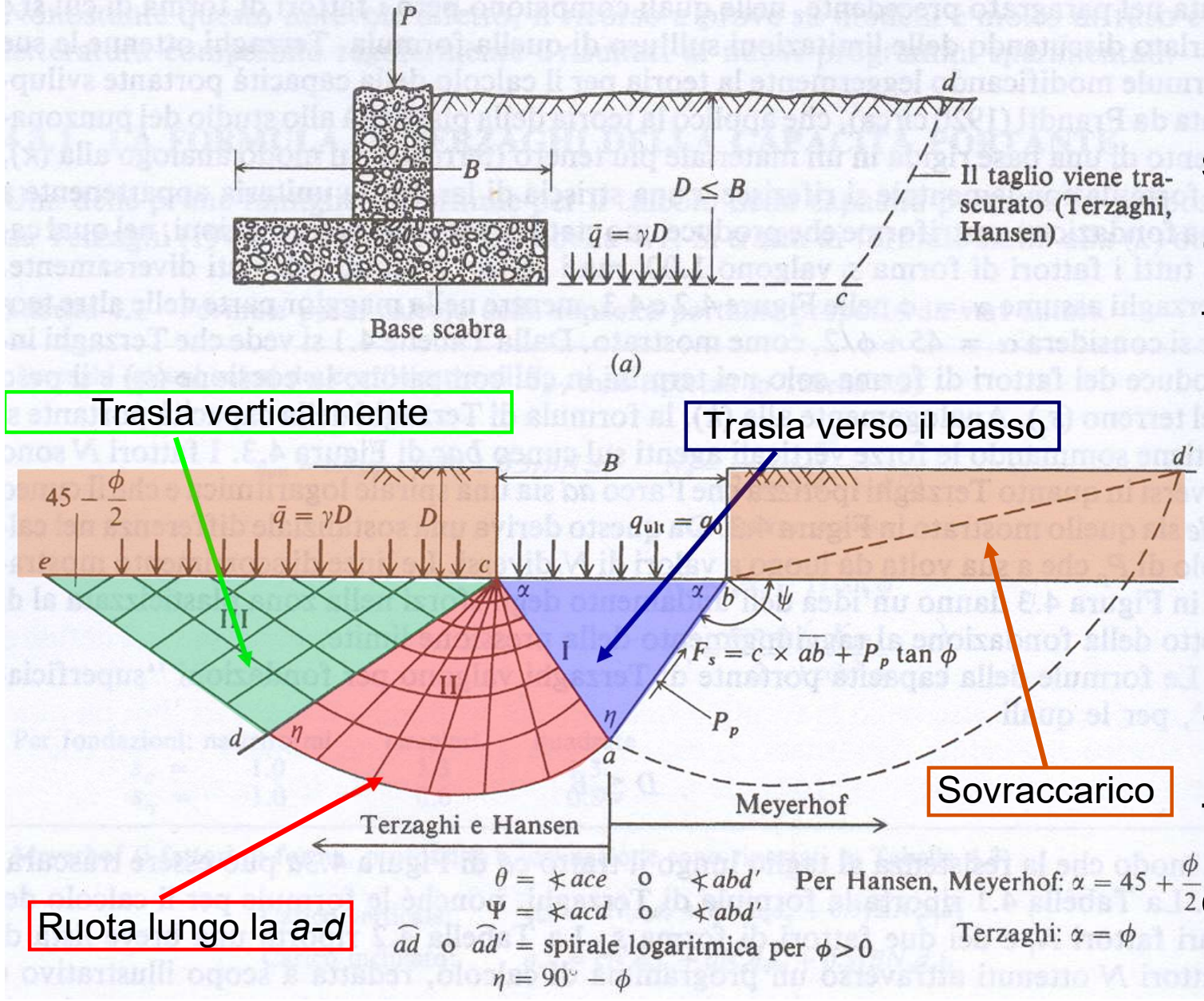
Dipendenza del meccanismo di rottura da densità relativa D_r e profondità relativa D/B* per sabbie (Vesic, 1973)

$B^* = B$ per fondazioni circolari o quadrate

$B^* = \frac{2BL}{B+L}$ per fondazioni rettangolari

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Una delle formule per la capacità portante è quella di Terzaghi (1943).



Derivata dalla teoria sviluppata da Prandtl (1920) usando la teoria della plasticità, per analizzare il punzonamento di una base rigida sopra un materiale soffice (suolo).

Terzaghi introdusse dei fattori di forma.

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Terzaghi (alcuni valori dei coefficienti e di $K_{p\gamma}$ sono riportati in Tabella 4.2)

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Coesione agente lungo la superficie di scorrimento

Sovraccarico applicato a lato della fondazione

Peso del terreno all'interno della superficie di scorrimento

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

Per fondazioni:	nastriformi	circolari	quadrate
s_c =	1.0	1.3	1.3
s_γ =	1.0	0.6	0.8

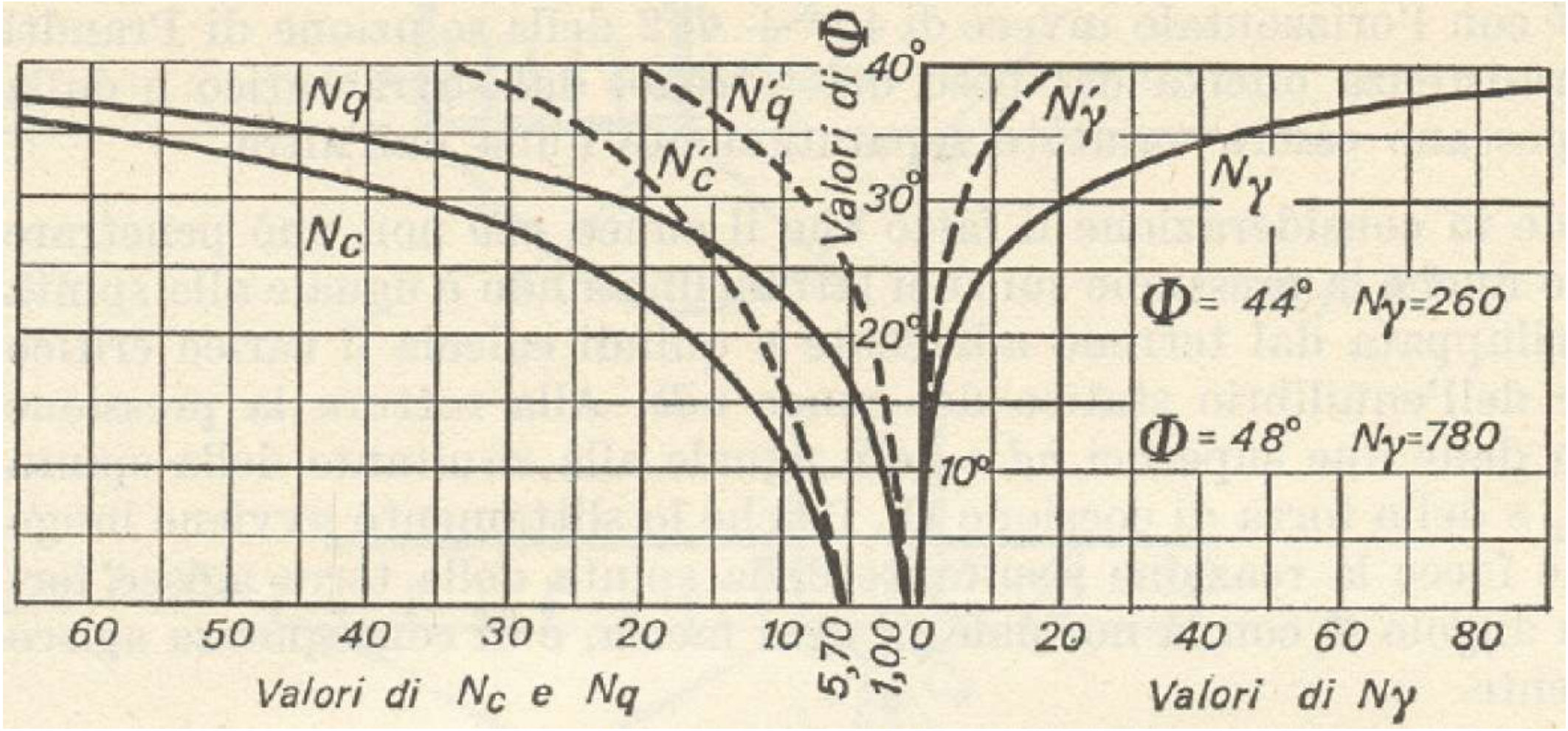
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Tabella 4.2 Coefficienti di portata che compaiono nella formula di Terzaghi. I valori di N_γ corrispondenti a $\phi = 34°$ e $48°$ sono quelli originariamente calcolati da Terzaghi, usati per risalire a $K_{p\gamma}$

ϕ, gradi	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7[1]	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Valori dei coefficienti N_c, N_q, N_γ espressi in funzione di ϕ. (Terzaghi)



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Meyerhof (i fattori di forma, profondità e inclinazione sono riportati in Tabella 4.3)

Carico verticale: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q} N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

Carico inclinato: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q} N_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Hansen (i fattori di forma, profondità, ecc., sono riportati in Tabella 4.5)

Caso generale: $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

Se $\phi = 0$

usare $q_{ult}\, 5.14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$

N_q = come per la formula di Meyerhof (vedi sopra)
N_c = come per la formula di Meyerhof (vedi sopra)
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$

Vesić (i fattori di forma, profondità, ecc., sono riportati in Tabella 4.5)
Usare le formule di Hansen sopra riportate, con

N_q = come per la formula di Meyerhof (vedi sopra)
N_c = come per la formula di Meyerhof (vedi sopra)
$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Tabella 4.4 Coefficienti di portata che compaiono nelle formule di Meyerhof, Hansen e Vesić per il calcolo della capacità portante.
Si noti che N_c e N_q sono gli stessi per tutte e tre le formule; l'autore è contraddistinto dall'indice di N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

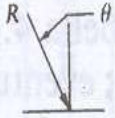
FATTORI DI FORMA

B = larghezza fondazione

D = profondità fondazione

L = lunghezza fondazione

Tabella 4.3 Fattori di forma, profondità e inclinazione che compaiono nella formula di Meyerhof per il calcolo della capacità portante (vedi Tabella 4.1).

Fattori di:	Valore	Per
Forma	$s_c = 1 + 0.2K_p\frac{B}{L}$	qualsiasi ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p\frac{B}{L}$	$\phi > 10°$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profondità	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	qualsiasi ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclinazione	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)^2$	qualsiasi ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Dove:
$K_p = \tan^2(45° + \phi/2)$ come in Figura 4.2
θ è l'inclinazione della risultante sulla verticale, senza segno
B, L, D sono già stati definiti

Tabella 4.5 Fattori di forma, profondità, inclinazione del carico, inclinazione del terreno e inclinazione del piano di posa della fondazione che compaiono nelle formule per il calcolo della capacità portante di Hansen (1970) e Vesić (1973) (vedi Tabella 4.1). Le espressioni dei fattori valgono per entrambe le formule, tranne quelli contraddistinti dagli indici (H) e (V). Quando $\phi = 0$, si usino i fattori contraddistinti da un apice.

Fattori di forma

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastriformi

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$d_\gamma = 1.00$ per qualsiasi ϕ

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leqq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \text{ (rad)}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_{c(H)} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i'_{c(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \text{(Hansen e Vesić)}$$

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^m$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5 \quad (\eta > 0)$$

$$i_{\gamma(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^{m+1}$$

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad H \text{ parallelo a } B$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad H \text{ parallelo a } L$$

Nota: $i_q, i_\gamma > 0$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio)

$$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

per Vesić, usare $N_\gamma = -2 \sin \beta$ se $\phi = 0$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_{q(H)} = g_{\gamma(H)} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

$$g_{q(V)} = g_{\gamma(V)} = (1 - \tan \beta)^2$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

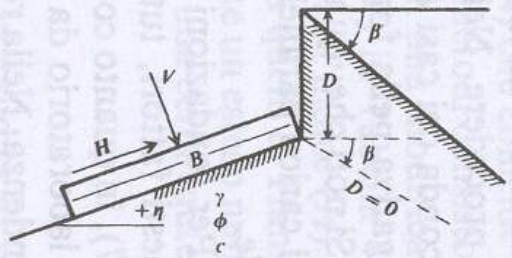
$$b_{q(H)} = \exp(-2\eta \tan \phi)$$

$$b_{\gamma(H)} = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$$

$$b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

Note: $\beta + \eta \leqq 90^\circ$

$\beta \leqq \phi$



Dove:
A_f è l'area efficace della fondazione (B' x L')
c_a è l'aderenza alla base, pari alla coesione o a una sua frazione propria
D è la profondità della fondazione nel terreno (da usarsi con B e non con B')
e_B, e_L rappresentano l'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione
H è la componente orizzontale del carico trasmesso dalla fondazione, con $H \leqq V \tan \delta + c_a A_f$
V è il carico verticale totale sulla fondazione
β è l'inclinazione del pendio, positiva se diretta verso il basso
δ è l'angolo d'attrito tra terreno e fondazione; per fondazioni in calcestruzzo, di solito si assume $\delta = \phi$
η è l'inclinazione del piano di fondazione sull'orizzontale, positiva verso l'alto come generalmente avviene

Regole generali:
1. Non usare s_i assieme a i_i.
2. Si può usare s_i assieme a d_i, g_i e b_i.
3. Se $L/B \leqq 2$, usare ϕ_{tr} (valore dell'angolo d'attrito in condizioni di sforzo triassiale)
   Se $L/B > 2$, usare $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17^\circ$ (valore dell'angolo di attrito in condizioni di deformazione piana)
   Se $\phi \leqq 34^\circ$ assumere $\phi_{ps} = \phi_{tr}$

CONFRONTO TEORICO-SPERIMENTALE

Tabella 4.6 Confronto fra valori della capacità portante teorici e sperimentali.[1]

Metodo di calcolo della capacità portante	Prova 1	2	3	4	5	6	7	8
	D = 0.0 m	0.5	0.5	0.5	0.4	0.5	0.0	0.3
	B = 0.5 m	0.5	0.5	1.0	0.71	0.71	0.71	0.71
	L = 2.0 m	2.0	2.0	1.0	0.71	0.71	0.71	0.71
	γ = 15.69 kN/m^3	16.38	17.06	17.06	17.65	17.65	17.06	17.06
	ϕ = 37° (38.5°)	35.5 (36.25)	38.5 (40.75)	38.5	22	25	20	20
	c = 6.37 kPa	3.92	7.8	7.8	12.75	14.7	9.8	9.8
Milovic (prove)			q_{ult}, kg/cm^2 =		4.1	5.5	2.2	2.6
Muhs (prove)	q_{ult} = 10.8 kg/cm^2	12.2	24.2	33.0				
Terzaghi	q_{ult} = 9.4*	9.2	22.9	19.7	4.3*	6.5*	2.5	2.9*
Meyerhof	8.2*	10.3	26.4	28.4	4.8	7.6	2.3	3.0
Hansen	7.2	9.8	23.7*	23.4	5.0	8.0	2.2*	3.1
Vesić	8.1	10.4*	25.1	24.7	5.1	8.2	2.3	3.2
Balla	14.0	15.3	35.8	33.0*	6.0	9.2	2.6	3.8

[1] Da Milovic (1965), ma tutti i risultati sono stati ricalcolati dall'autore, aggiungendo quelli di Vesić.

Note: 1. $\phi = \phi_{tr}$, valore triassiale; ( ) = valore modificato in base alla (2.44): $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17°$.
2. Valori arrotondati alla prima cifra decimale.
3. γ, c sono stati trasformati nei valori sopra riportati partendo dalle unità di misura originarie.
4. Tutti i valori sono stati calcolati col programma di calcolo B.31 (vedi l'Appendice B), che comprende sottoprogrammi per tutti i metodi citati. In tutti i casi si usa ϕ_{ps} se $L/B > 1$.
5. * = migliore stima → Terzaghi = 4; Hansen = 2; Vesić e Balla = 1 ciascuno.

FATTORE DI CORREZIONE PER Dr

La capacità portante di Terzaghi è stata ricavata sia per suoli densi con rottura generale, che per suoli sciolti con rottura locale.

In questo secondo caso egli ha proposto di ridurre la coesione e l'angolo di attrito di un terzo.

$$c' = \frac{2}{3}c \qquad \phi' = tan^{-1}\left(\frac{2}{3}tan\,\phi\right)$$

$$q_{ult} = c'N'_c s_c + \bar{q}N'_q + 0.5\gamma B N'_\gamma s_\gamma$$

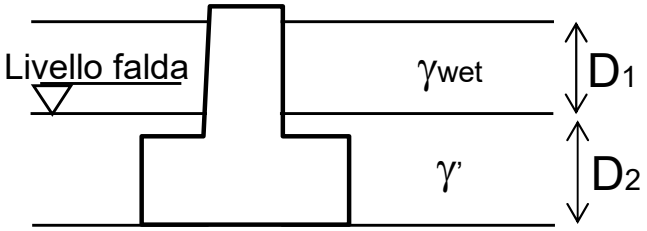
$$N'_q = \frac{e^{(0.75\pi - \phi'/2)tan\,\phi'}}{2cos^2(45 + \phi'/2)}$$

$$N'_c = (N'_q - 1)cot\,\phi'$$

$$N'_\gamma = \frac{tan\,\phi'}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{cos^2\,\phi'} - 1\right)$$

EFFETTO DEL LIVELLO DI FALDA

Se il livello di falda è superiore al piano di posa della fondazione bisognerà valutare il termine $\bar{q}$ nel seguente modo



Peso specifico acqua

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

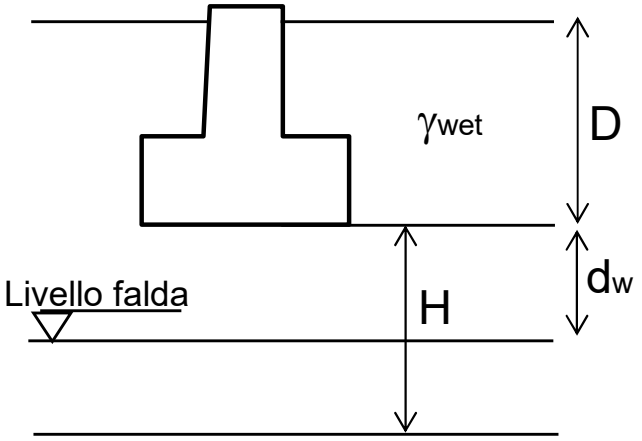
$$\bar{q} = \gamma_{wet} \cdot D_1 + \gamma' \cdot D_2$$

$$q_{ult} = \bar{q}\, N_q + 0.5\, \gamma'\, B\, N_\gamma\, s_\gamma$$

Quando la falda è al di sotto della fondazione ad una profondità superiore a *0.5 B tan(45+ϕ/2)* i suoi effetti sulla capacità portante possono essere trascurati.

EFFETTO DEL LIVELLO DI FALDA

Se invece il livello di falda è tra il piano di posa e *0.5 B tan(45+ϕ/2)* allora o si trascura il termine *0.5 γ B Nγ*, oppure si valuta un valore medio così



$$\gamma_e = (2H - d_w)\frac{d_w}{H^2}\,\gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2}(H - d_w)^2$$

$$H = 0.5\,B\,tan(45 + \phi/2)$$

$$q_{ult} = \overline{q}\,N_q + 0.5\,\gamma_e\,B\,N_\gamma\,s_\gamma$$

OSSERVAZIONI SU FONDAZ. SUPERF.

- Termine di coesione preponderante in suoli coesivi
- Termine di sovraccarico prevale in suoli incoerenti
- Il termine $0.5\,\gamma\,B\,N\gamma$ (*contributo dovuto al peso del terreno all'interno della superficie di scorrimento)* dà lievi incrementi di capacità portante soprattutto per valori di B < 3 m.
- Non si possono realizzare fondazioni appoggiate sulla superficie in suoli incoerenti (D = 0). (*capacità portante apprezzabile solo per platee)*
- Non si possono realizzare fondazioni su suoli incoerenti con D_r < 50%; bisogna prima compattarli.
- Le formule sono tutte di verifica, eccetto quella di Terzaghi, per cui nel progetto di una fondazione è necessario operare per tentativi.

ESEMPIO DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Suolo incoerente (c=0, ϕ>0)

Terzaghi

$$q_{ult} = \bar{q}\, N_q + 0.5\,\gamma\, B\, N_\gamma\, s_\gamma$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)tg\,\phi} = 5.998$$

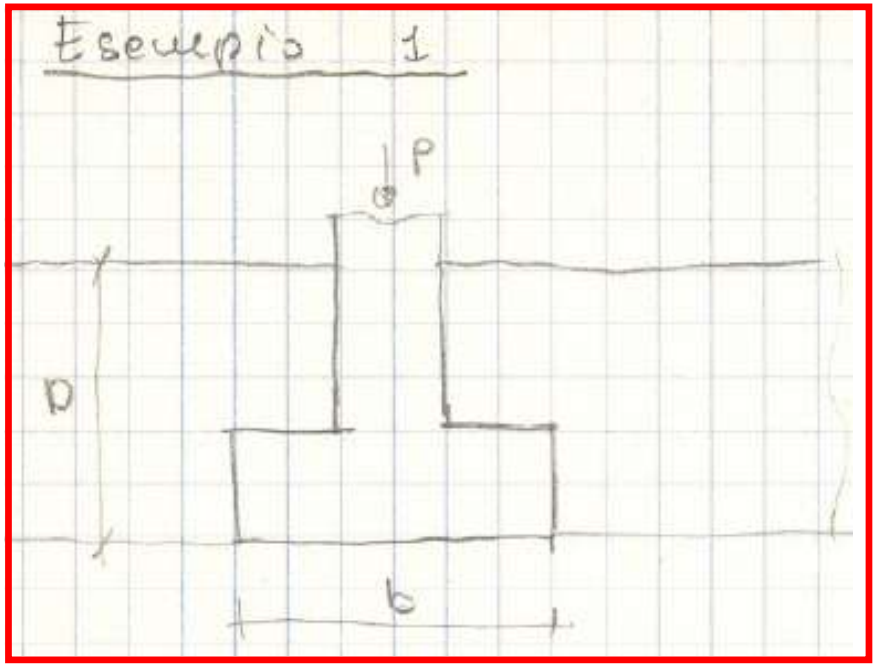
$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45+\phi/2)} = 108.75$$

$$K_{p\gamma} = 203.8 \qquad dalla\ Tabella$$

$$N_\gamma = \frac{tg\,\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right) = 165.68$$

$$\bar{q} = \gamma \cdot D = 8.5\ kN/m^2 \qquad s_\gamma = 0.8$$

$$q_{ult} = 924.37 + 563.31 = 1487.68\ kN/m^2 \quad (1.49\,MPa)$$



$B = 0.5\,m$

$L = 2.0\,m$

$D = 0.5\,m$

$\gamma = 17\,kN/m^3$

$\phi = 42°$

$c = 0.0\,kPa$

ESEMPIO DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Suolo incoerente (c=0, ϕ>0)

Meyerhof

$$q_{ult} = \bar{q}\, N_q\, s_q\, d_q + 0.5\,\gamma\, B\, N_\gamma\, s_\gamma\, d_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi\, tg\,\phi}\, tg^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 85.37$$

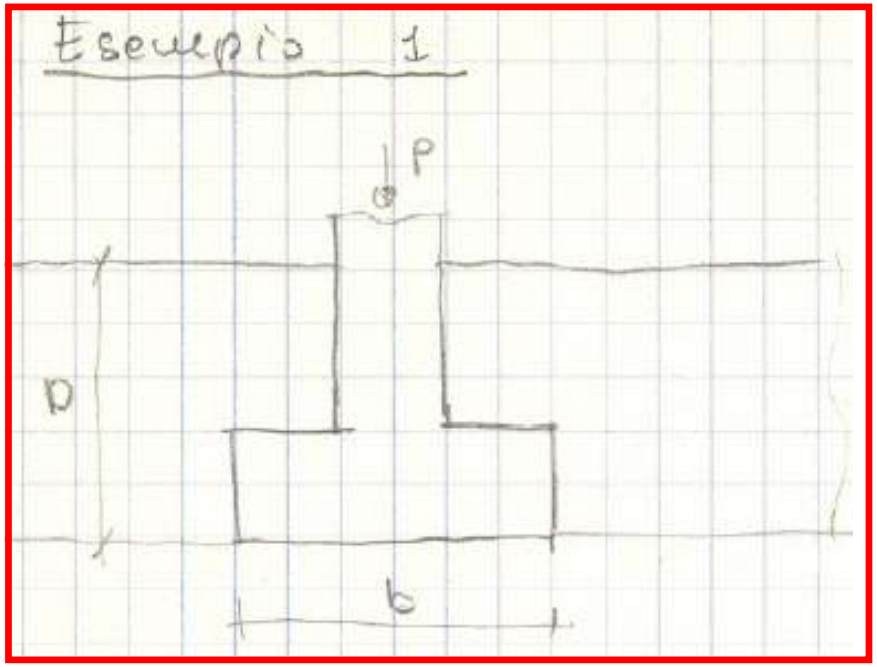
$$N_\gamma = (N_q - 1)\, tg\,(1.4\,\phi) = 139.31$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1\, K_p\, \frac{B}{L} = 1.126$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\, \frac{D}{B} = 1.224$$

$$\bar{q} = \gamma \cdot D = 8.5\ kN/m^2 \qquad K_p = tg^2(45 + \phi/2) = 5.045$$

$$q_{ult} = 1000.10 + 816.00 = 1816.10\ kN/m^2 \quad (1.81\,MPa)$$



$B = 0.5\,m$

$L = 2.0\,m$

$D = 0.5\,m$

$\gamma = 17\,kN/m^3$

$\phi = 42°$

$c = 0.0\,kPa$

ESEMPIO DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Suolo coesivo (c>0, ϕ=0)

Terzaghi

$$q_{ult} = c\, N_c\, s_c + \overline{q}\, N_q$$

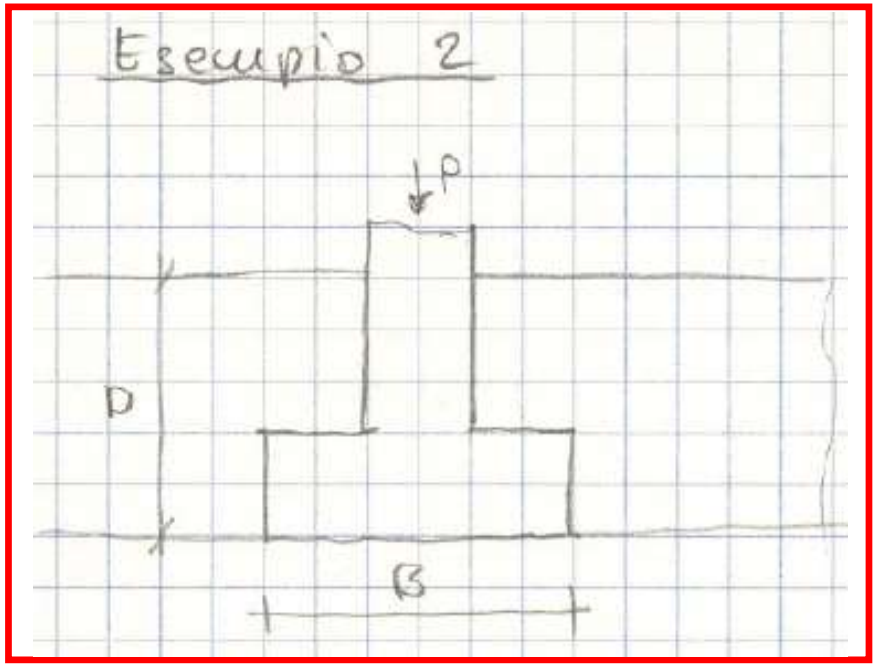
$$N_c = 1.5\,\pi + 1 = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$s_c = 1.3$$

$$\overline{q} = \gamma \cdot D = 9.0\ kN/m^2$$

$$q_{ult} = 111.15 + 9.0 = 120.15\ kN/m^2 \quad (0.12\,MPa)$$



$$B = 0.5\,m$$
$$L = 2.0\,m$$
$$D = 0.5\,m$$
$$\gamma = 18\,kN/m^3$$
$$\phi = 0$$
$$c = 15.0\,kPa$$

ESEMPIO DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Suolo coesivo (c>0, ϕ=0)

Meyerhof

$$q_{ult} = c\,N_c\,s_c\,d_c + \bar{q}\,N_q\,s_q\,d_q$$

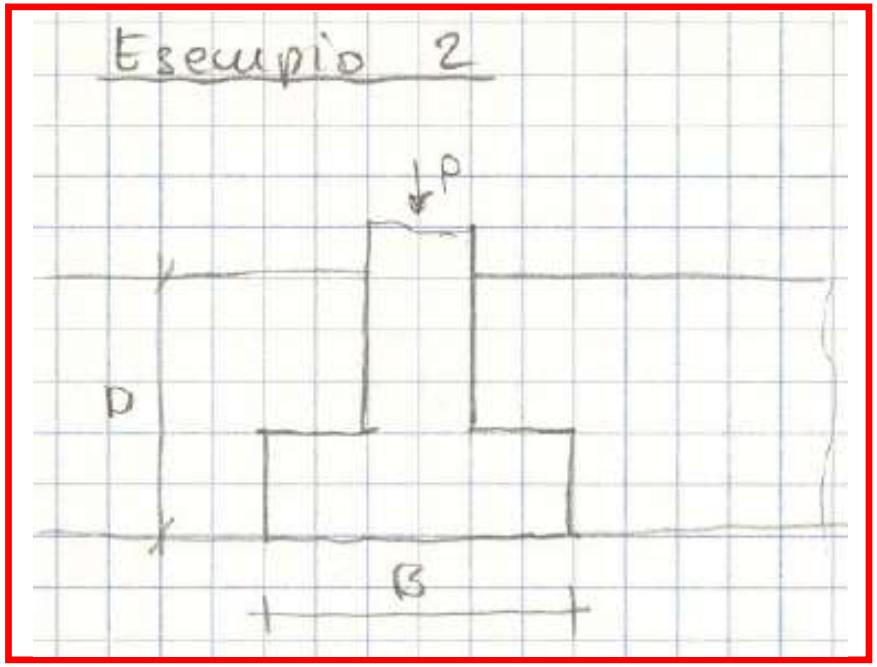
$$N_c = 5.14 \qquad N_q = 1.0$$

$$s_c = 1 + 0.2\frac{B}{L} = 1.05$$

$$d_c = 1 + 0.2\frac{D}{B} = 1.2$$

$$s_q = d_q = 1.0$$

$$\bar{q} = \gamma \cdot D = 9.0\ kN/m^2$$



$$B = 0.5\,m$$
$$L = 2.0\,m$$
$$D = 0.5\,m$$
$$\gamma = 18\,kN/m^3$$
$$\phi = 0$$
$$c = 15.0\,kPa$$

$$q_{ult} = 97.155 + 9.0 = 106.15\ kN/m^2 \quad (0.106\,MPa)$$

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO

Nelle verifiche di capacità portante delle fondazioni di un'opera si deve prendere come valore di riferimento della resistenza non il valore ultimo q_{ult} ma un valore ridotto, chiamato valore di calcolo.

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni è proposto un metodo, che fa riferimento all'Approccio 2, dove le azioni di calcolo sono quelle degli stati limite ultimi (valori amplificati per γ_M), le resistenze sono quelle ultime (q_{ult}) divise per un coefficiente globale γ_R

$$q_d = \frac{\left(c\,N_c\,s_c + \overline{q}\,N_q + 0.5\,\gamma\,B\,N_\gamma\,s_\gamma\right)}{\gamma_R}$$

Il coefficiente γ_R assume il valore 2.3.

CLASSIFICAZIONE TERRENI

I terreni di fondazione si classificano in

- **Ghiaia e sabbia**
  Classificazione a vista
  - Ghiaia diametro > 4 mm
  - Sabbia diametro < 4 mm
- **Sabbia fine e limo**
  Entrambi polverosi se asciutti

  Mettendo un cucchiaio in una provetta con acqua, agitando e poi lasciando depositare
  - Sabbia si deposita in 1.5 min
  - Limo si deposita in 5 min e oltre
- **Limo e argilla**

  Un po' di terreno inumidito e strofinato con un dito
  - Limo si sente graffiare
  - Argilla si sente liscio

  Si forma una pallina plastica e la si sottopone a scuotimenti orizzontali nel palmo della mano
  - Limo: la superficie diventa bagnata
  - Argilla: non si notano cambiamenti

PARAMETRI DEI TERRENI

- **Terreni incoerenti**
  - Peso specifico γ
  - Angolo di attrito interno ϕ
  - Densità relativa D_r
  - Modulo elastico E_s
- **Terreni coerenti**

  Argille
  - Limite di liquidità (L_l)
  - Limite di plasticità (L_p)
  - Indice di plasticità $I_p = L_l - L_p$
  - Coesione c
  - Peso specifico γ
  - Modulo elastico E_s
  - Indice di compressione C_c
  - Coefficiente di consolidazione C_v
  - Indice dei vuoti e_o

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO

Tabella 2.6 Valori indicativi dell'angolo di attrito interno ϕ.

Terreno	Tipo di prova[1] Non consolidata-non drenata (U)	Consolidata-non drenata (CU)	Consolidata-drenata (CD)
Ghiaia			
Media	40-55°		40-55°
Sabbiosa	35-50°		35-50°
Sabbia			
Sciolta asciutta	28-34°		
Sciolta satura	28-34°		
Compatta asciutta	35-46°		43-50°
Compatta satura	34-35 ÷ 44-45		43-50°
Limo o sabbia limosa			
Sciolto	20-22°		27-30°
Compatto	25-30°		30-35°
Argilla	0° se satura	3-20°	20-42°

[1] Per una descrizione completa di queste prove, si veda un manuale di prove di laboratorio sui terreni, per esempio Bowles (1986*b*).

Note:
1. Al crescere di γ spostarsi verso i valori maggiori.
2. Se i grani sono a spigoli, spostarsi verso i valori maggiori.
3. Per sabbie ben graduate e per miscele di sabbia e ghiaia (GW, SW) spostarsi verso i valori maggiori.
4. Valori medi per ghiaie: 35-38°; per sabbie: 32-34°.

Tabella 2.7 Valori indicativi del modulo di elasticità (in condizioni statiche) E_s per alcuni terreni. I valori reali dipendono dalla storia di carico, dal contenuto d'acqua, dalla densità, ecc.

Terreno	E_s ksf	E_s MPa
Argilla		
Molto molle	50-250	2-15
Molle	100-500	5-25
Media	300-1000	15-50
Dura	1000-2000	50-100
Sabbiosa	500-5000	25-250
Detrito glaciale		
Sciolto	200-3200	10-150
Compatto	3000-15 000	150-720
Molto compatto	10 000-30 000	500-1440
Loess	300-1200	15-60
Sabbia		
Limosa	150-450	5-20
Sciolta	200-500	10-25
Compatta	1000-1700	50-80
Sabbia e ghiaia in miscuglio		
Sciolte	1000-3000	50-150
Compatte	2000-4000	100-200
Argilloscisto	3000-300 000	150-5000
Limo	40-400	2-20

Tabella 2.8 Valori o intervalli di variazione del coefficiente di Poisson μ.

Tipo di terreno	μ
Argilla satura	0.4-0.5
Argilla non satura	0.1-0.3
Argilla sabbiosa	0.2-0.3
Limo	0.3-0.35
Sabbia, sabbia	– 0.1-1.00
ghiaiosa comunemente usata	0.3-0.4
Roccia	0.1-0.4 (dipende in certa misura dal tipo di roccia)
Loess	0.1-0.3
Ghiaccio	0.36
Calcestruzzo	0.15

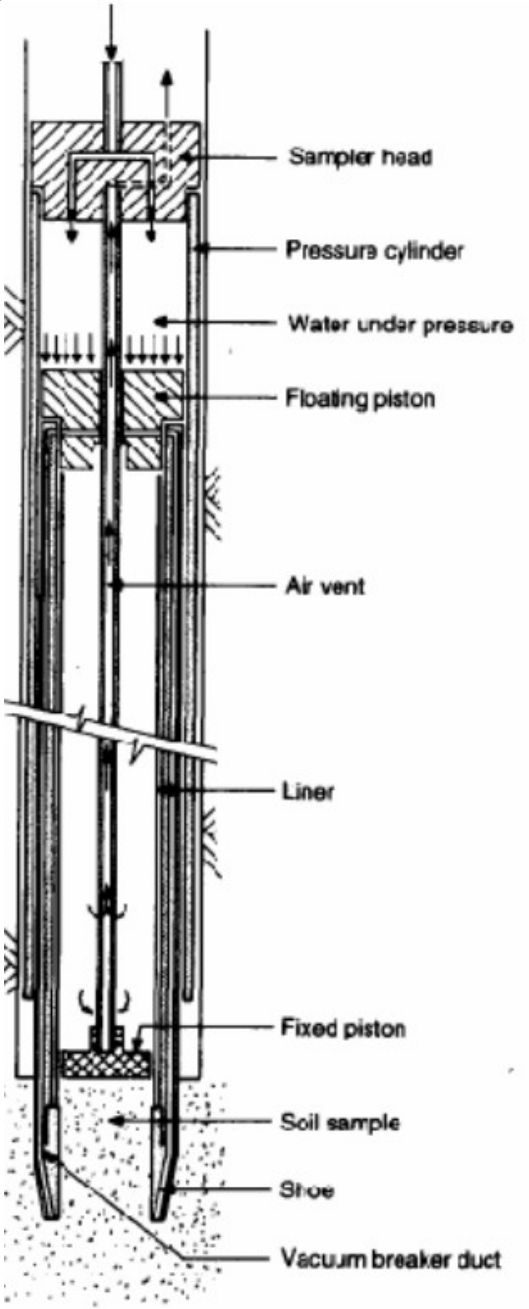
$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\mu)}$$

Modulo di elasticità tangenziale Gs

CAROTAGGIO CONTINUO

Consente di ricostruire la stratigrafia del terreno.







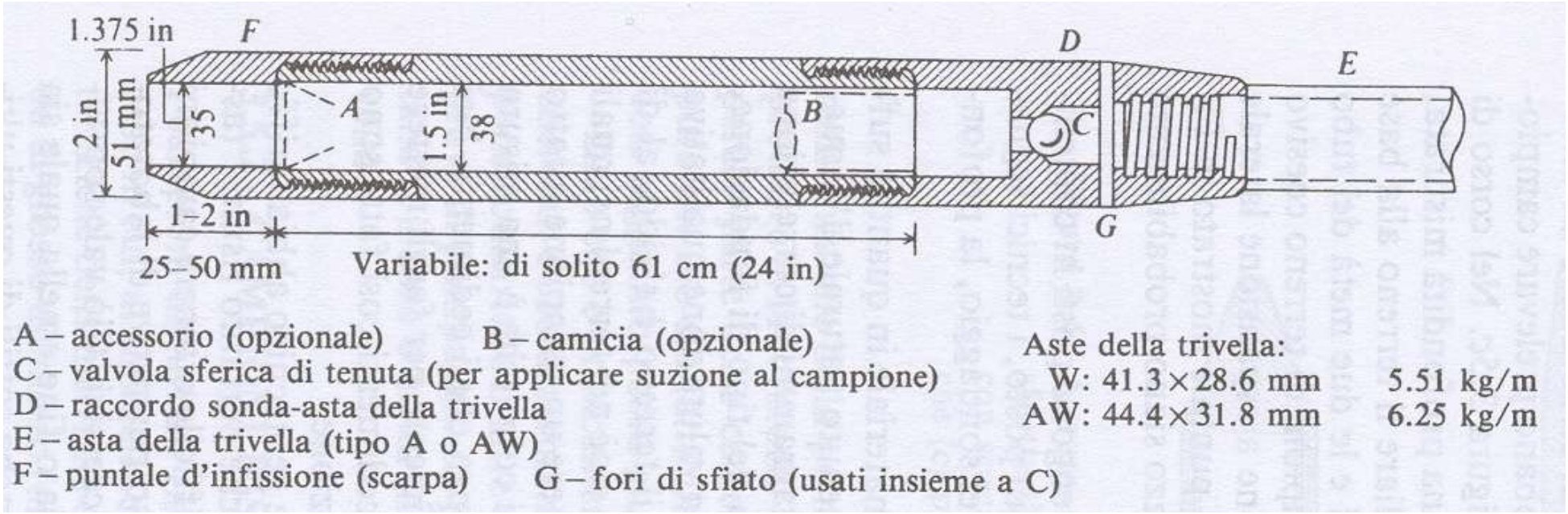
Campionatore

STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

E’ la prova più diffusa ed economica per procurarsi informazioni sul sottosuolo. E’ standardizzata nelle norme ASTM D 1586.

Fasi della prova:

- La sonda viene infissa nel terreno sul fondo del foro di sondaggio per 460 mm (18”)
- Si conta il numero di colpi, N, necessari per far affondare la sonda di 305 mm (12”).
- Per l’infissione, si usa un maglio (63.5 kg) a caduta libera da un’altezza di 760 mm (30”)

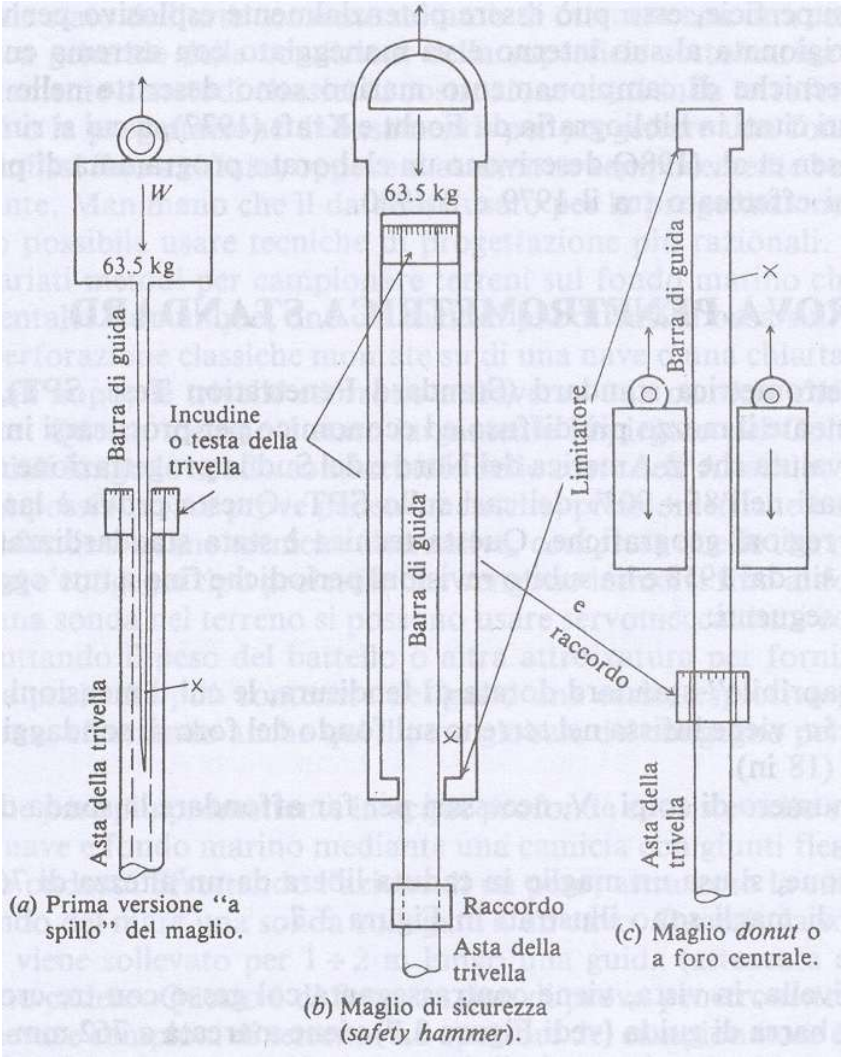


Sonda penetrometrica a campionatore

STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

La prova viene interrotta quando si ha rifiuto, che significa che:

- Sono necessari 50 colpi per produrre un incremento di 150 mm
- Si arriva a 100 colpi
- Non si registra alcun avanzamento a seguito di 10 colpi successivi



Schemi dei tre magli di uso comune. Il maglio (*b*) viene usato nel 60% circa dei casi; il tipo (*a*) e il tipo (*c*) nel 20% circa dei casi negli Stati Uniti. Il maglio (*c*) è comunemente usato fuori dagli Stati Uniti. Si noti che nei casi (*b*) e (*c*) l'utente deve fare attenzione a non far presa sul limitatore per estrarre la sonda dal terreno. Per un controllo visivo dell'altezza di caduta, quando il maglio viene sollevato da una fune collegata a una puleggia (estrazione a motore), si marcano dei segni a X con vernice o gesso.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA DPSH (*Dynamic probing super heavy*)



Consente di eseguire prove in continuo

- Si usano aste con punta in testa
- Valori possono essere legati ai valori della SPT

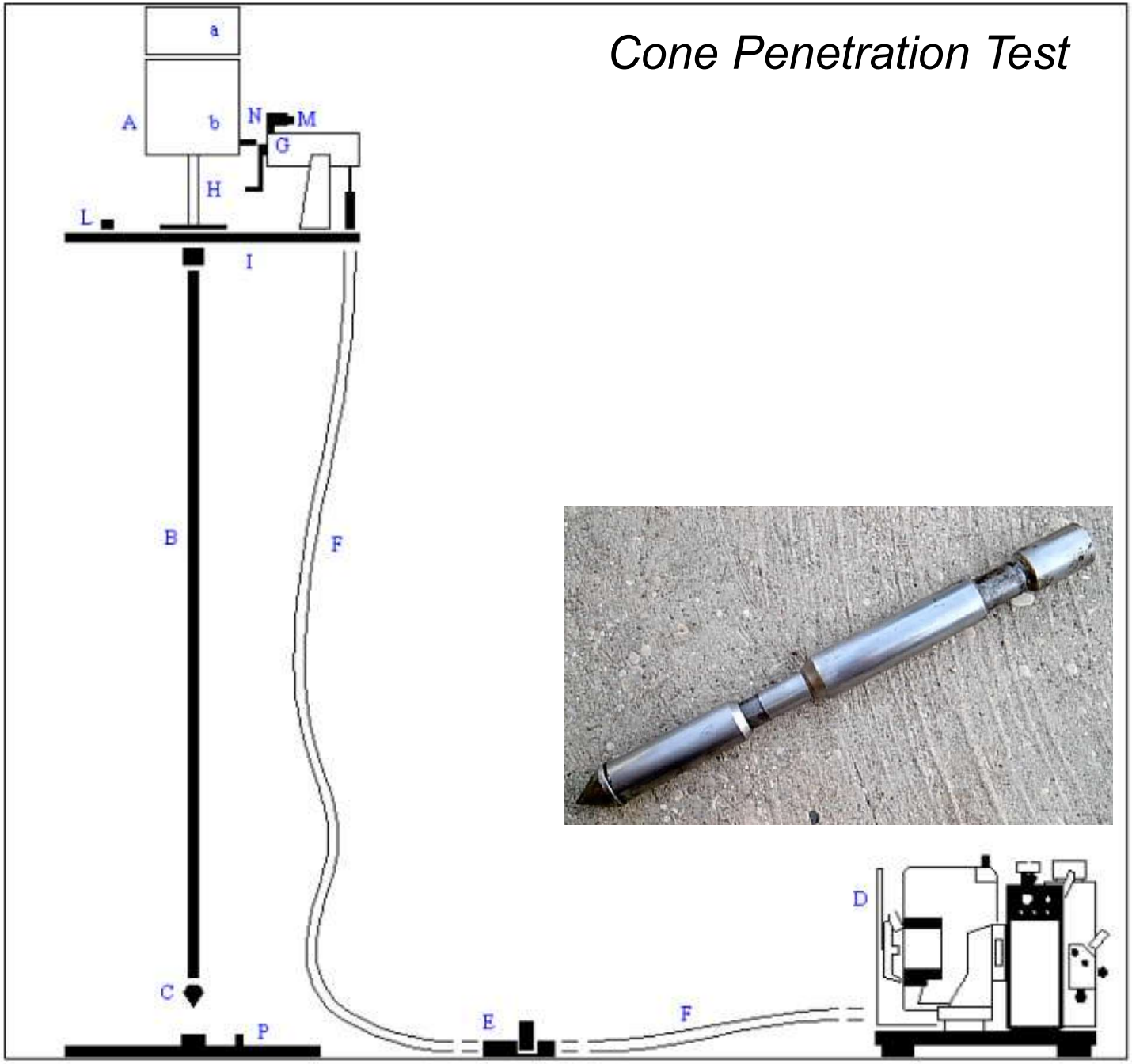
		DPSH
Maglio	Massa M (kg)	63,5 ± 0,5
Cono	Altezza di caduta H (mm)	750 ± 20
	Angolo di apertura (°)	90
	Area di base A (cm^2)	20
	Diametro della punta D (mm)	50,5 ± 0,3
	Diametro della punta usurato D (mm)	49
	Altezza cilindro di base cono (mm)	51 ± 2
	Altezza parte conica (mm)	25,3 ± 0,4
Aste	Massa massima (kg/m)	6
	Diametro esterno massimo (mm)	32
	Massima deviazione su 5 m	0,1
	Lunghezza aste (mm)	1000
Penetrazione	Penetrazione standard	20 (N_{10})

PROVA PENETROMETRICA CONTINUA (CPT)

Consente di eseguire prove in continuo

- Si usano aste con punta speciale
- Consente di misurare sia la resistenza di punta che l'attrito laterale
- Necessità di pompa idraulica e di contrasto adeguato

Cone Penetration Test



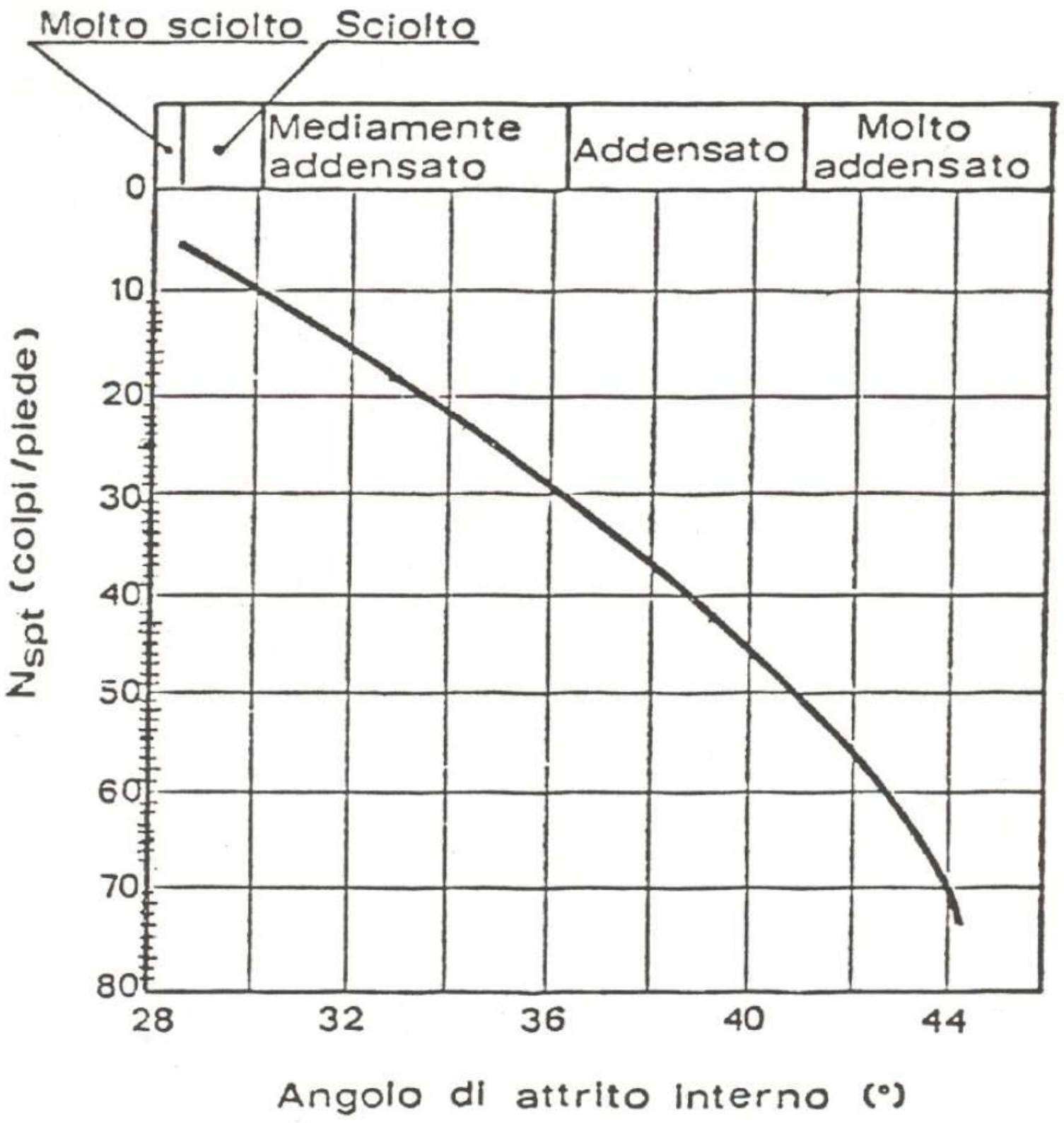
ANGOLO DI ATTRITO INTERNO

L'angolo di attrito interno può essere ricavato dai risultati di prove in situ mediante penetrometro dinamico SPT (Standard Penetration Test)

Tabella 3.4 Valori empirici di ϕ, D_r e del peso specifico di terreni granulari normalmente consolidati, in base ai risultati di prove penetrometriche standard a 6 m circa di profondità.

Descrizione del terreno	Molto sciolto	Sciolto	Medio	Compatto	Molto compatto
Densità relativa, D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70}: fine	1-2	3-6	7-15	16-30	?
medio	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
grosso	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
ϕ: fine	26-28	28-30	30-34	33-38	
medio	27-28	30-32	32-36	36-42	<50
grosso	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ_{wet} (kN/cm^3)	11-16[1]	14-18	17-20	17-22	20-23

(1) Un terreno scavato oppure del materiale di riporto scaricato da un automezzo pesa da 11 a 14 kN/m^3 e dev'essere ben compattato per poter pesare più di 21 kN/m^3. Nessun terreno in natura ha $D_r = 0.00$ né $D_r = 1.00$; in generale la densità relativa varia tra 0.3 e 0.7.


Molto sciolto
Sciolto
Mediamente addensato
Addensato
Molto addensato
0
10
20
30
40
50
60
70
80
N_{spt} (colpi/piede)
28
32
36
40
44
Angolo di attrito interno (°)

MODULO ELASTICO TERRENI (da SPT)

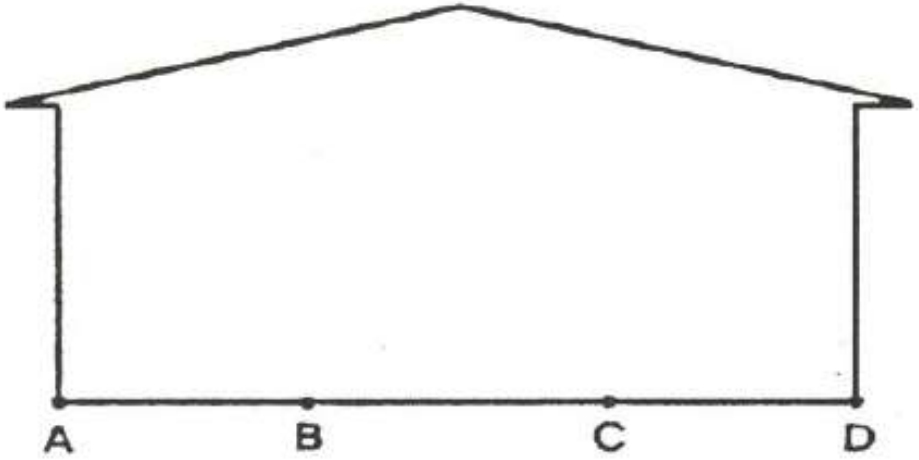
Tabella 5.5 Equazioni per ricavare il modulo sforzi-deformazioni E_s dai risultati di prove in situ. Le relazioni seguenti forniscono E_s in kPa partendo da risultati di SPT e nelle stesse unità di q_c partendo da risultati di CPT. I valori di N dovrebbero essere considerati come N_{55} e non come N_{70}.

Terreno	SPT	CPT
Sabbia (normalmente consolidata)	$E_s = 500(N + 15)$ $E_s = (15\,000 \div 22\,000) \ln N$ $E_s^{(3)} = (35\,000 \div 50\,000) \log N$	$E_s = 2 \div 4q_c$ $E_s^{(1)} = (1 + D_r^2)q_c$
Sabbia (satura)	$E_s = 250(N + 15)$	
Sabbia (sovraconsolidata)	$E_s^{(2)} = 18\,000 + 750N$ $E_{s(OCR)} = E_{s(nc)}\,(OCR)^{1/2}$	$E_s = 6 \div 30q_c$
Sabbia ghiaiosa e ghiaia	$E_s = 1200(N + 6)$ $E_s = 600(N + 6) \quad N \leqq 15$ $E_s = 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Sabbia argillosa	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = 3 \div 6q_c$
Sabbia limosa	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = 1 \div 2q_c$
Argilla soffice	—	$E_s = 3 \div 8q_c$
Argilla	Utilizzando resistenza a taglio non drenata s_u, nelle unità di s_u $I_p > 30$ o organica $I_p < 30$ o rigida $E_{s(OCR)} = E_{s(nc)}\,(OCR)^{1/2}$	$E_s = 100 - 500s_u$ $E_s = 500 - 1500s_u$

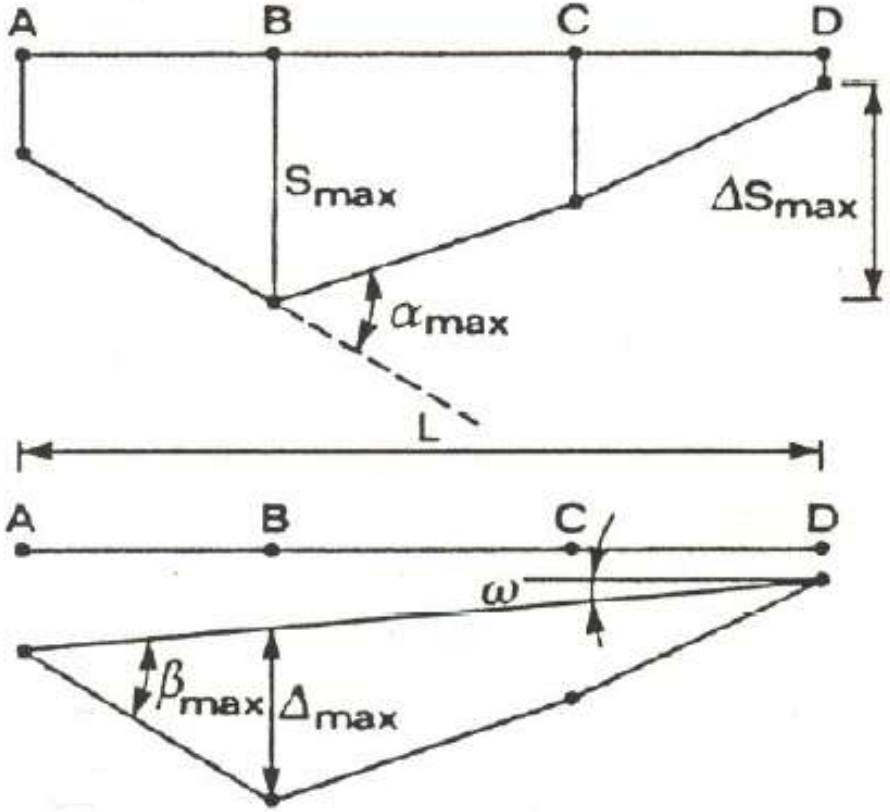
CEDIMENTI

Fondazione efficiente

- Adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura
- Ammissibile cedimento



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



Strutture intelaiate β è più significativo

Strutture muratura Δ/L è più significativo

Cedimenti ammissibili dalle strutture (Sowers 1962).

Tipo di movimento	Fattore limitante	Cedimenti massimi (cm)
Cedimento assoluto o rigido s	Fognature ecc.	(1) 15÷30 (2)
	Livello d'ingresso scale ecc.	30÷60
	Probabilità di cedimenti non uniformi:	
	Strutture murarie	2÷ 5
	Strutture intelaiate	2÷10
	Fumaioli, silos ecc.	10÷30
Rotazione rigida od inclinazione β	Fumaioli, torri ecc.	4‰ h
	Accatastamento di merci	10‰ h
	Rotaie per gru	3‰ h
	Macchine tessili	3‰ h
	Turbogeneratori	0,2‰ h
Cedimento differenziale e distorsione Δs	Muri di mattoni continui, alti	0,5÷1‰ l (3)
	Lesioni di muri di mattoni di edifici di un piano	1 ÷2‰ l
	Lesione degli intonaci	1‰ l
	Strutture intelaiate in c.a.	2÷4‰ l
	Strutture a setti in c.a.	3‰ l
	Strutture intelaiate continue in acciaio	2‰ l
	Telaio semplice in acciaio	5‰ l

CEDIMENTI

Per il calcolo dei cedimenti è necessario determinare il valore della tensione nel terreno alle varie quote sotto la fondazione dovute all'applicazione del carico sulla fondazione stessa.

I cedimenti sono normalmente classificati in:

elastico iniziale, che si verifica immediatamente dopo l'applicazione del carico (*è il cedimento che si ha in suoli incoerenti e suoli argillosi non saturi <90%*)

di consolidazione, che si verifica in tempi anche molto lunghi, es. torre di Pisa oltre 800 anni (*è il cedimento prevalente in suoli argillosi saturi – non è sufficiente valutare l'entità del cedimento, bisogna calcolare anche il tempo che ci mette a completarsi*)

CALCOLO CEDIMENTI

Il **cedimento immediato** può essere valutato con la relazione

$$\Delta H = \varepsilon \cdot H = \frac{\Delta q}{E_s} \cdot H$$

E_s = *modulo elastico del terreno*

H = *spessore dello strato*

Il **cedimento di consolidazione** può essere calcolato con la relazione

$$\Delta H = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \cdot log_{10} \frac{p_o + \Delta q}{p_o}$$

$$e_o = \frac{V_{vuoti}}{V_{suolo}}$$ *indice dei vuoti*

C_c *indice di compressione*

Δq *variazione di pressione dovuta al carico trasmesso dalla fondazione*

p_o *pressione preesistente a metà dello strato*

CEDIMENTO IMMEDIATO

Il cedimento immediato in terreni non saturi di fondazioni rettangolari può anche essere calcolato utilizzando l'equazione ricavata da Timoshenko e Goodier mediante la teoria dell'elasticità su un semispazio infinito.

$$\Delta H = q_o \, B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F$$

q_o *pressione di contatto della fondazione*

B' *larghezza della fondazione in pianta (= B/2 per cedimento punto centrale, = B per cedimento angolo fondazione)*

L' *lunghezza della fondazione in pianta (= L/2 per cedimento punto centrale, = L per cedimento angolo fondazione)*

I_1, I_2 *fattori di influenza che dipendono da L'/B', dallo spessore dello strato H, dal coefficiente di Poisson μ e dalla profondità di posa della fondazione D.*

E_s, μ *modulo elastico e coefficiente di Poisson.*

I_F *fattore di influenza che tiene conto della profondità della fondazione D e da μ.*

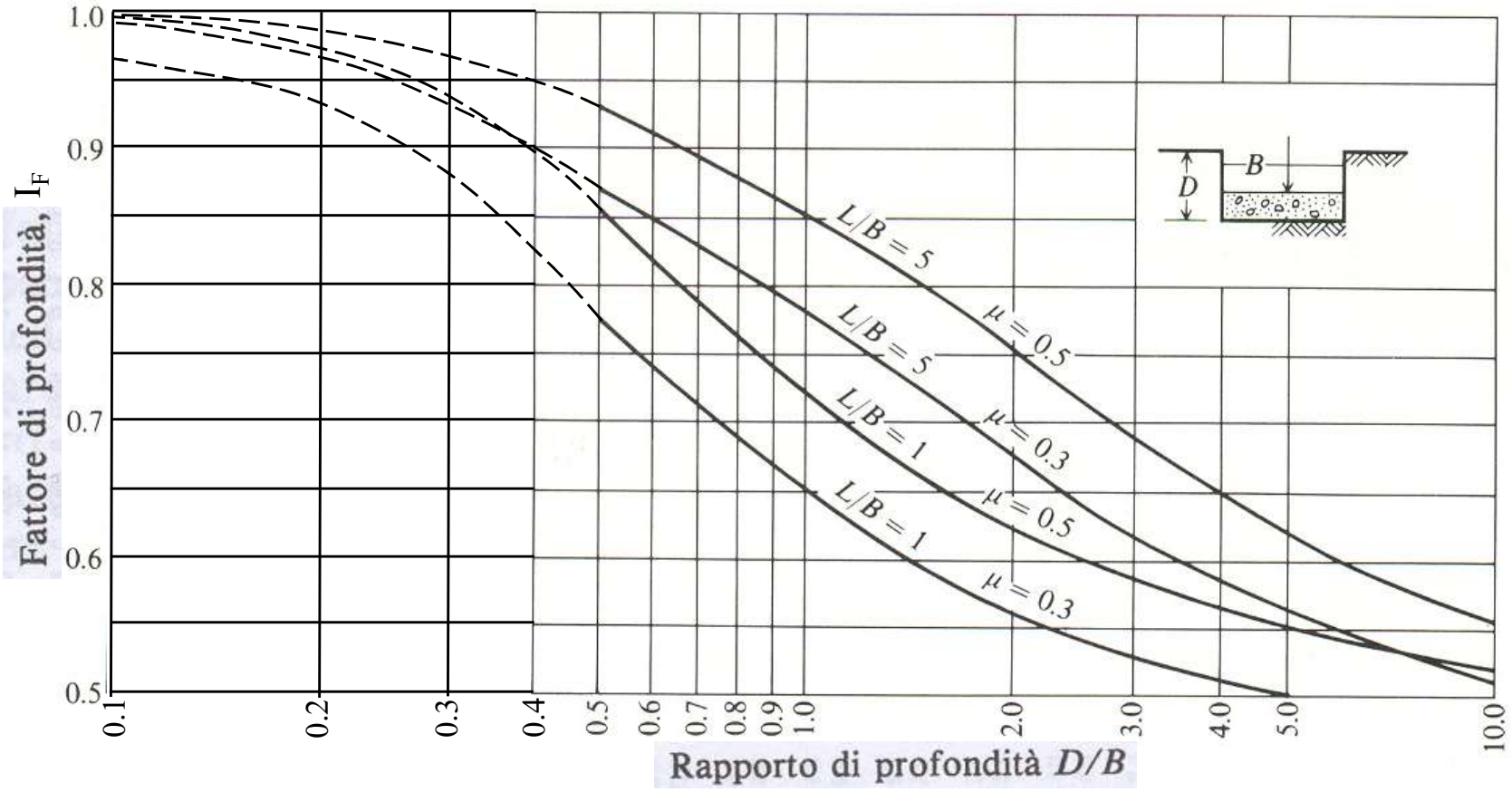
CEDIMENTO IMMEDIATO

I fattori I_1 e I_2 possono essere ricavati dalle relazioni di Steinbrenner

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[a \cdot \log \frac{(1+\sqrt{a^2+1})\sqrt{a^2+b^2}}{a(1+\sqrt{a^2+b^2+1})} + \log \frac{(a+\sqrt{a^2+1})\sqrt{1+b^2}}{a+\sqrt{a^2+b^2+1}} \right] \qquad a = \frac{L'}{B'}$$

$$I_2 = \frac{b}{2\pi} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{a}{b \cdot \sqrt{a^2+b^2+1}} \right) \qquad b = \frac{H}{B'}$$

Il fattore I_F può essere ricavato dalle relazioni di Fox, riportate qui a fianco in forma grafica.



CEDIMENTO IMMEDIATO

Per tener conto di strati di terreno con diversi valori di modulo elastico E_s si determina un valore di modulo elastico equivalente come media pesata dei valori dei vari strati.

$$E_{s,eq} = \frac{H_1 E_{s,1} + H_2 E_{s,2} + \cdots + H_n E_{s,n}}{H}$$

H viene considerato al massimo pari a 5 B.

Per compattare la relazione del cedimento si considera il fattore I_s.

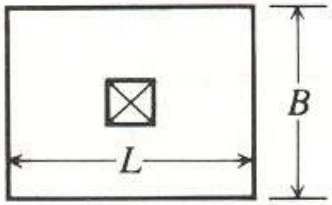
$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

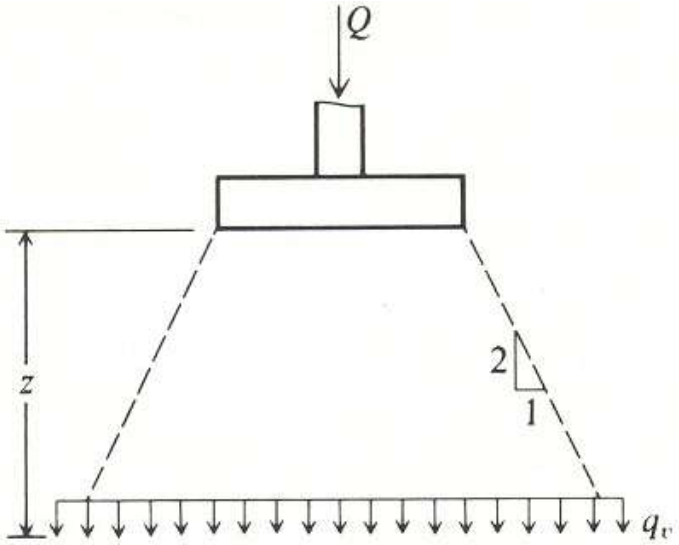
$$\Delta H = q_o B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_F$$

CALCOLO VARIAZIONE DI PRESSIONE

Esistono vari metodi per la stima della variazione di pressione provocata da un carico. Un metodo molto semplice e molto grezzo consiste nell'ipotizzare una diffusione del carico con un angolo α di 27° ($\tan\alpha=0.5$)

$$\Delta q = \frac{Q}{(B+z)(L+z)}$$



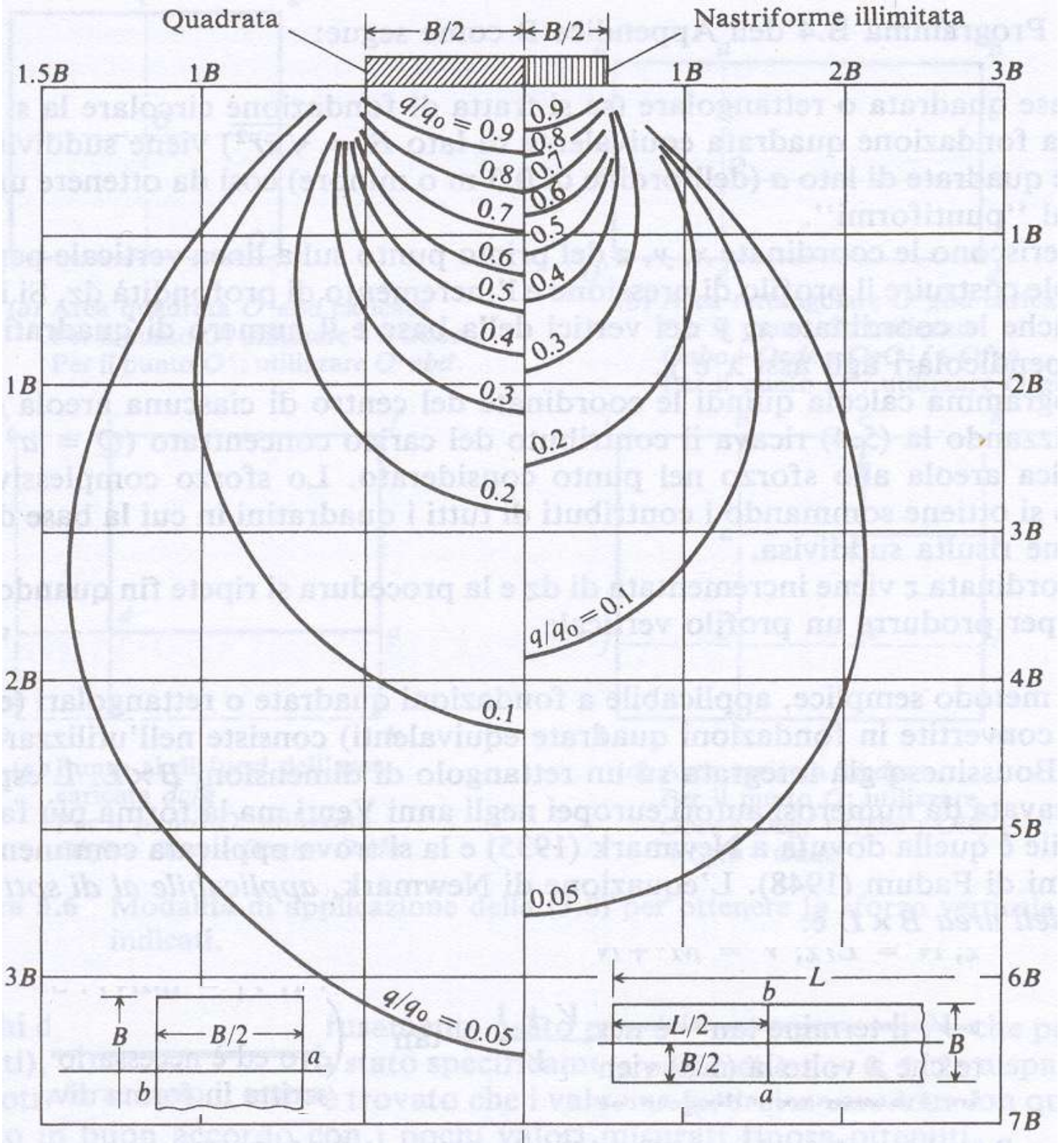


Un metodo più rigoroso per la stima della variazione di pressione provocata da un carico è il metodo di Boussinesq, che si basa sulla teoria dell'elasticità applicata a un solido seminfinito (suolo).

BULBO DELLE PRESSIONI DI BOUSSINESQ

Le fondazioni di base circolare si trattano come le quadrate considerando una dimensione equivalente del lato

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



ABACO DI NEWMARK

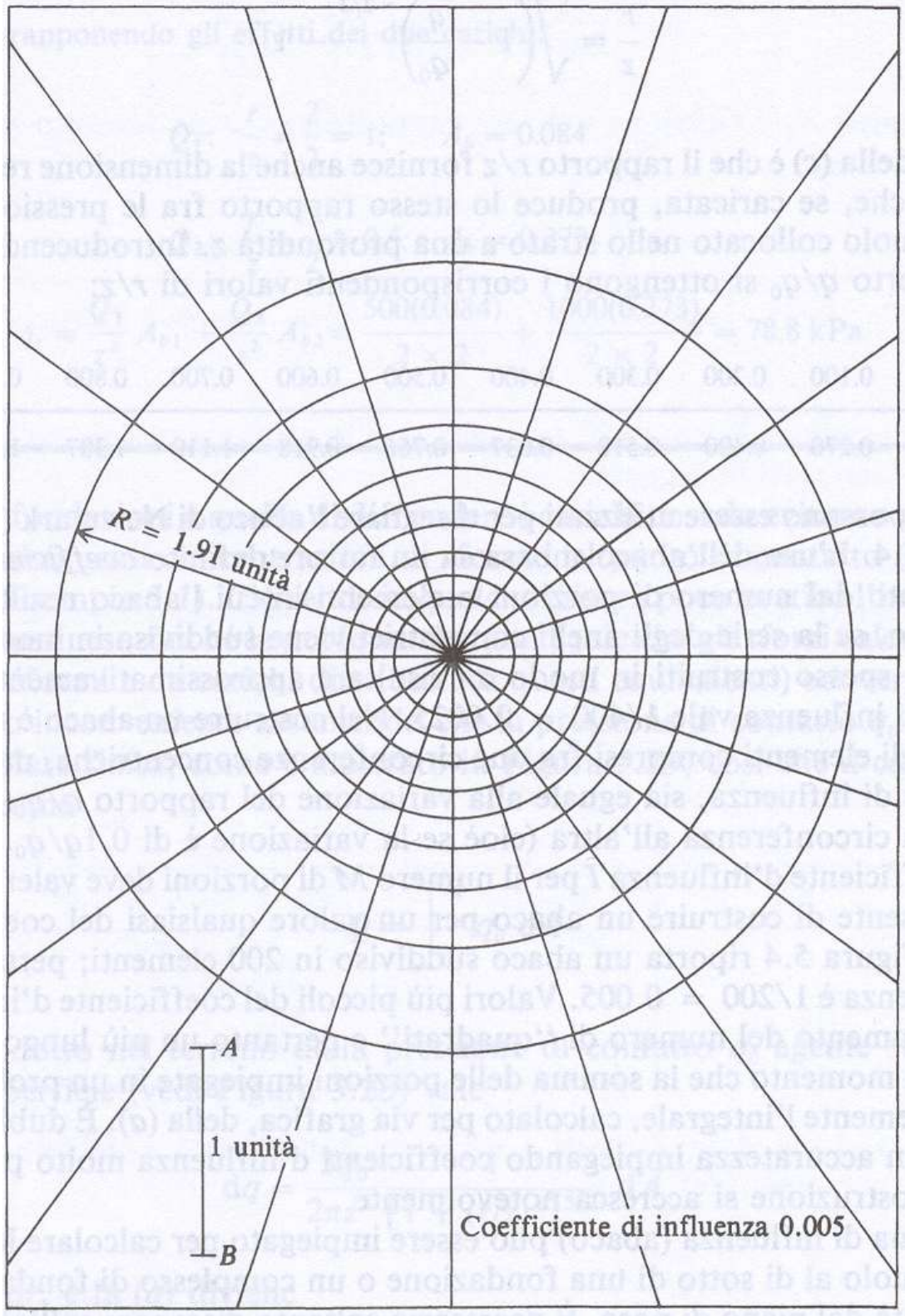
Un esempio di abaco. La lunghezza del segmento A-B rappresenta la profondità z.

L'incremento di pressione si ricava mediante la relazione

$$\Delta q = q_o \, N \, I$$

I è il fattore di influenza uguale all'inverso del numero di regioni in cui è diviso il grafico (1/200)

N è il numero di regioni coperte dalla fondazione riportata sul grafico con la scala $\overline{AB} = z$.



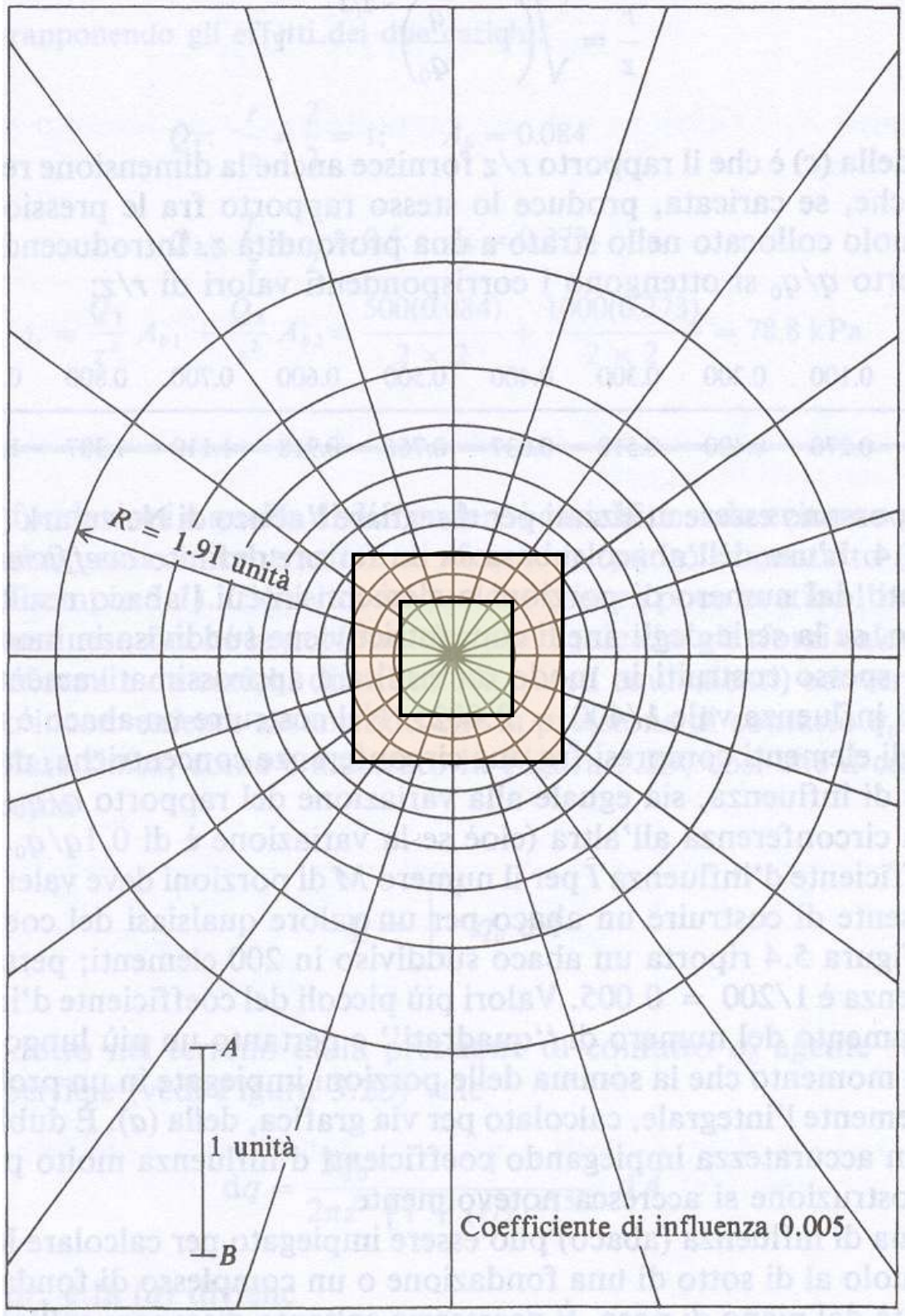
ABACO DI NEWMARK

Si disegna sull'abaco la base della fondazione assumendo come scala il segmento $\overline{AB}$ pari alla profondità alla quale si vuole valutare la pressione.

Si conta il numero N di regioni coperte dalla fondazione.

Per una profondità pari al lato della fondazione quadrata si ha N = 68. Per una profondità doppia del lato si ha N = 24.

$$\Delta q = q_o N I$$



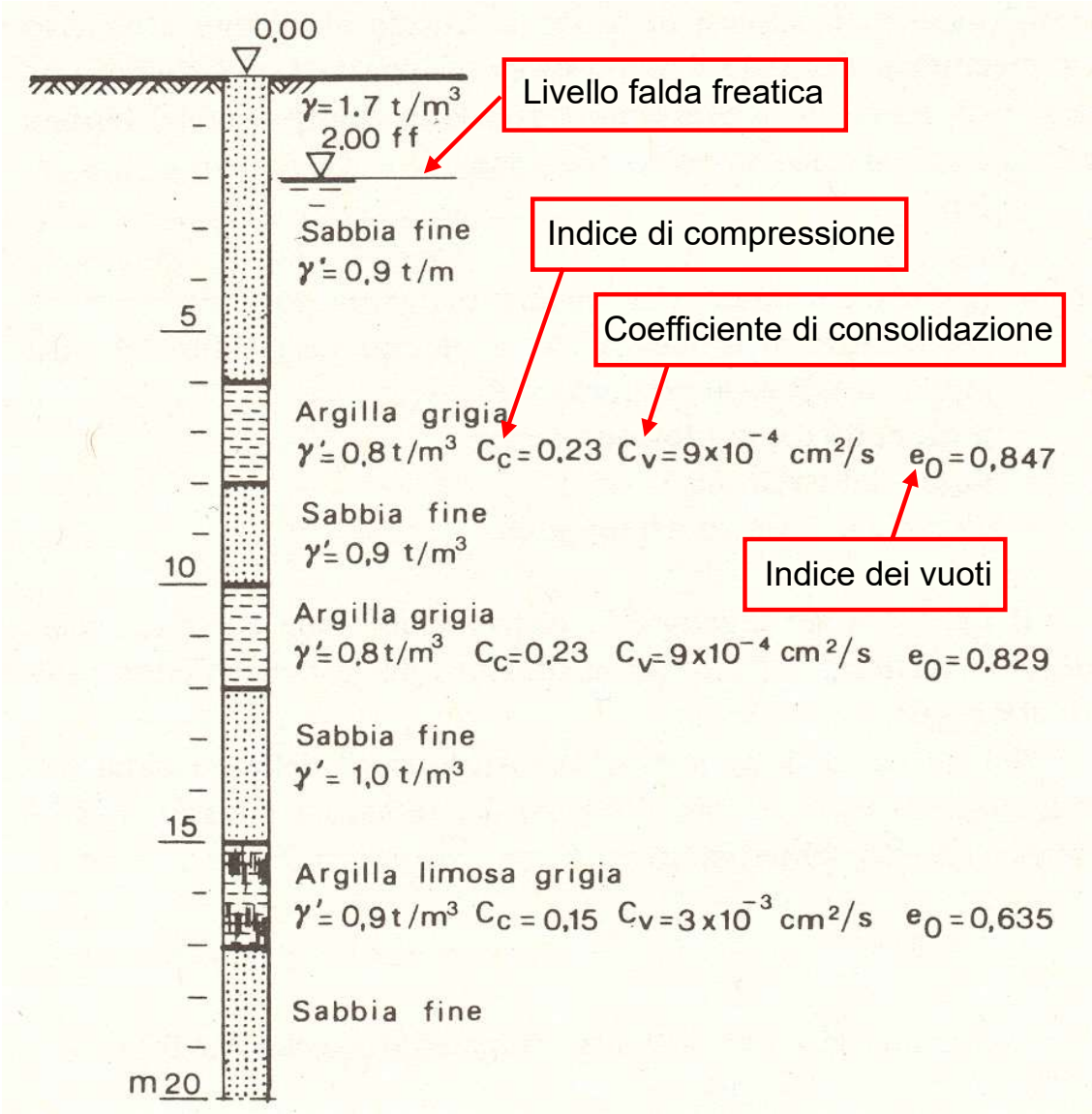
ESEMPIO DI CALCOLO CEDIMENTI

Calcolo cedimenti e loro andamento nel tempo del terreno di fondazione di un serbatoio per petroli con fondazione flessibile.

Nel serbatoio ci sono 10 m di liquido, per cui si ha un carico distribuito sul terreno di

$$q_o = 10 \cdot 9.0 = 90\ kN/m^2$$

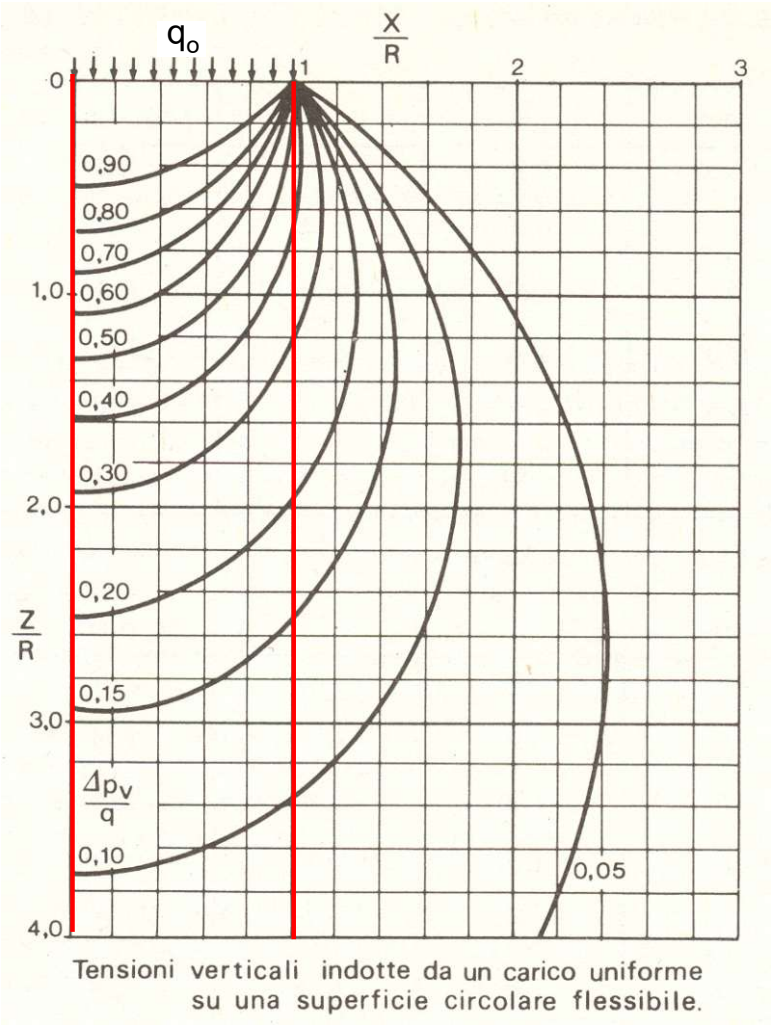
che agisce su una superficie circolare di diametro D = 15 m.



CALCOLO DELL'INCREMENTO DI PRESSIONE

Le pressioni del solo terreno a varie profondità z sono $\sum_{i=1,j} \gamma_i H_i + \gamma_{j+1}(z - z_j)$

z (m)	2.0	6.0	7.0	8.0	10.0	11.0	12.0	15.0	16.0
p_o (kPa)	34	70	78	86	104	112	120	150	159



Tensioni verticali indotte da un carico uniforme su una superficie circolare flessibile.

Gli incrementi di pressione dovuti al sovraccarico possono essere calcolati, ad esempio, mediante il bulbo di Boussinesq

$$\Delta q = q_o \cdot I_B$$

I_B = coefficiente di influenza di Boussinesq

$$I_B = \left\{1 + \left[1 + (R/z)^2\right]^{-3/2}\right\}$$

Per pressioni al centro di una fondazione circolare, altrimenti bisogna utilizzare il bulbo o soluzioni numeriche

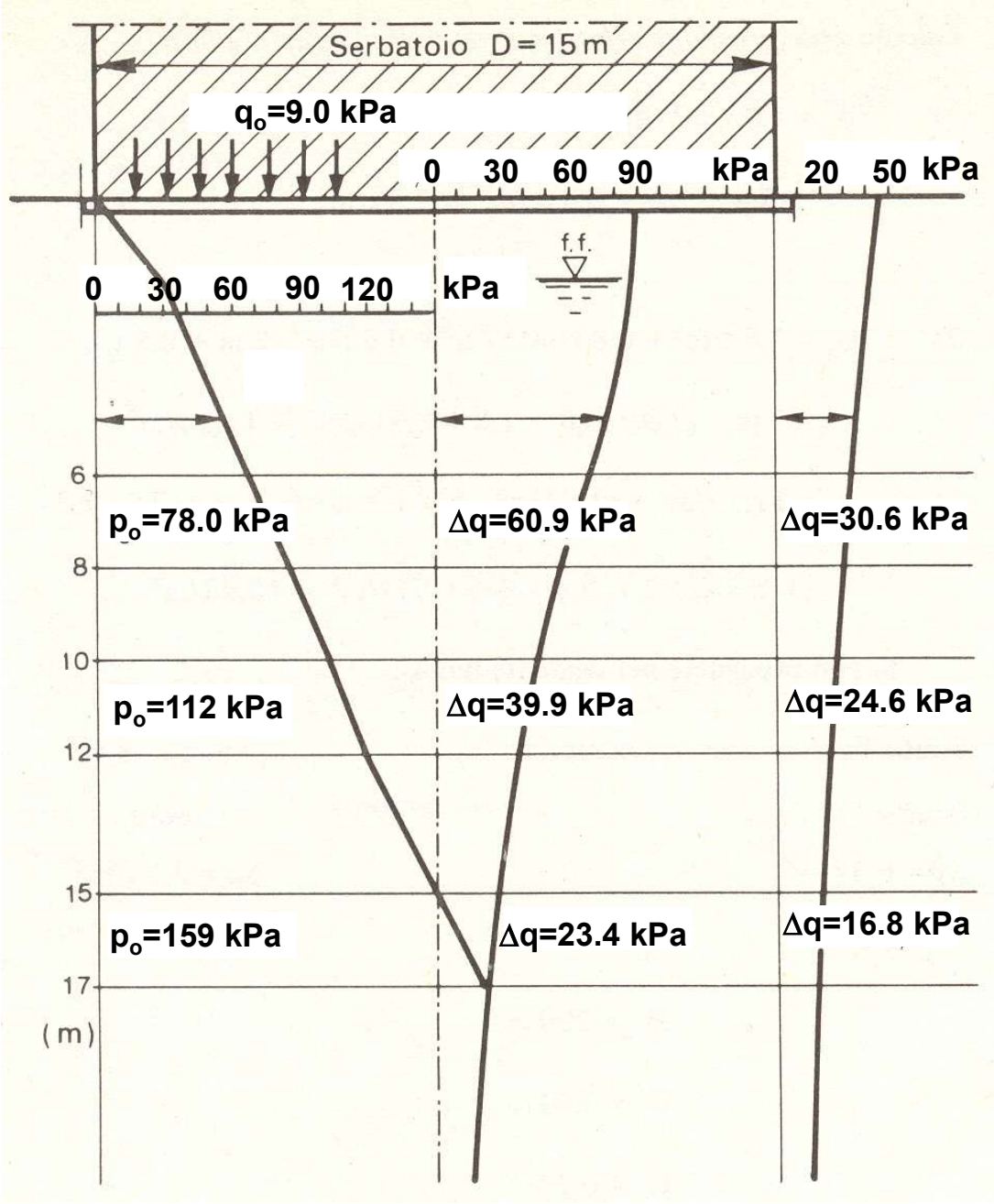
CALCOLO DELL'INCREMENTO DI PRESSIONE

Centro fondazione

z (m)	z/R	I_B	Δq (kPa)
3.0	0.40	0.92	82.8
6.0	0.80	0.74	66.6
9.0	1.20	0.55	49.5
12.0	1.60	0.39	35.1
15.0	2.00	0.28	25.2
18.0	2.40	0.22	19.8

Bordo fondazione

z (m)	z/R	I_B	Δq (kPa)
3.0	0.40	0.43	38.7
6.0	0.80	0.36	32.4
9.0	1.20	0.30	27.0
12.0	1.60	0.26	23.4
15.0	2.00	0.20	18.0
18.0	2.40	0.16	14.4



CALCOLO DEL CEDIMENTO

Si può ipotizzare che il cedimento interessi solo gli strati argillosi. I cedimenti possono essere calcolati con la relazione che utilizza i risultati delle prove edometriche.

$$\Delta H = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \cdot log_{10} \frac{p_o + \Delta q}{p_o}$$

Strato 1 (6-8 m)

$p_o = 78\ kPa$ $H = 2.0\ m$ $e_o = 0.847$ $C_c = 0.23$

Centro fondazione

$\Delta q = 60.9\ kPa$

$$\Delta H = \frac{0.23 \cdot 200}{1 + 0.847} \cdot log_{10} \frac{78 + 60.9}{78} = 6.24\ cm$$

Bordo fondazione

$\Delta q = 30.6\ kPa$

$$\Delta H = \frac{0.23 \cdot 200}{1 + 0.847} \cdot log_{10} \frac{78 + 30.6}{78} = 3.58\ cm$$

CALCOLO DEL CEDIMENTO

Strato 2 (10-12 m)

$p_o = 112\ kPa$ $H = 2.0\ m$ $e_o = 0.829$ $C_c = 0.23$

Centro fondazione

$\Delta q = 39.9\ kPa$

$$\Delta H = \frac{0.23 \cdot 200}{1 + 0.829} \cdot log_{10} \frac{112 + 39.9}{112} = 3.33\ cm$$

Bordo fondazione

$\Delta q = 24.6\ kPa$

$$\Delta H = \frac{0.23 \cdot 200}{1 + 0.829} \cdot log_{10} \frac{112 + 24.6}{112} = 2.17\ cm$$

Strato 3 (15-17 m)

$p_o = 159\ kPa$ $H = 2.0\ m$ $e_o = 0.635$ $C_c = 0.15$

Centro fondazione

$\Delta q = 23.4\ kPa$

$$\Delta H = \frac{0.15 \cdot 200}{1 + 0.635} \cdot log_{10} \frac{159 + 23.4}{159} = 1.09\ cm$$

$$\Delta H_{tot} = 6.24 + 3.33 + 1.09 = 10.66\ cm$$

Bordo fondazione

$\Delta q = 16.8\ kPa$

$$\Delta H = \frac{0.15 \cdot 200}{1 + 0.635} \cdot log_{10} \frac{159 + 16.8}{159} = 0.80\ cm$$

$$\Delta H_{tot} = 3.58 + 2.17 + 0.80 = 6.55\ cm$$

ANDAMENTO CEDIMENTI NEL TEMPO

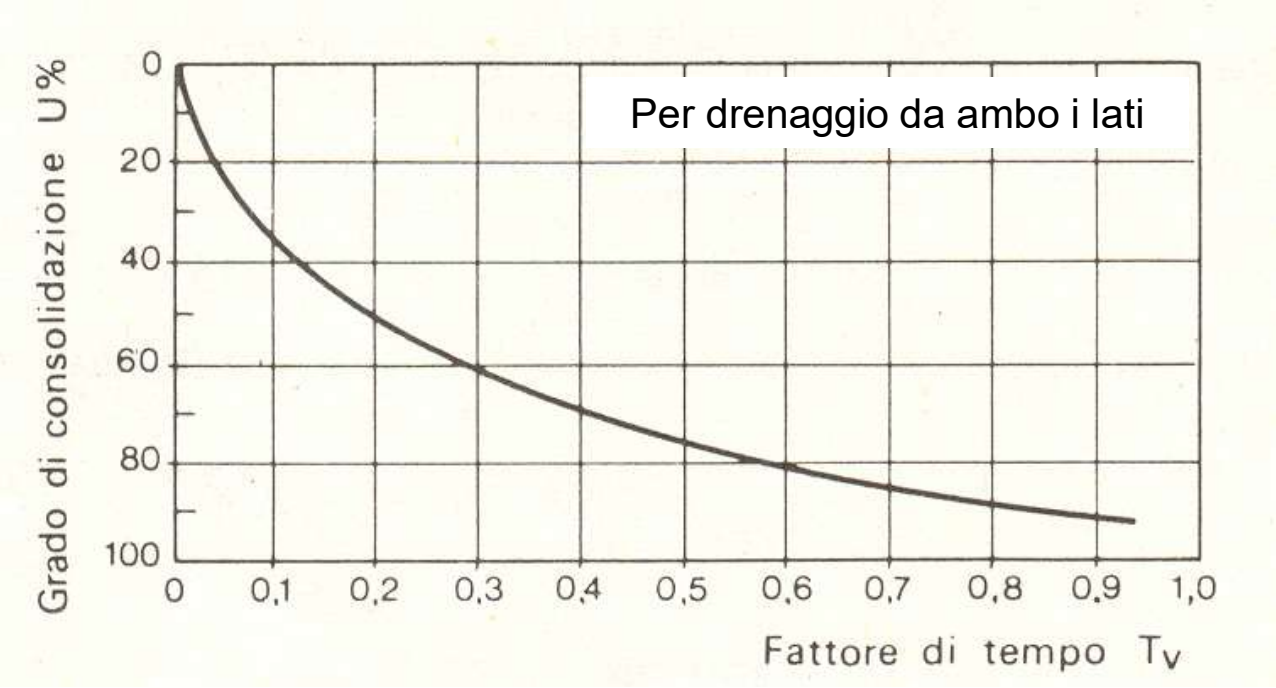
La teoria della consolidazione consente di analizzare l'andamento dei cedimenti nel tempo per uno strato argilloso con la relazione

$$t = \frac{T_v \cdot H_o^2}{C_v}$$

T_v *fattore di tempo (adimensionale) che è legato al grado di consolidazione U%*

H_o *percorso per il drenaggio (se lo strato può drenare da entrambi i lati* $H_o = H/2$*)*

C_v *coefficiente di consolidazione*



ANDAMENTO CEDIMENTI NEL TEMPO

Strati 1 e 2 (uguale coefficiente di consolidazione C_v e uguale H_o)

$$C_v = 9 \cdot 10^{-4}\ cm^2/s \qquad H_o = H/2 = 100\ cm \qquad t = \frac{T_v \cdot 100^2}{9 \cdot 10^{-4}} = 1.11 \cdot 10^7\ T_v$$

U%	20	30	40	50	60	70	80	90
T_v	0.032	0.070	0.120	0.197	0.280	0.40	0.59	0.85
t (giorni)	4.1	9.0	15.4	25.3	36.0	51.4	75.9	109

Se uno dei due strati avesse avuto uno spessore di 4.0 m anziché 2.0 m, sarebbero stati necessari 437 giorni per maturarsi il 90 % del cedimento.

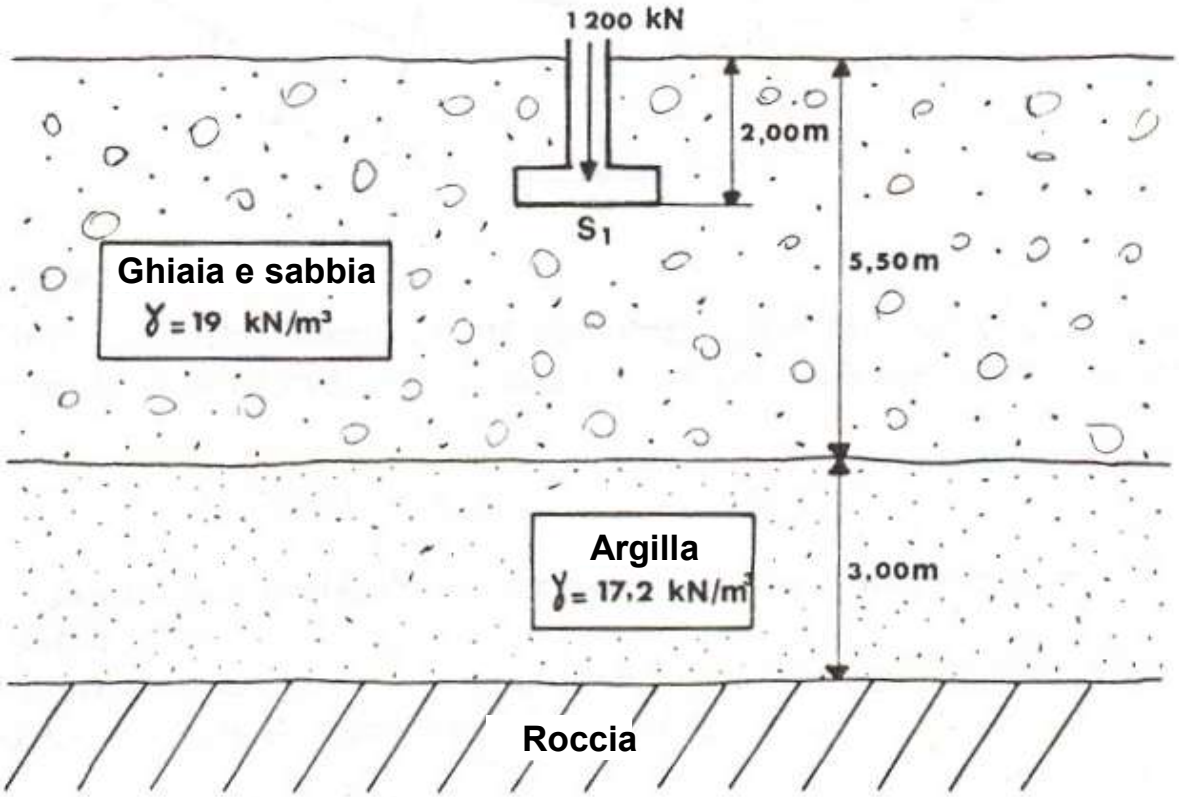
Strato 3

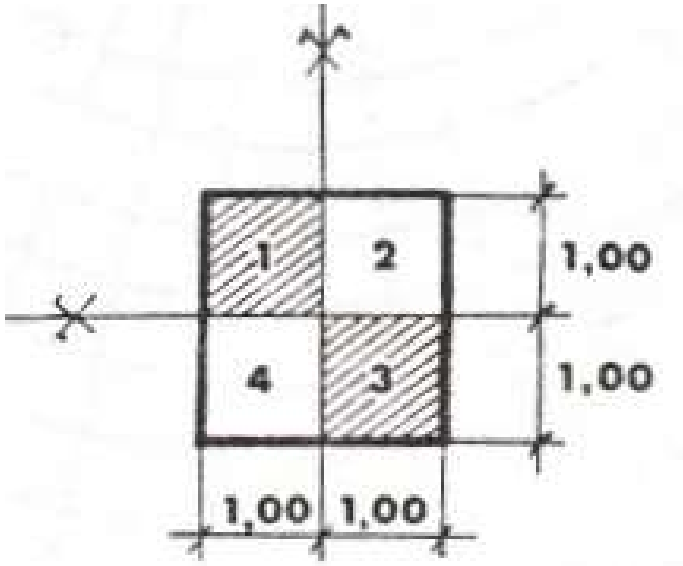
$$C_v = 3 \cdot 10^{-3}\ cm^2/s \qquad H_o = H/2 = 100\ cm$$

U%	20	30	40	50	60	70	80	90
T_v	0.032	0.070	0.120	0.197	0.280	0.40	0.59	0.85
t (giorni)	1.23	2.7	4.6	7.6	10.8	15.4	22.8	32.8

CALCOLO CEDIMENTI CON EDIFICI VICINI

Si considera l'effetto di fondazioni vicine sul cedimento totale.





La tensione di consolidazione dell'argilla dedotta da un diagramma edometrico è σ_c = 129 kPa. Il modulo edometrico è *E'* = 3 MPa (per tensioni inferiori a 1.0 MPa).

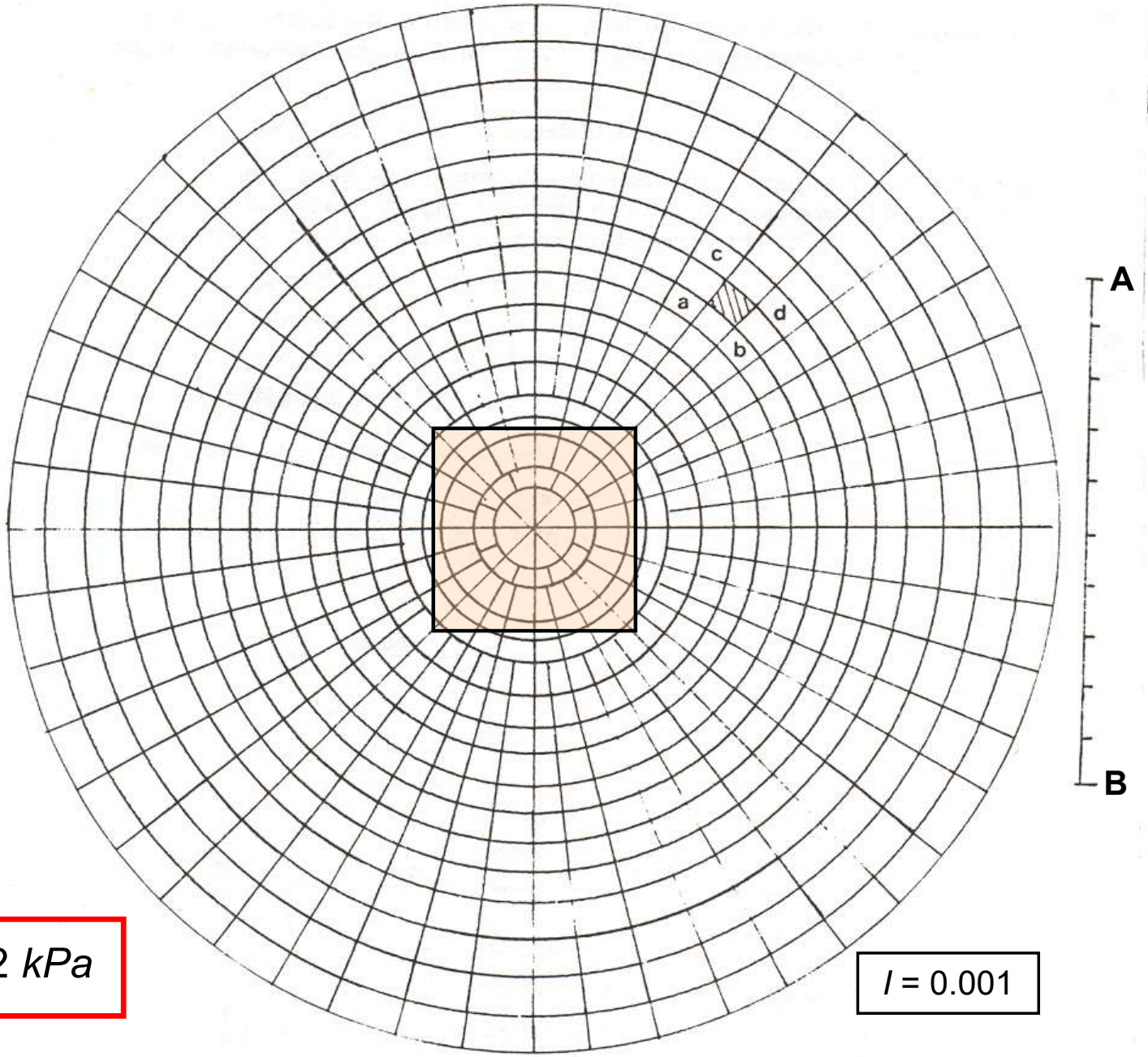
CALCOLO PRESSIONE FONDAZIONE ISOLATA

Si valuta innanzitutto la variazione di tensione nel terreno a quota 7.0 m mediante l'abaco di Newmark (quindi $\overline{AB}$ = 5 m)

Numero di regioni coperte dalla fondazione N = 74

$$q_o = \frac{1200}{2.00 \cdot 2.00} = 300\ kPa$$

$$\Delta q_1 = 0.001 \cdot 74 \cdot 300 = 22.2\ kPa$$



CALCOLO CEDIMENTI FONDAZIONE ISOLATA

Si calcola la tensione presente alla stessa quota solo per causa del terreno soprastante.

$$p_o = 5.50 \cdot 19 + 1.50 \cdot 17.2 = 130.2\ kPa$$

La tensione di consolidazione dedotta dalla prova edometrica era di 129 kPa, quindi l'argilla è normal-consolidata.

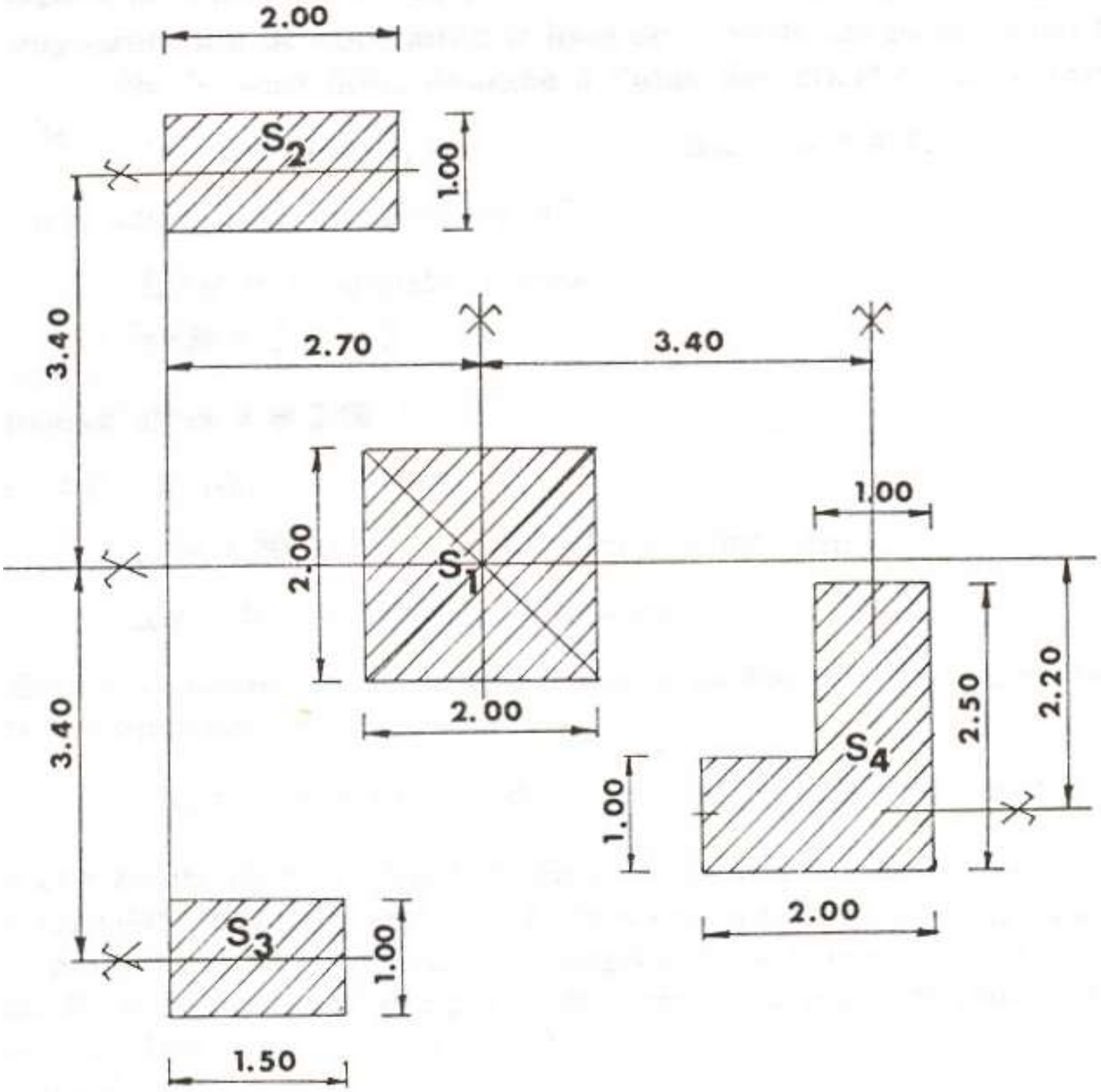
Per valutare il cedimento si può allora utilizzare direttamente il modulo edometrico *E'* mediante la relazione

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta q_1}{E'}$$

$$\Delta H = 300 \cdot \frac{22.2}{3000} = 2.22\ cm$$

CALCOLO TENSIONE FONDAZIONI IN GRUPPO

Per calcolare l'incremento di tensione dovuto alla presenza delle fondazioni vicine si ricorre ancora all'abaco di Newmark.



CALCOLO TENSIONE FONDAZIONI IN GRUPPO

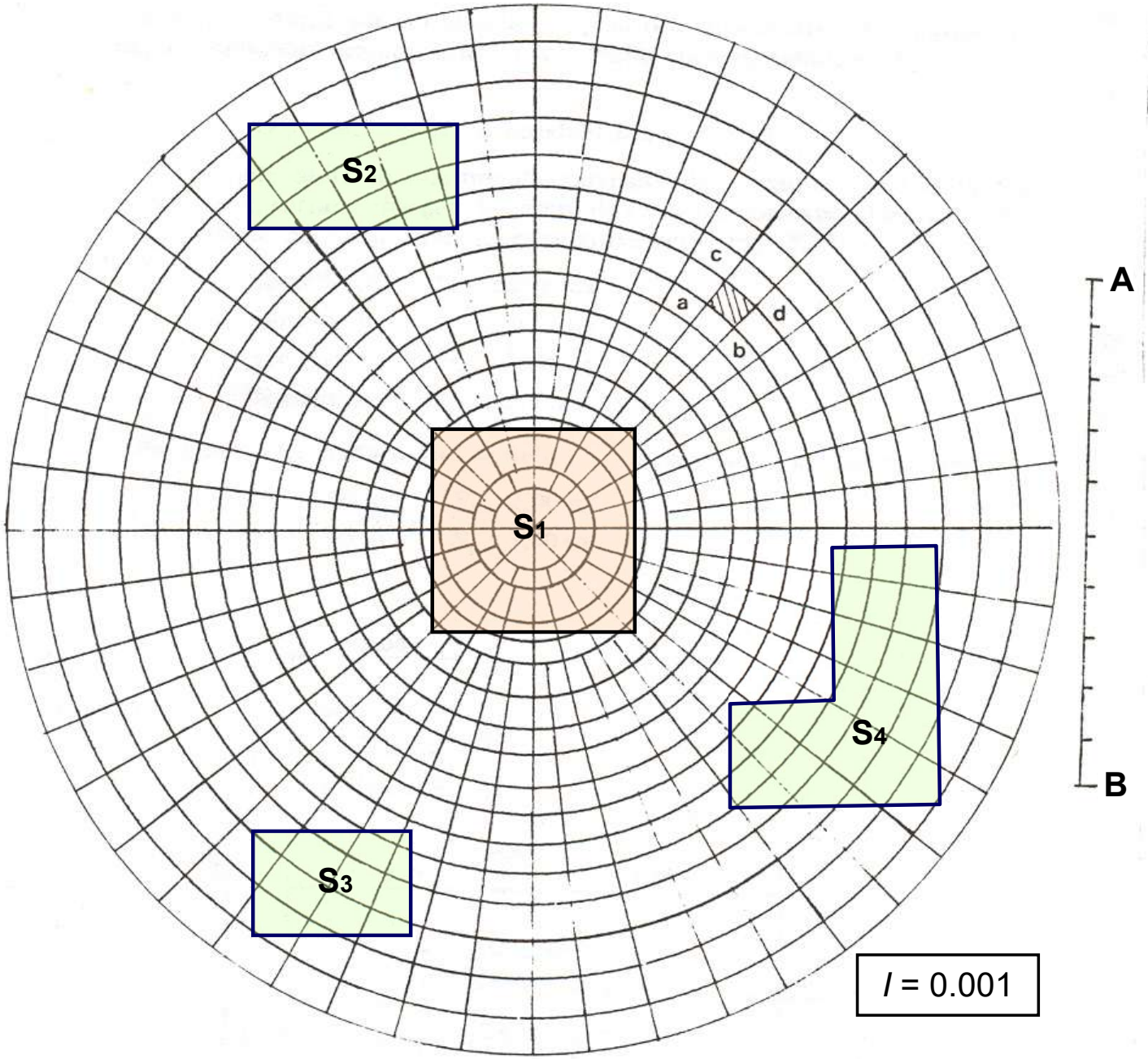
Assumendo AB = 5 m si disegnano le fondazioni sull'abaco e si contano il numero di regioni coperte da ogni fondazione

$S_1 \Rightarrow N_1 = 74$

$S_2 \Rightarrow N_2 = 11.5$

$S_3 \Rightarrow N_3 = 8.5$

$S_4 \Rightarrow N_4 = 22$



CALCOLO CEDIMENTI FONDAZIONI IN GRUPPO

Si calcolano le pressioni trasmesse al terreno da ogni fondazione

$$q_{o1} = \frac{1200}{2.00 \cdot 2.00} = 300\ kPa \qquad q_{o2} = \frac{580}{2.00 \cdot 1.00} = 290\ kPa$$

$$q_{o3} = \frac{435}{1.50 \cdot 1.00} = 290\ kPa \qquad q_{o4} = \frac{1085}{2.50 \cdot 1.00 + 1.00 \cdot 1.00} = 310\ kPa$$

Si calcolano le tensioni a metà strato con la relazione $\Delta q = \sum_i q_{oi}\, N_i\, I$

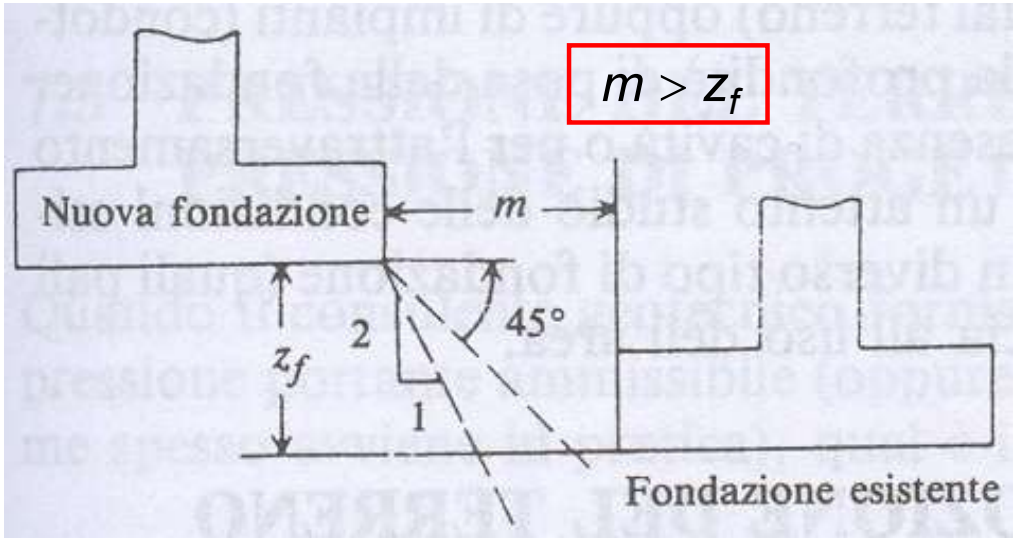
$$\Delta q = 0.001 \cdot (74 \cdot 300 + 11.5 \cdot 290 + 8.5 \cdot 290 + 22 \cdot 310) = 34.8\ kPa$$

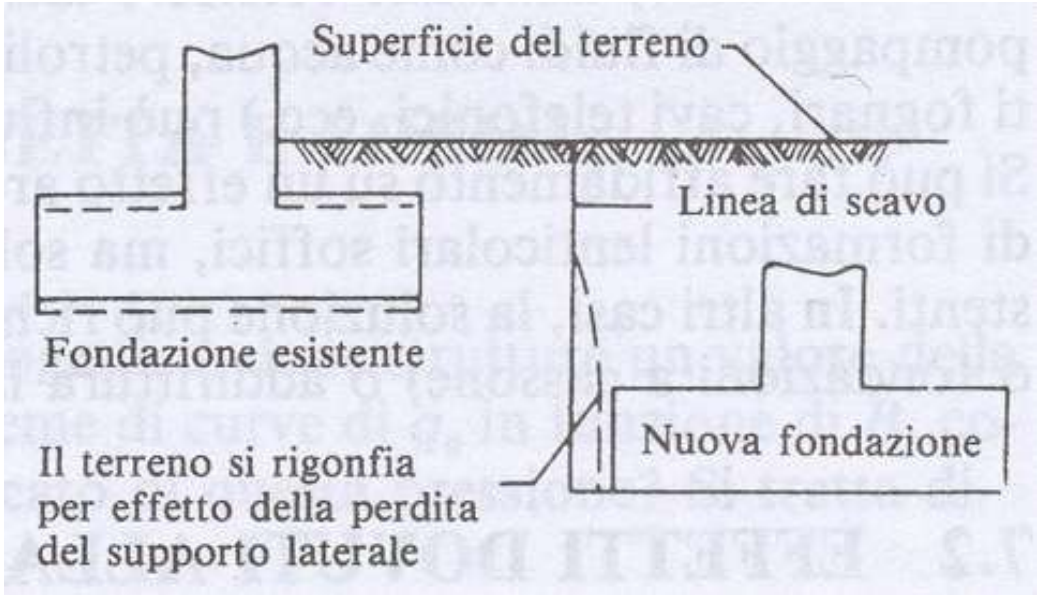
Il cedimento totale sotto la fondazione S_1 sarà allora:

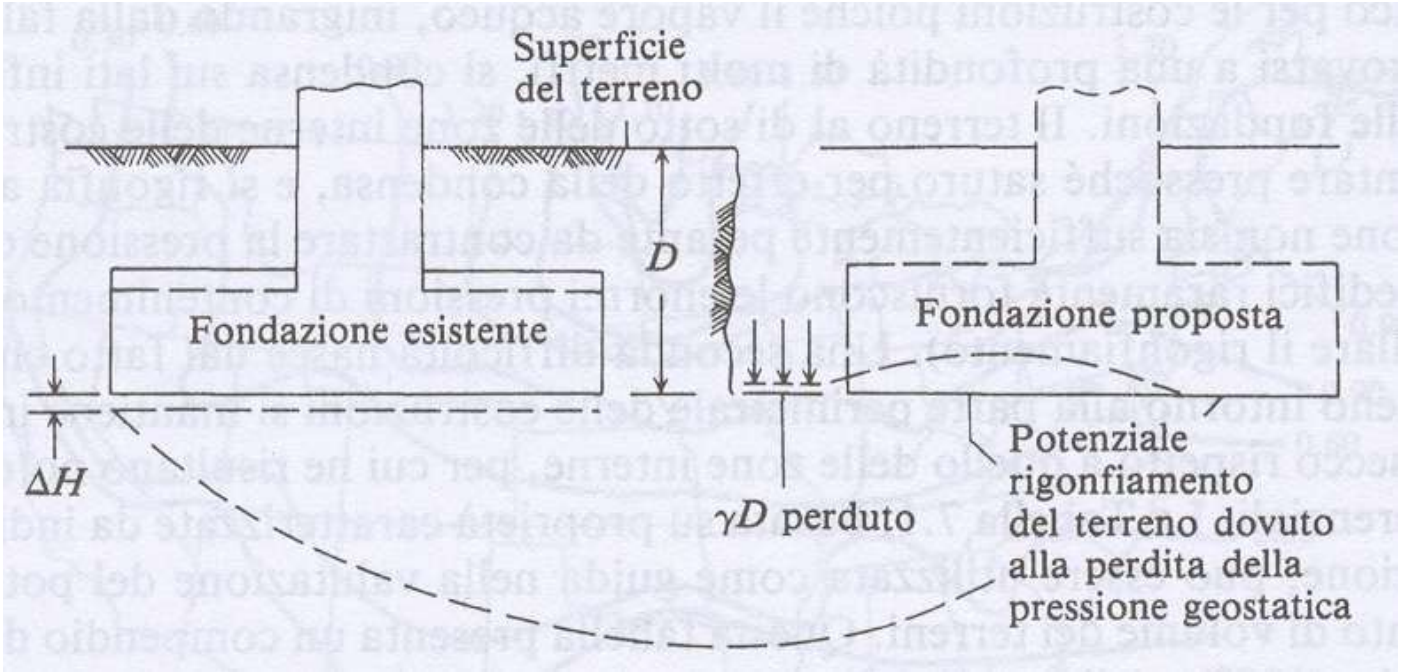
$$\Delta H = 300 \cdot \frac{34.8}{3000} = 3.48\ cm$$

Si ha un incremento del cedimento del 57%, per le fondazioni vicine.

ATTENZIONI PER CONTRASTARE CEDIMENTI







Considerare l'uso di palancole o strutture di sostegno.

MIGLIORAMENTO DEI SUOLI DI FONDAZIONE

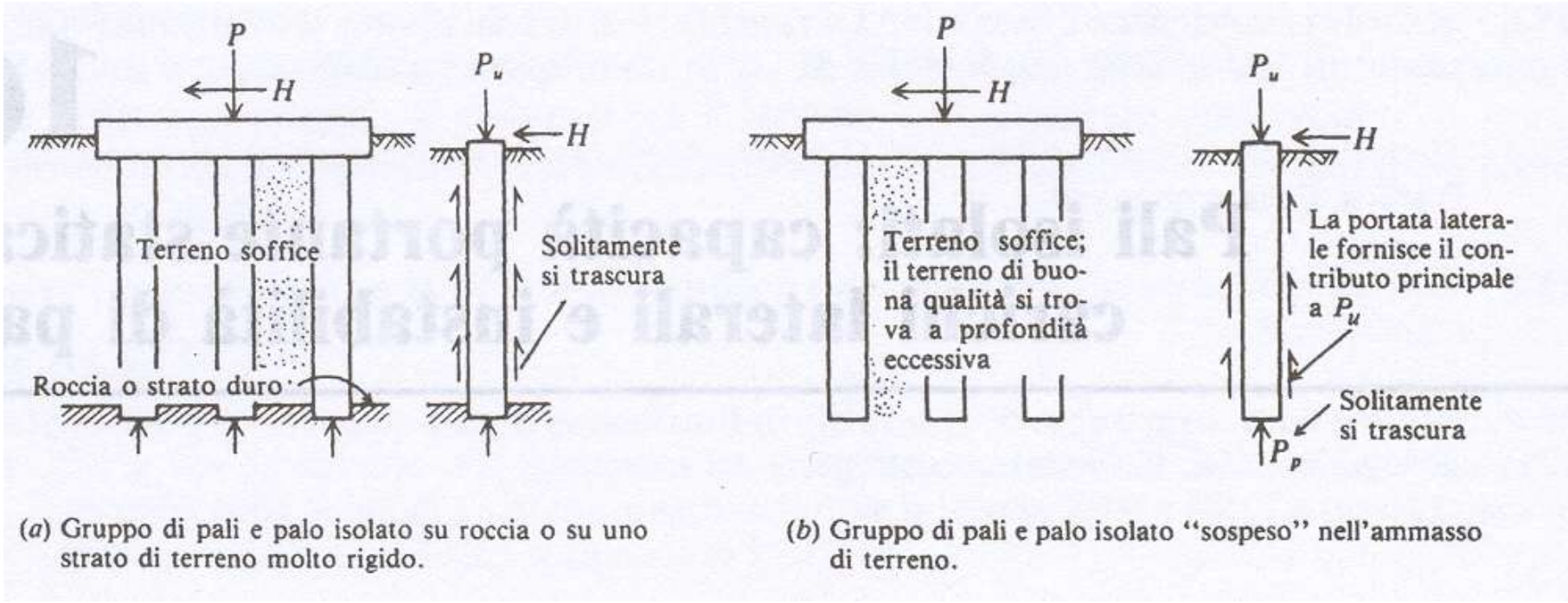
La capacità portante delle fondazioni può essere significativamente aumentata modificando i parametri γ, c e ϕ.

I cedimenti possono essere ridotti aumentando la densità.

Per modificare le proprietà dei suoli si può procedere mediante:

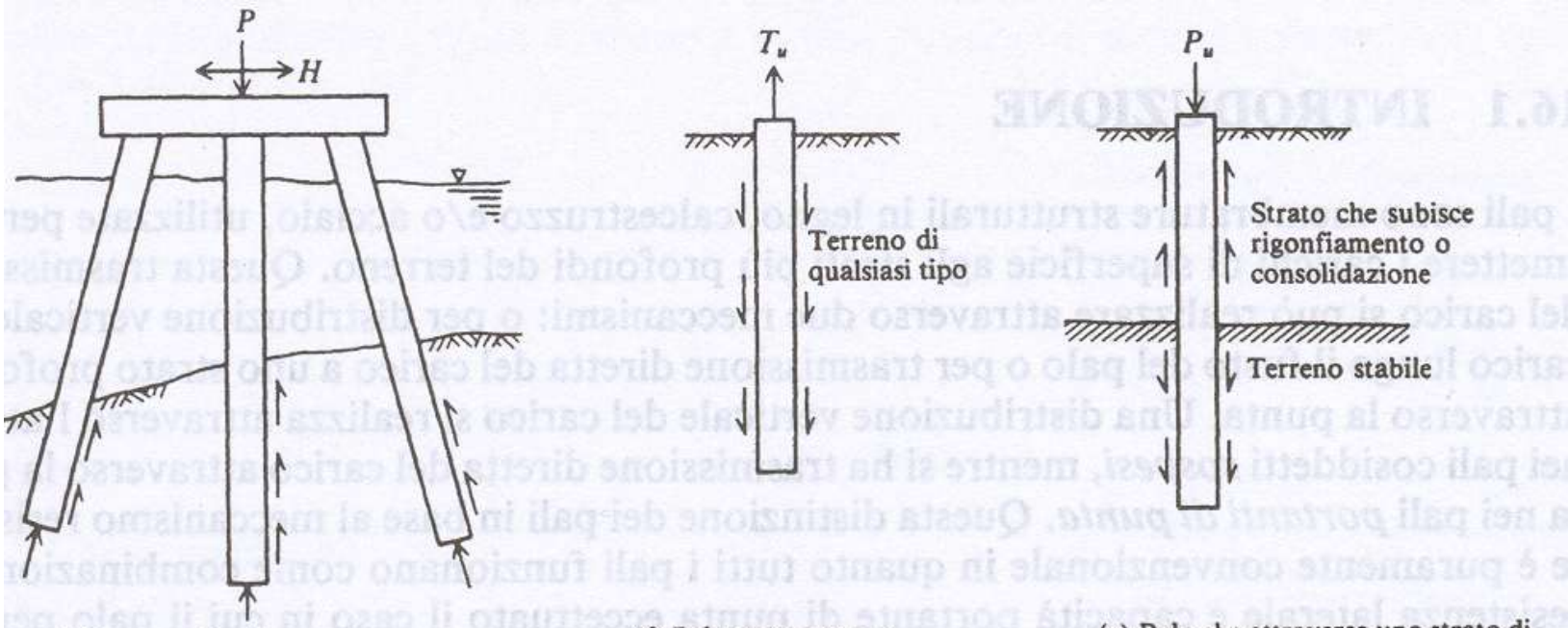
- Compattazione dinamica
- Precarico
- Drenaggio (*consente di velocizzare i cedimenti sotto precarico)*
- Addensamento con attrezzature vibranti
- Iniezione di miscele leganti (in genere acqua e cemento con sabbia fine)
- Uso di geotessili

FONDAZIONI SU PALI



(*a*) Gruppo di pali e palo isolato su roccia o su uno strato di terreno molto rigido.

(*b*) Gruppo di pali e palo isolato "sospeso" nell'ammasso di terreno.



(*c*) Gruppo di pali per una fondazione off-shore.

(*d*) Palo sottoposto a trazione (palo teso).

(*e*) Palo che attraversa uno strato di terreno che si rigonfia (come indicato) o si consolida.

FONDAZIONI SU PALI

I pali sono impiegati per

- Trasferire il carico della soprastruttura a strati profondi di terreno
- Compattare terreni sciolti
- Controllare i cedimenti di fondazioni su strati compressibili
- Irrigidire il suolo sotto le fondazioni di macchine
- Per sicurezza sotto le spalle dei ponti e/o sotto le pile dei ponti
- Nelle strutture offshore, trasferire il carico delle piattaforme al suolo sotto il mare.

FONDAZIONI SU PALI

I pali possono essere di legno, di acciaio e di calcestruzzo armato. A seconda delle modalità costruttive sono distinti in tre categorie:

- Pali prefabbricati ed infissi (*forzati a pressione o battuti*)
- Pali costruiti in opera con asportazione di terreno (*pali trivellati*).

I pali della prima categoria hanno diametro inferiore a 60 cm e più frequentemente compreso tra 20 e 50 cm.

I pali trivellati possono andare da 10 cm di diametro (micropali) a 2.0, 3.0 m (pali di grande diametro).

Hanno lunghezza compresa tra 8 m e 20 m, ma possono arrivare a 60 m.

FONDAZIONI SU PALI

Elenco norme UNI EN riguardanti le fondazioni profonde.

UNI EN 1536 Pali trivellati

UNI EN 1538 Diaframmi

UNI EN 14679 Miscelazione profonda

UNI EN 14199 Micropali

UNI EN 12716 Jet grouting

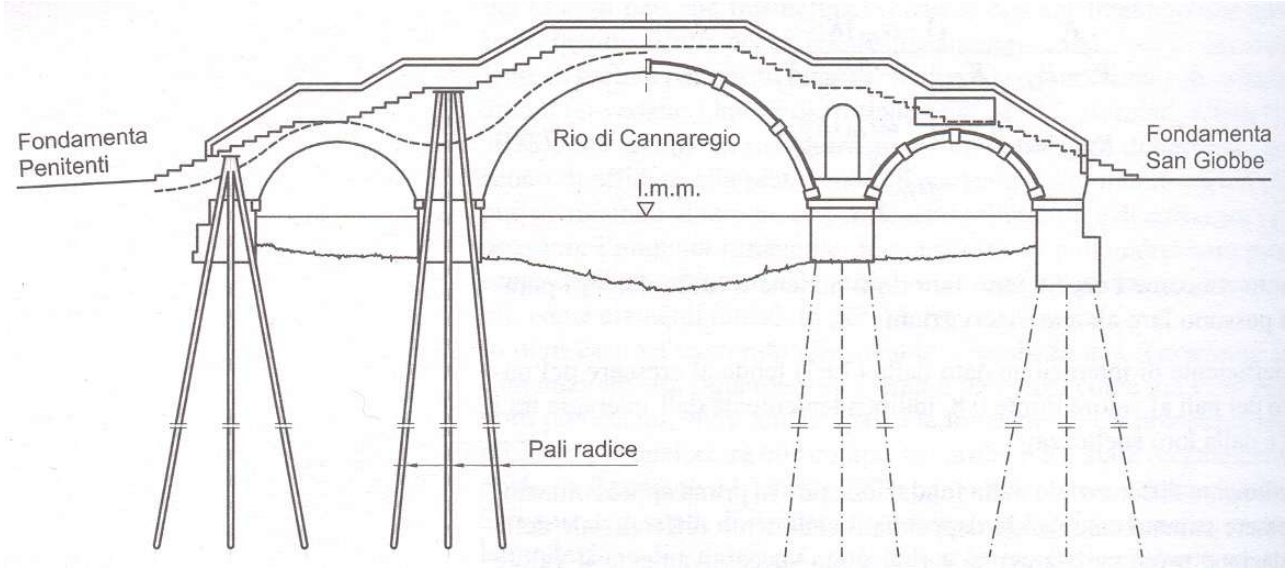
UNI EN 12715 Iniezioni

UNI EN 12699 Pali eseguiti con spostamento del terreno

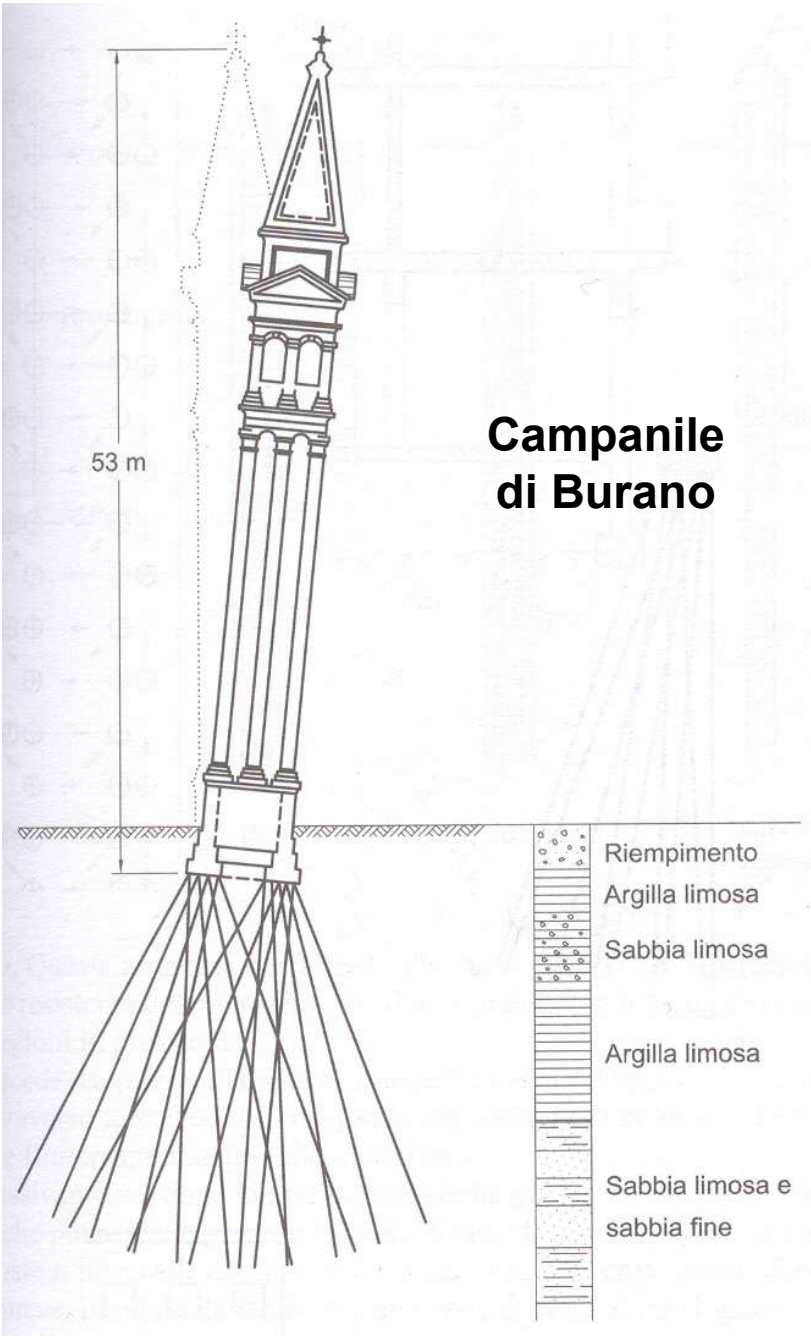
UNI EN 1537 Tiranti d’ancoraggio

MICROPALI

I micropali sono pali trivellati di piccolo diametro (80÷250 mm) e sono impiegati solitamente per sottofondazioni di strutture esistenti.

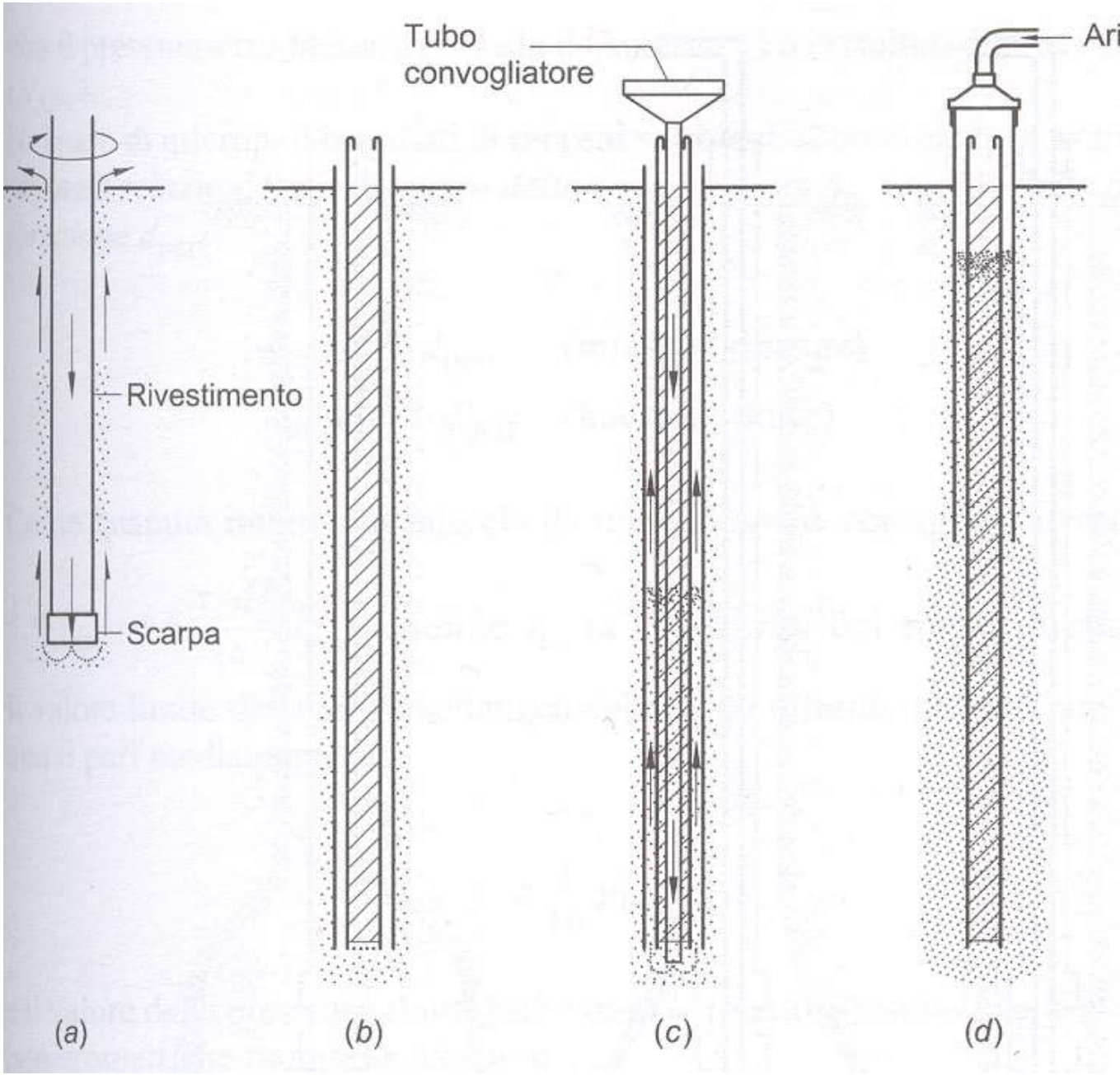


Ponte Tre Archi - Venezia



Campanile di Burano

MICROPALI



Fasi esecutive di un micropalo con armature in barre:

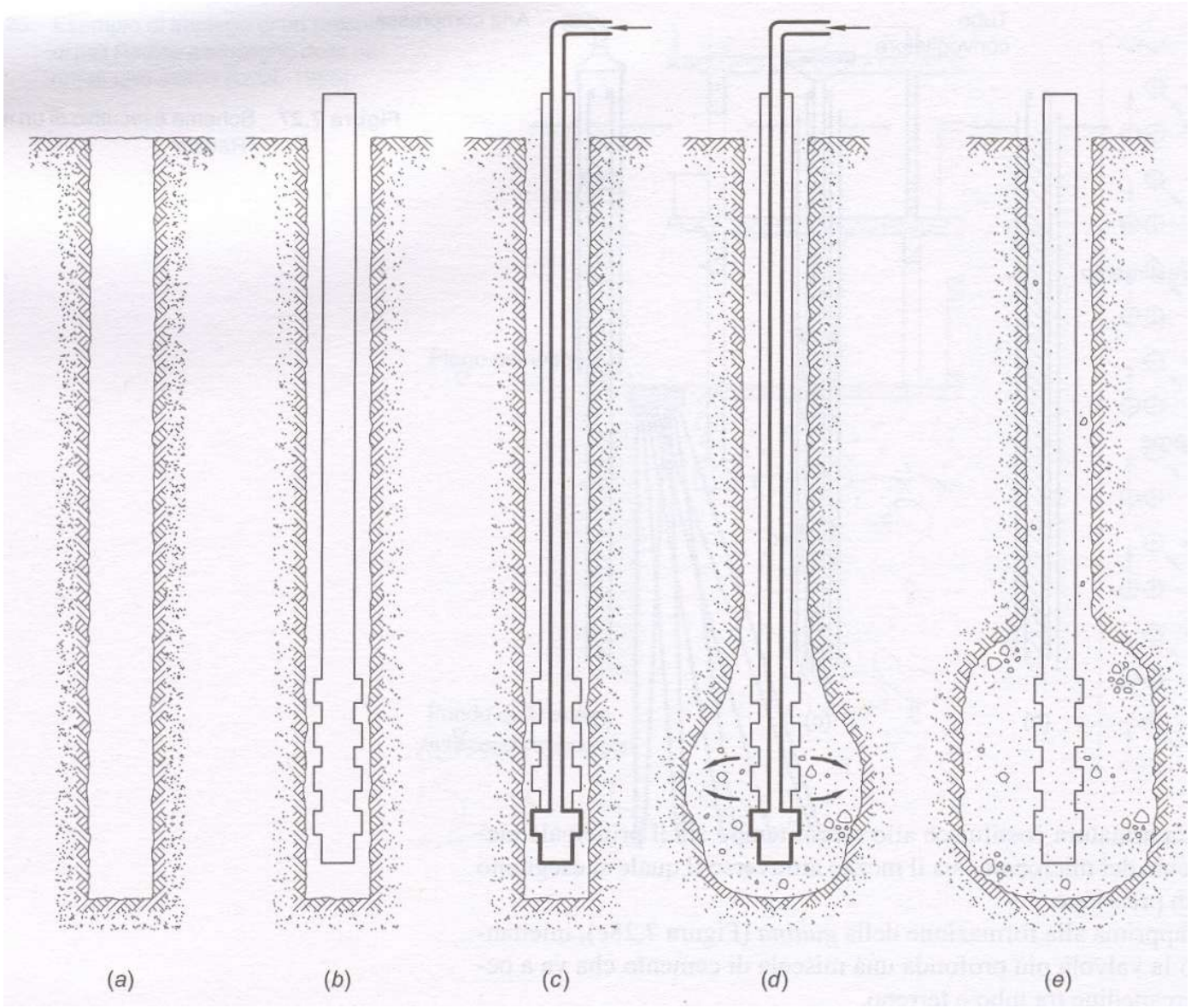
a) perforazione

b) Inserimento armature nel foro (*camicia nel foro*)

c) Getto di microcalce-struzzo con tubo convo-gliatore (*camicia nel foro*)

d) Sfilamento camicia immettendo aria compressa per forzare il calcestruzzo contro il terreno

MICROPALI



Fasi esecutive di un micropalo *Tubfix*:

a) Perforazione (*bentonite)*

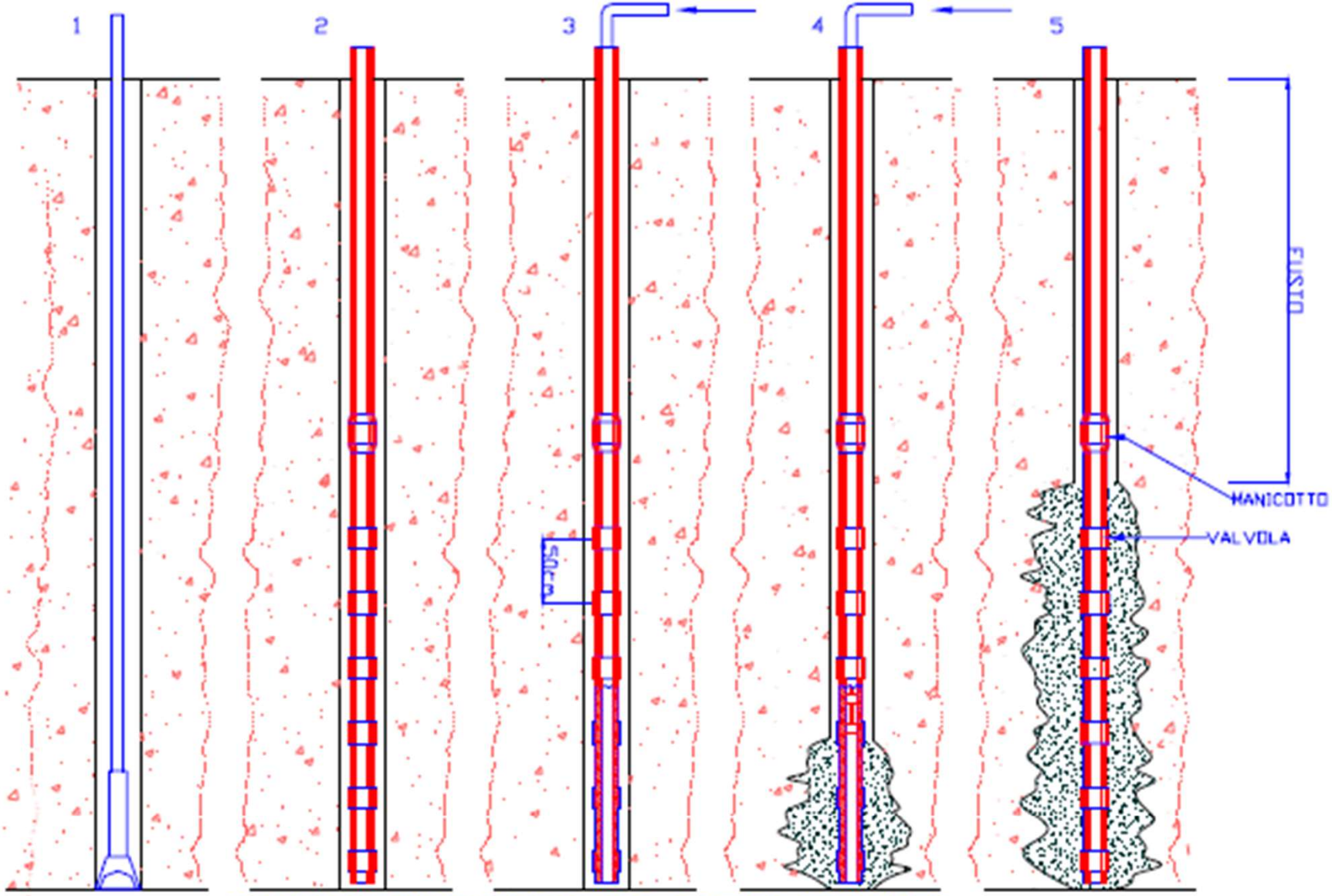
b) Inserimento tubo in acciaio con valvole di non ritorno

c) Iniezione di miscela di cemento dal basso per formare la guaina (*inter-capedine tra tubo e terreno)*

d) Dopo la presa della guaina, si inietta dalle varie valvole (*pressione di alcune decine di atm)*

e) Risultato al termine dell'iniezione.

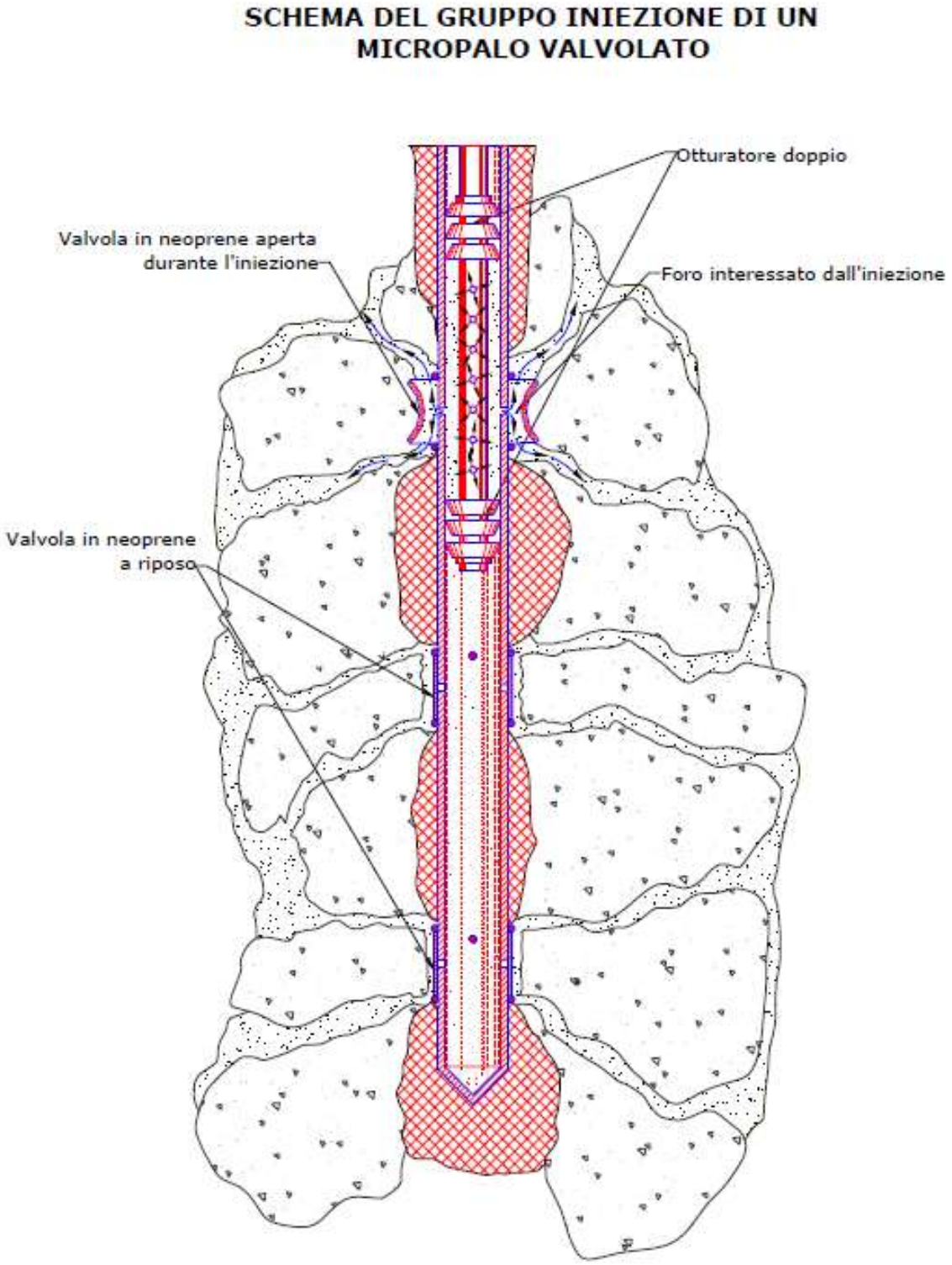
MICROPALI



FASI ESECUTIVE DI UN MICROPALO A TUBO VALVOLATO

1-Perforazione
2-inserimento del tubo valvolato
3-iniezione di boiacca per creare la "camicia" ovvero sigillare lo spazio fra il tubo ed il terreno
4-iniezione (dopo un giorno dalla formazione della camicia) della boiacca da effettuare, valvola per valvola dopo avere rotto la camicia. Occorrono circa 20-30atm
5-schema del micropalo finito con la zona bulabata e quella libera (fusto)

MICROPALI


SCHEMA DEL GRUPPO INIEZIONE DI UN MICROPALO VALVOLATO
Otturatore doppio
Valvola in neoprene aperta durante l'iniezione
Foro interessato dall'iniezione
Valvola in neoprene a riposo

MICROPALI

Diametri dei micropali “Tubfix” e relativi carichi limite (*rottura palo*)

I diametri indicati del tubo di acciaio sono esterno e interno.

Diametro del fusto (mm)	Diametro armatura (mm)	Carico amm. in compress. (kN)	Carico amm. in traz. (kN)
85	48.3/39.3	175	70
85	51.0/35.0	235	135
100	60.3/44.3	300	165
100	60.3/35.3	370	210
120	76.1/60.1	410	235
120	76.1/51.1	510	280
145	82.5/66.5	520	255
145	82.5/57.5	630	330
175	88.9/72.9	675	280
175	88.9/63.9	795	360
200	101.6/85.6	845	320
200	101.6/76.6	985	460

La lunghezza del palo dipende dalle caratteristiche del terreno.

CAPACITA' PORTANTE PALI

La capacità portante dei pali può essere valutata con le relazioni:

$$P_u = P_{pu} + \sum P_{si} \qquad \text{Pali in compressione}$$

$$T_u = \sum P_{si} + W_p \qquad \text{Pali in trazione}$$

P_{pu} = *resistenza di punta del palo*

ΣP_{si} = *resistenza laterale per attrito*

W = *peso del palo*

La resistenza di punta può essere calcolata con la relazione

$$P_{pu} = (c\,N'_c + \eta\,\bar{q}\,N'_q + 0.5\,\gamma\,B\,N_\gamma\,s_\gamma)\,A_p$$

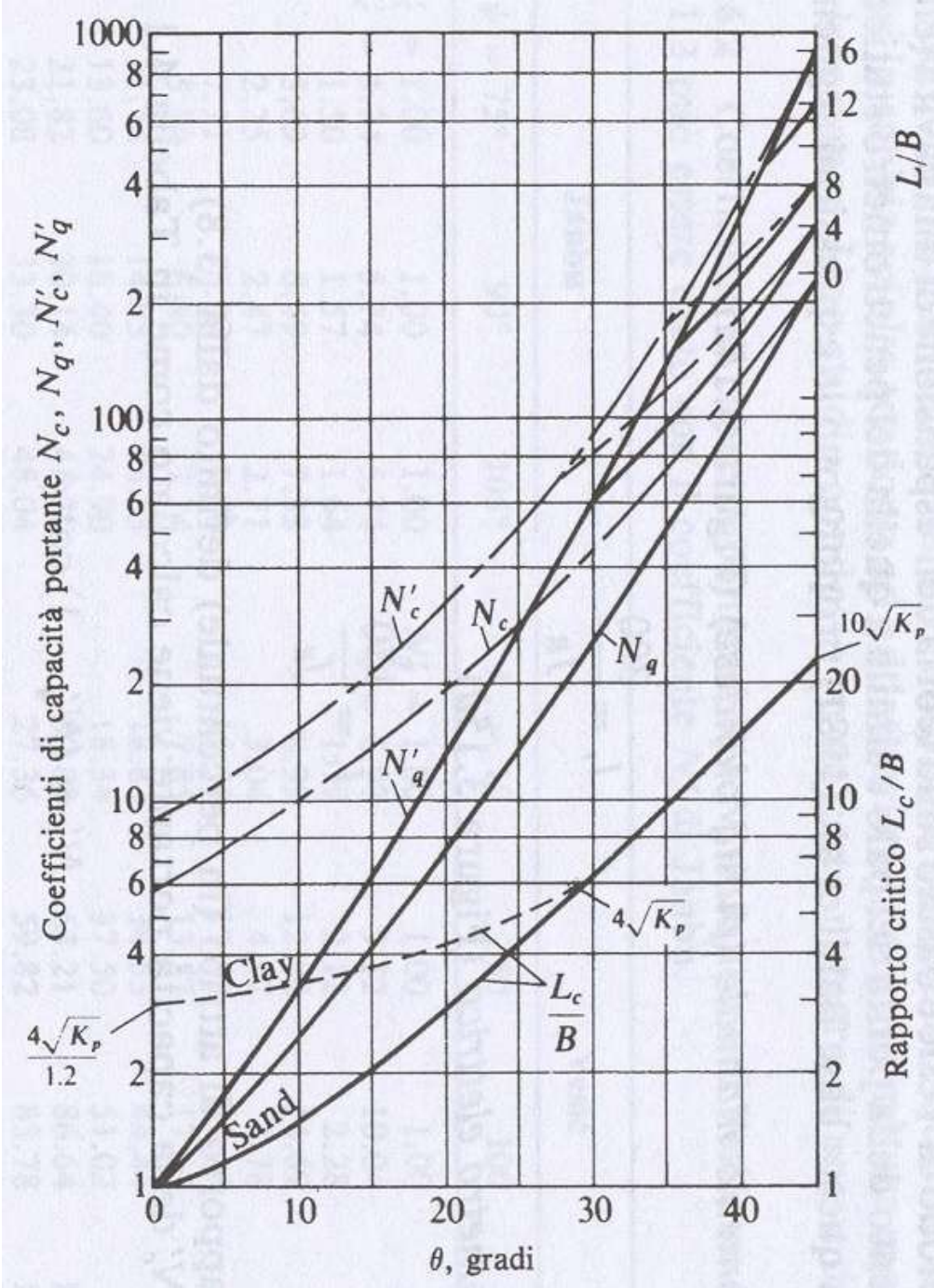
A_p = *area della punta del palo*

N'_c = *fattore di coesione corretto per forma e profondità*

N'_q = *fattore di sovraccarico* ($\bar{q} = \gamma L$) *corretto per forma e profondità*

η = *1 in genere* (*a rigore* $\eta = \frac{1 - 2K_O}{3}$, *con* K_o *coefficiente di spinta a riposo*)

CAPACITA' PORTANTE PALI



Esempio 1: $L = 15$ m
$B = 0.46$ m
$\phi = 35°$
Si trova $L_c/B = 10$ per $\phi = 35°$ sulla curva della profondità di affondamento critica
Si calcola $L/B = 15/0.46 = 32.6$
Poiché $32.6 \gg 10$ si ottengono direttamente N'_q e N'_c come $N'_q \simeq 140$; $N'_c \simeq 180$

Esempio 2: gli stessi dati dell'Esempio 1 ma con $s_u = 600$ kPa ($\phi = 0$)
Da $L/B = 32.6$ si ottiene $N'_c = 9$ e $N'_q = 1$

Esempio 3: gli stessi dati dell'Esempio 1 ma con $c = 100$ kPa, $\phi = 20°$
$L_c/B = 4.1$ (per argille si fa uso della curva tratteggiata)
$L/B = 32.6$ per cui
$N'_q = 7$-14; si assume 10
$N'_c = 20$-32; si assume 26
In questo caso si sono scelti i valori intermedi fra gli estremi

Meyerhof (1976)

CAPACITA' PORTANTE PALI

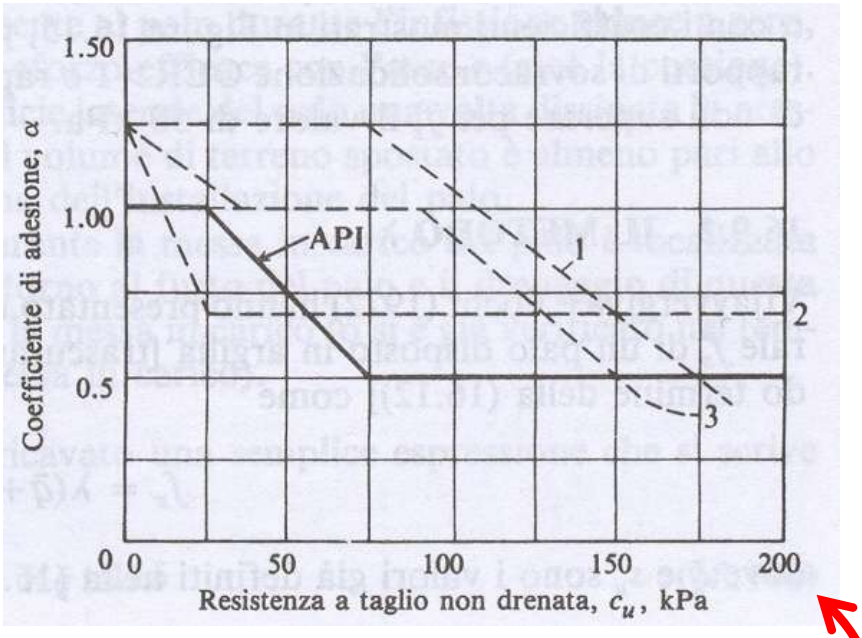
La resistenza laterale si può ricavare con la relazione:

$$P_s = \sum A_s f_s$$

$$f_s = \alpha c + \overline{q} K \tan\delta$$

α = *fattore di aderenza (variabile tra 0.5 e 1.0).*

c = coesione media nello strato considerato (o s_u*)*



K = coefficiente di pressione laterale (consigliato assumerlo uguale a K_o*)*

$$K_o = (1 - \sin\phi')\sqrt{OCR}$$

δ = *angolo di attrito palo-suolo (normalmente assunto uguale a* ϕ*' – angolo di attrito drenato)*

Caso	Condizioni del terreno	Rapporto di penetrazione (2)	Coefficiente di adesione, α
1	Sabbia o sabbia ghiaiosa sovrastante terreno coesivo da duro a molto duro	<20	1.25
		>20	vedi Figura 16.11*a*
2	Argilla soffice o limo sovrastante terreno coesivo da duro a molto duro	$8<PR\leq20$	0.40
		>20	vedi Figura 16.11*a*
3	Terreno coesivo da duro a molto duro privo di strati sovrastanti	$8<PR\leq20$	0.40
		>20	vedi Figura 16.11*a*

CAPACITA' PORTANTE PALI

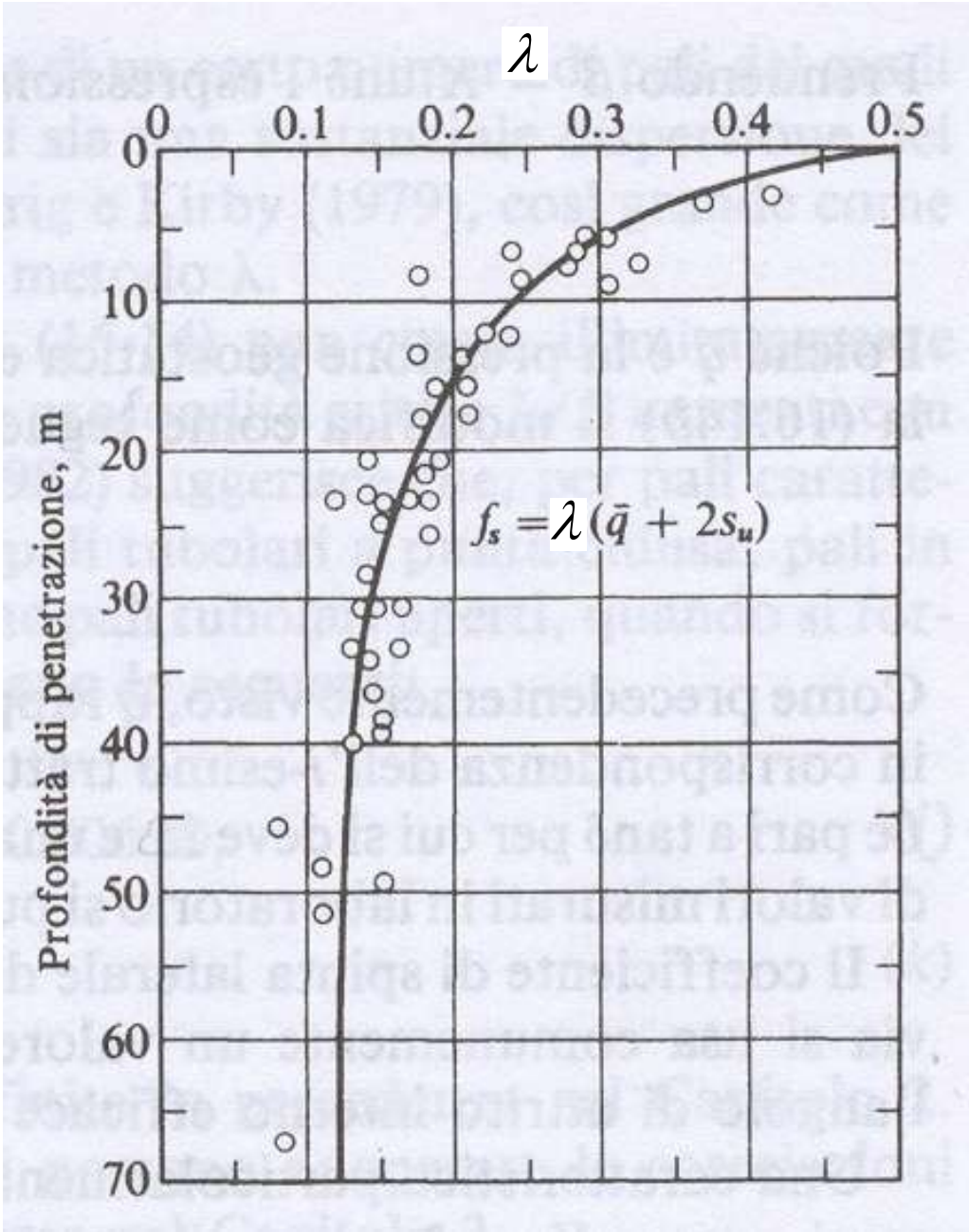
La resistenza laterale si può ricavare anche con la relazione:

$$P_s = \sum A_s f_s$$

$$f_s = \lambda(\overline{q} + 2c)$$

λ = *coefficiente ricavabile dal diagramma di figura*

c = coesione media nello strato considerato (o s_u)



CAPACITA' PORTANTE PALI

La capacità portante dei pali può essere calcolata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche.

$$P_u = R_p A_p$$

R_p = resistenza di punta misurata col penetrometro statico

A_p = area della punta del palo

Per i pali trivellati, con i quali si ha in genere una decompressione e rimaneggiamento del terreno vicino alla punta, si assume

$$P_u = \frac{R_p}{3} A_p + \sum R_l \cdot A_{si}$$

R_l = resistenza laterale misurata col penetrometro statico

A_{si} = area della superficie laterale del palo del tratto i-esimo

CAPACITA' PORTANTE PALI

La capacità portante dei pali può anche essere ricavata mediante prova di carico sul palo

- Prova di rottura (*completo diagramma carico-cedimento*)
- Prova di verifica (*rottura convenzionale a cedimenti residui pari a 1/10 del diametro del palo)*

