

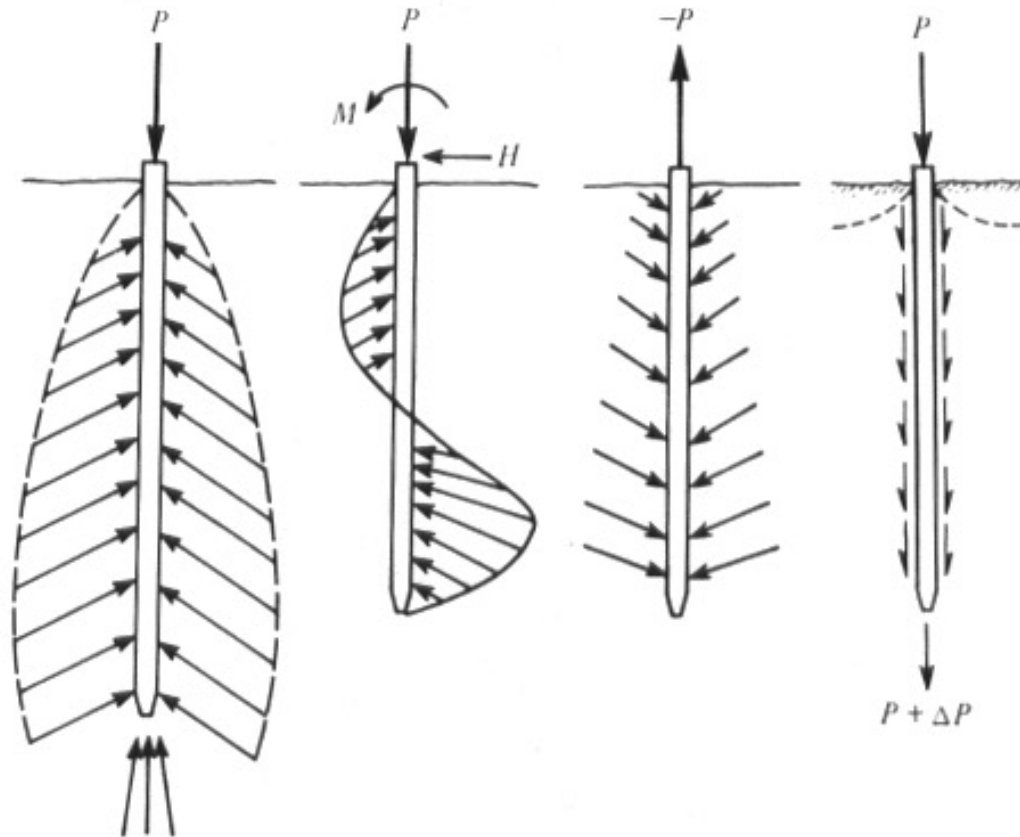
FONDAZIONI

ing. Nunziante Squeglia

CARICO LIMITE

CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO

Generalità



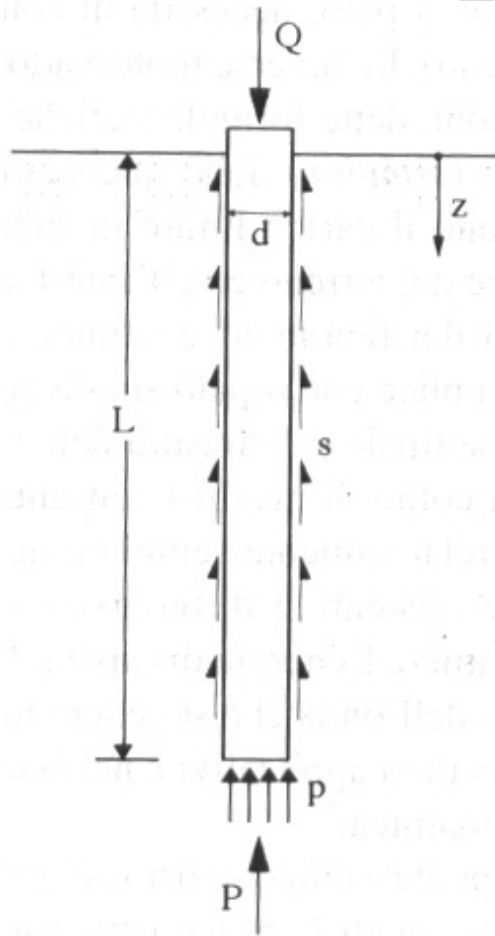
DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE

Approcci disponibili:

- **Formule statiche**
- **Formule empiriche**
- **Formule dinamiche**
- **Determinazione diretta (n° 7)**

CARICO LIMITE

Formule statiche

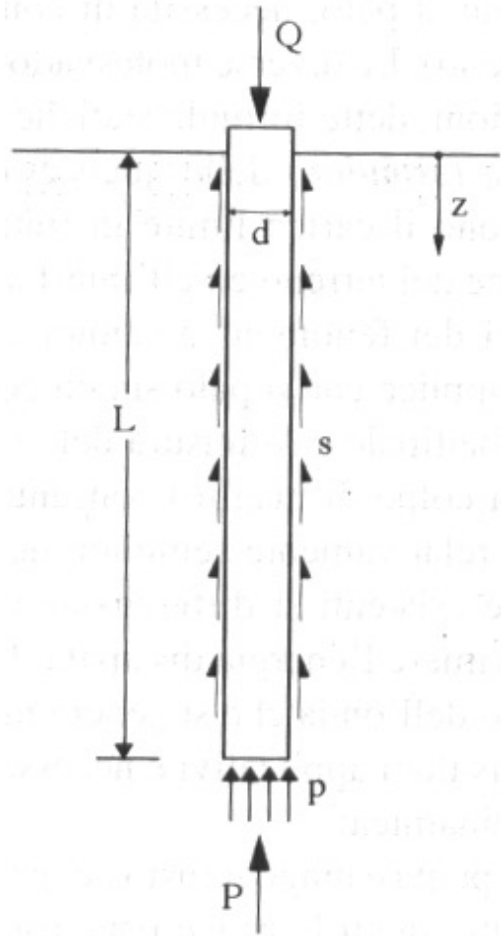


$$Q_{\text{lim}} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

Suddivisione convenzionale tra P ed S

CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza alla punta



$$D) \quad p = N_q \sigma'_{vL} + N_c c'$$

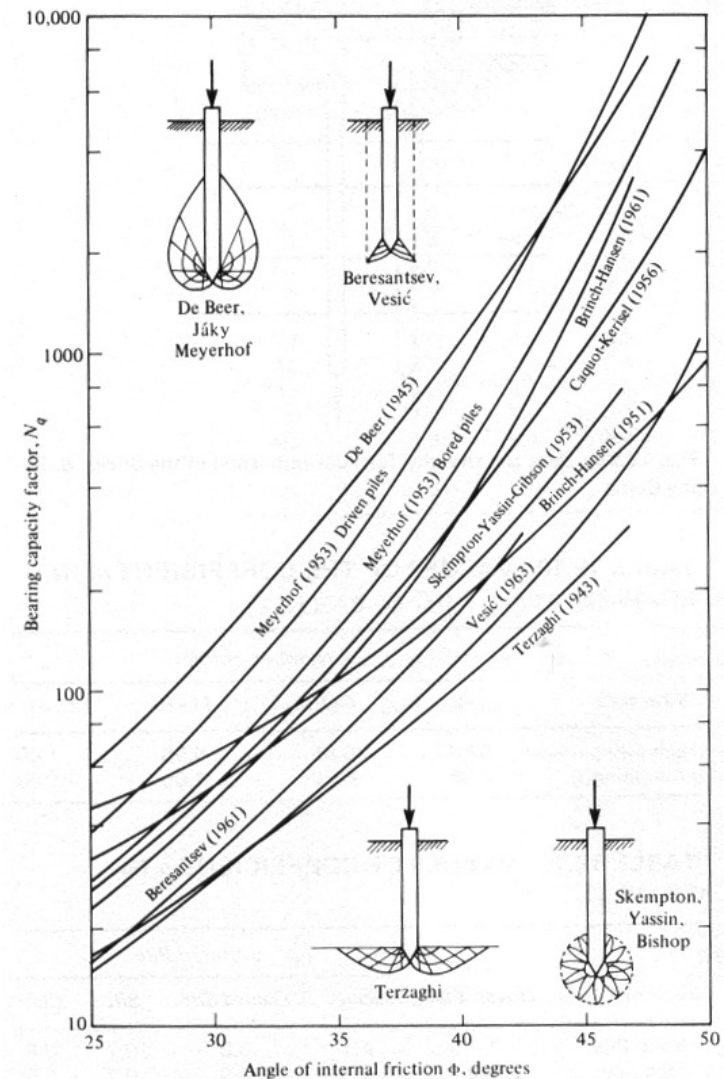
$$U) \quad p = 1 \cdot \sigma_{vL} + N_{\epsilon}^0 c_u$$

CARICO LIMITE

CARICO LIMITE

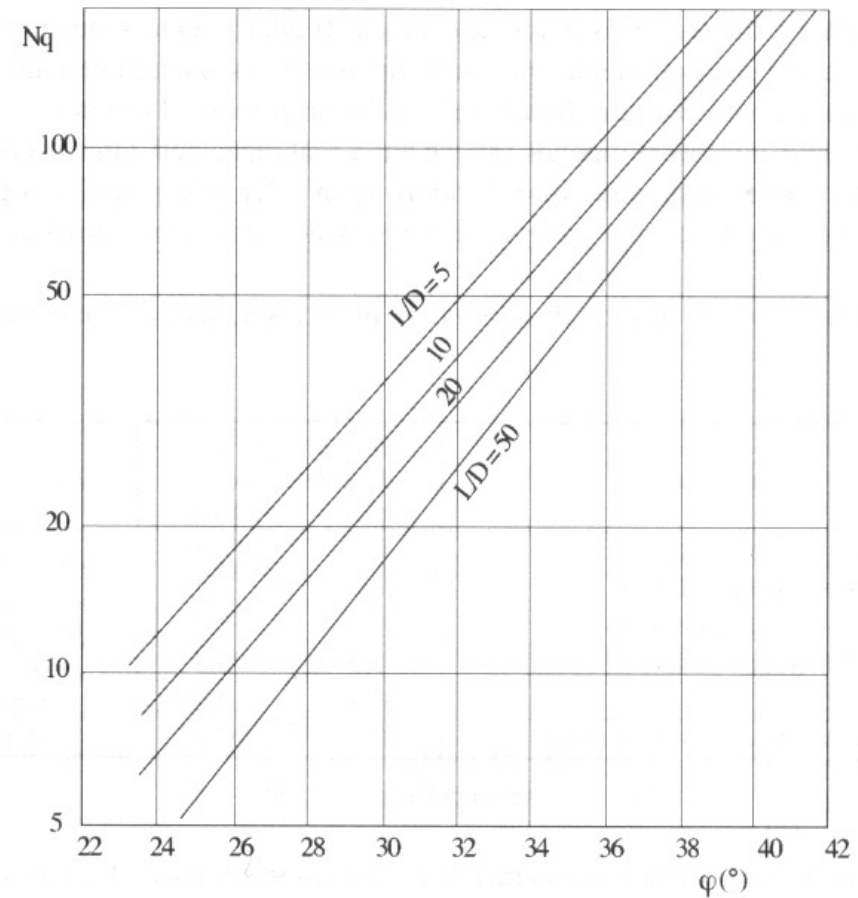
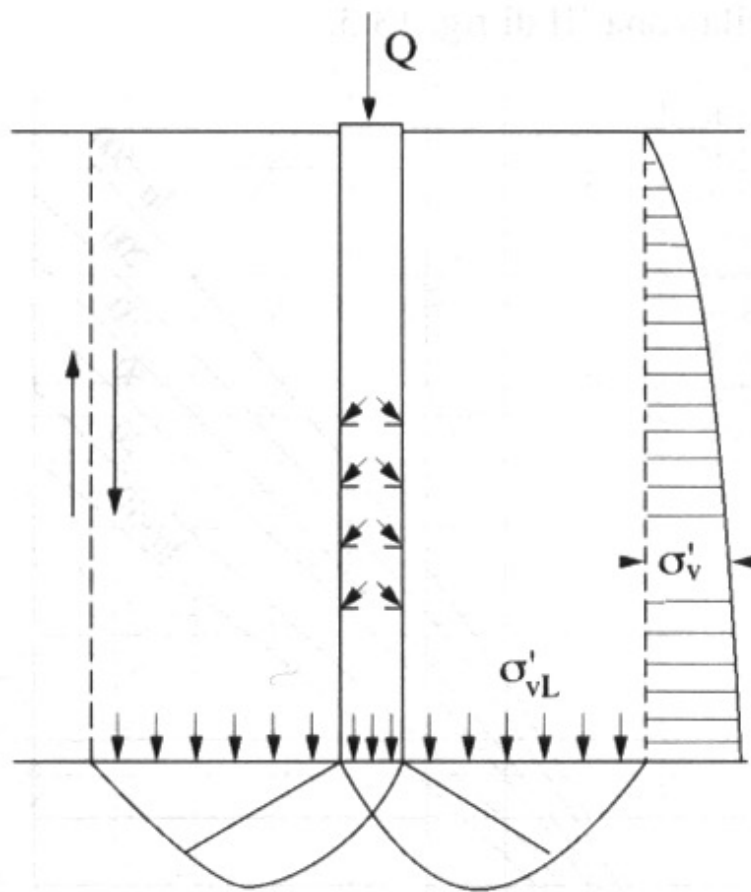
Formule statiche:
resistenza alla punta

Valori di N_q secondo
diverse teorie



CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza alla punta (D)



Berezantzev, 1961

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro

$$Q_{\text{lim}} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

S si mobilita per cedimenti di $1 \div 2$ cm

**P si mobilita per spostamenti di $0.15d$ (battuti)
o $0.25d$ (trivellati)**

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro (D)

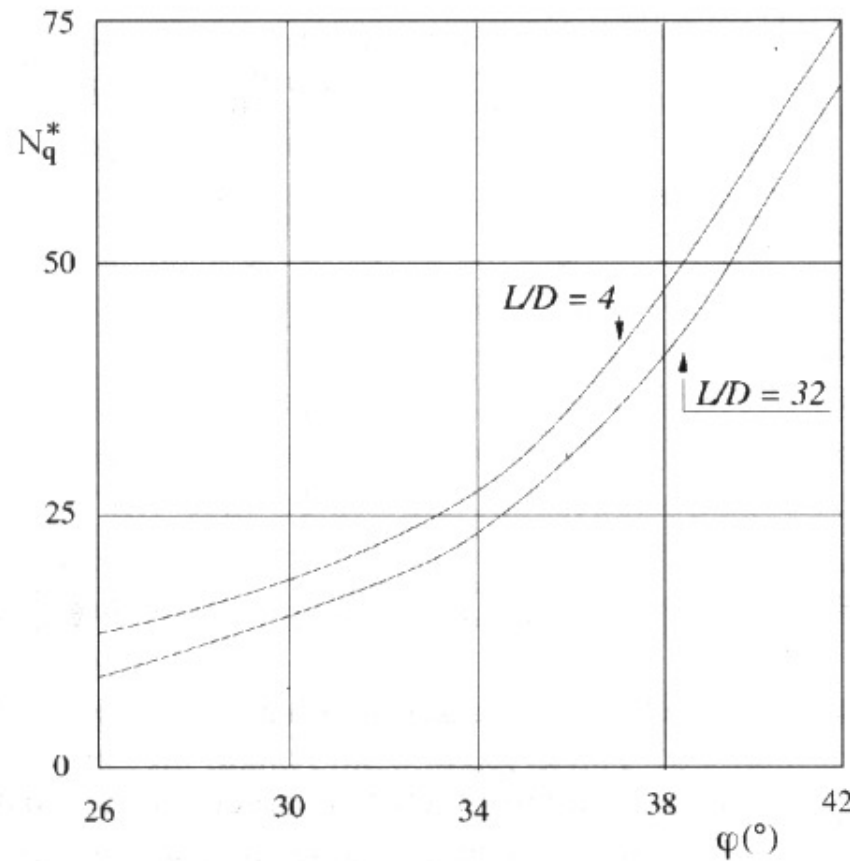
**Lo SLU di un palo di grande diametro è
definito sulla base dei cedimenti**

Berazantzev (1965) suggerisce $0.06d - 0.1d$

$$p = N_q^* \cdot \sigma'_{vL}$$

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro



Berezantzev, 1965

CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza alla punta (U)

$$p_{\text{lim}} = 1 \cdot \sigma_{vL} + N_c c_u$$

Le teorie ad oggi disponibili portano a valori di N_c compresi tra 8 e 12.

Usualmente si considera un valore di 9.

CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza laterale (D)

$$S_{lim} = \mu \cdot k \cdot \sigma'_{v0}$$

Tipo di palo	k (S)	k (D)	μ
Batt. profilato	0.7	1.0	0.36
Batt. tubo acc. chiuso	1.0	2.0	0.36
Batt. Cls prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\varphi')$
Batt. Cls gettato	1.0	3.0	$\tan(\varphi')$
Trivellato	0.5	0.4	$\tan(\varphi')$
Elica continua	0.7	0.9	$\tan(\varphi')$

CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza laterale (U)

$$s = \alpha \cdot c_u$$

Tipo di palo	$c_{u,ind}$ [kPa]	α
Battuto	$c_u < 25$	1.0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0.011(c_u - 25)$
	$c_u > 70$	0.5
Trivellato	$c_u < 25$	0.7
	$25 < c_u < 70$	$0.7 - 0.008(c_u - 25)$
	$c_u > 70$	0.35

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito

Prove SPT: resistenza alla punta

$$p = K \cdot N_{SPT} \text{ [MPa]}$$

Palo	Terreno	K	Fonte
Battuto prefabbricato	Sabbia	0,45	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Sabbia	0,40	Decourt, 1982
	Limo, limo sabbioso	0,35	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Limo glaciale	0,25	Thorburn, MacVicar, 1971
	Limo sabbioso residuale	0,25	Decourt, 1982
	Limo argilloso residuale	0,20	Decourt, 1982
	Argilla	0,20	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Argilla	0,12	Decourt, 1982
	Qualsiasi	0,30	Shioi, Fukui, 1982
Battuto gettato in opera	Incoerente	0,15	Yamashita, 1987 ($p \leq 7,5 \text{ MPa}$)
Trivellato	Sabbia	0,10	Shioi, Fukui, 1982
	Argilla	0,15	Shioi, Fukui, 1982

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito

Prove SPT: resistenza laterale

$$s = \alpha + \beta \cdot N_{SPT} \text{ [kPa]}$$

Palo	Terreno	α	β	Note	Fonte
Battuto prefabbricato	Incoerente	0	2		Meyerhof, 1956 Shioi, Fukui, 1982
	Qualsiasi	10	3,3	$3 \leq N \leq 50$ $s \leq 170 \text{ kPa}$	Decourt, 1982
	Coesivo	0	10		Shioi, Fukui, 1982
Battuto gettato in opera	Incoerente	30 0	2 5	$s \leq 200 \text{ kPa}$	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
	Coesivo	0	5	$s \leq 150 \text{ kPa}$	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
		0 10	5 10		
Trivellato	Incoerente	0	1		Findlay, 1984 Shioi, Fukui, 1982
		0	3,3		Wright, Reese, 1979 Shioi, Fukui, 1982
	Coesivo	0	5		
		10	3,3	Per pali in fango $3 \leq N \leq 50$ $s \leq 170 \text{ kPa}$	Decourt, 1982

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito (GG)

Prove CPT: resistenza alla punta

Pali battuti

$$p = q_c$$

q_c = valore medio tra $L + d$ ed $L - 4d$

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito (GG)

Prove CPT: resistenza laterale

Pali battuti

$$s = \alpha \cdot q_c$$

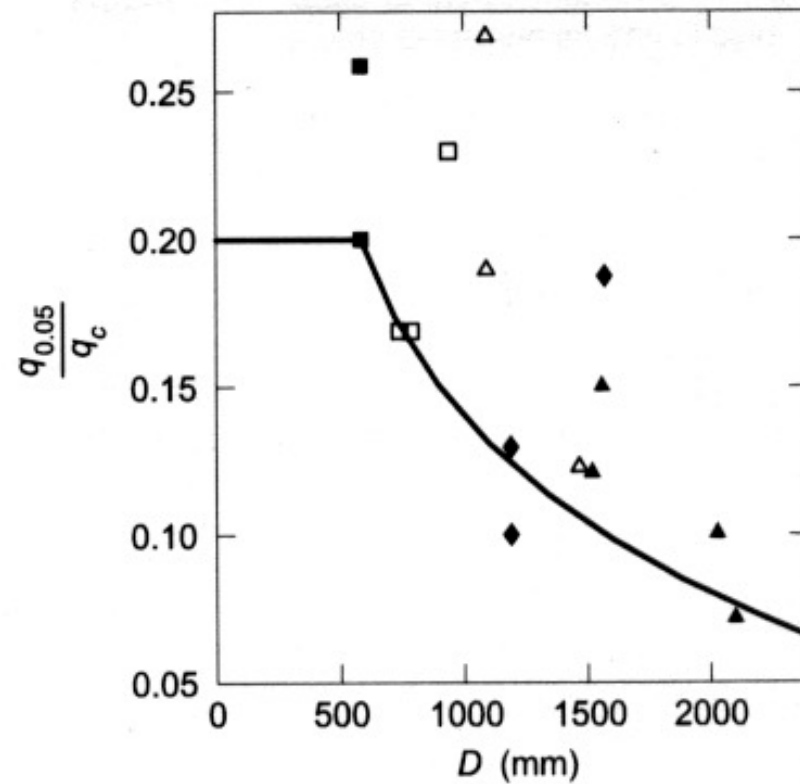
Stato di addensamento	q_c (MPa)	α
Molto sciolto	< 2	0,020
Sciolto	$2 + 5$	0,015
Medio	$5 + 15$	0,012
Denso	$15 + 25$	0,009
Molto denso	> 25	0,007

CARICO LIMITE

Pali trivellati

CARICO LIMITE

$q_{0.05}$ carico unitario
alla punta per un
cedimento di 0.05d



Jamiolkowski e Lancellotta, 1988

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

Tipo di formazione del micropalo:

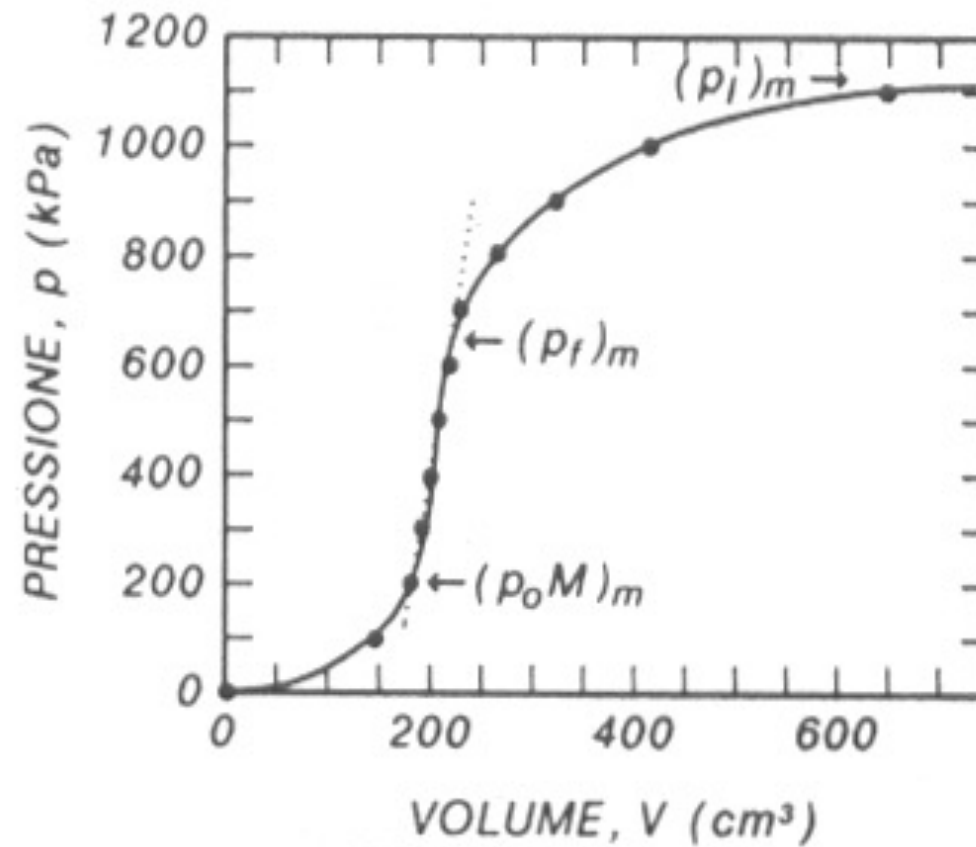
- **Radice – IGU – iniezione unica**
- **Tubfix – IRS – iniezione ripetuta**

Metodo basato su prove pressiometriche o SPT

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)



CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

$$Q_{\text{lim}} = P + S = P + \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

$$P = 0.15 \cdot S \quad (\text{o trascurata})$$

$$d_s = \alpha \cdot d$$

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

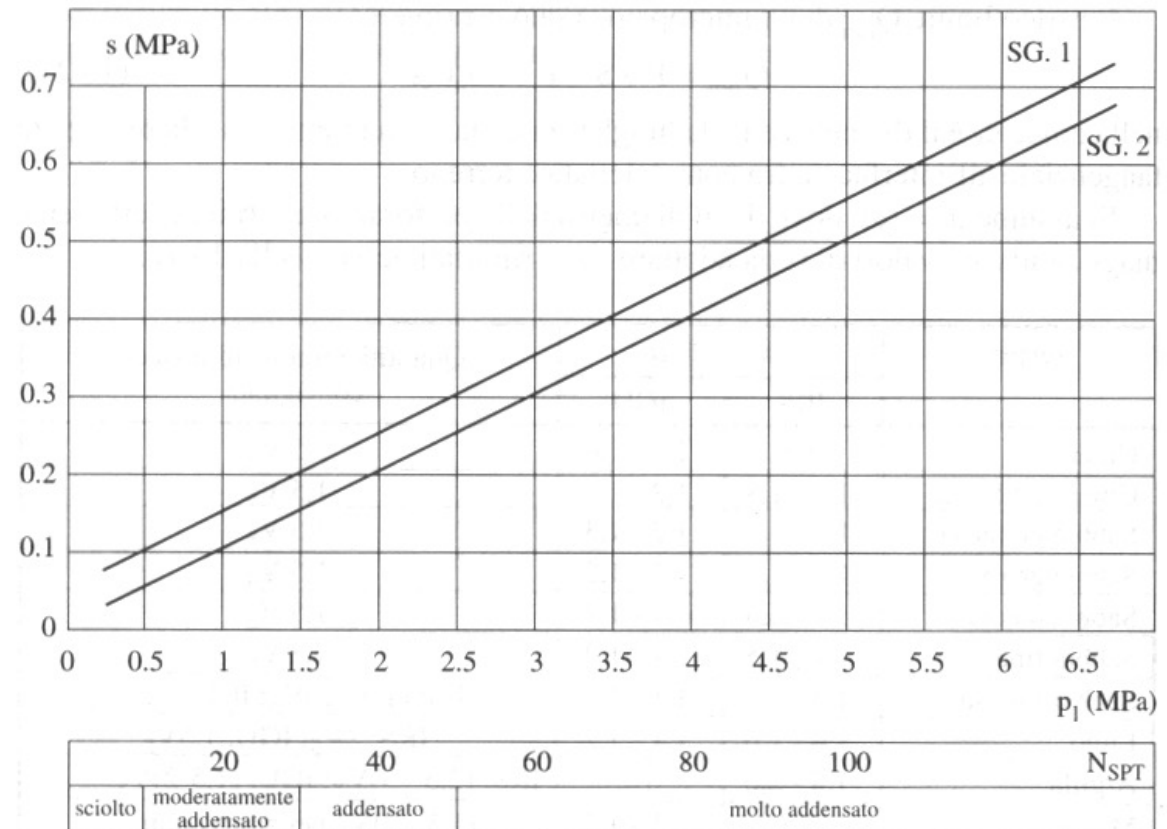
Determinazione della resistenza unitaria, s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

CARICO LIMITE Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

Sabbie limose
-
Ghiaie



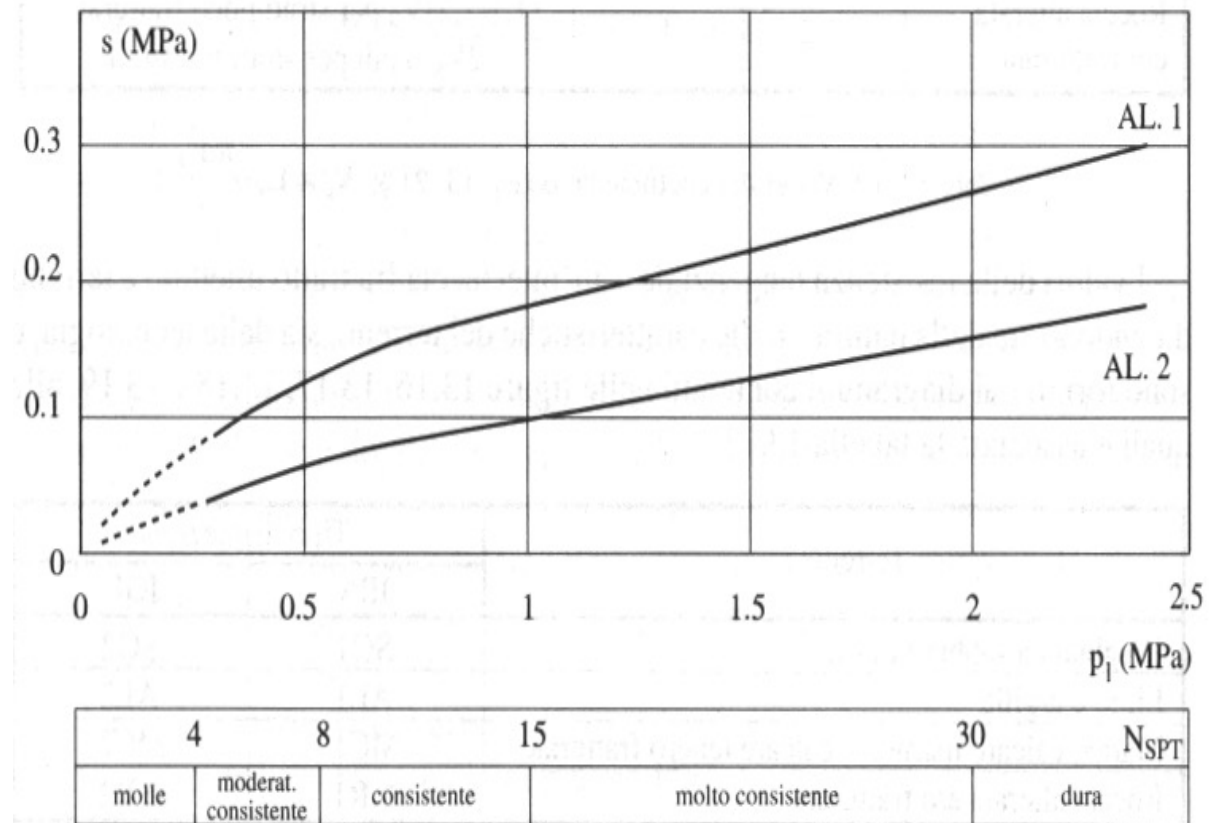
CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

CARICO LIMITE

Argille
-
limi



CARICO LIMITE

Pali soggetti a forze orizzontali

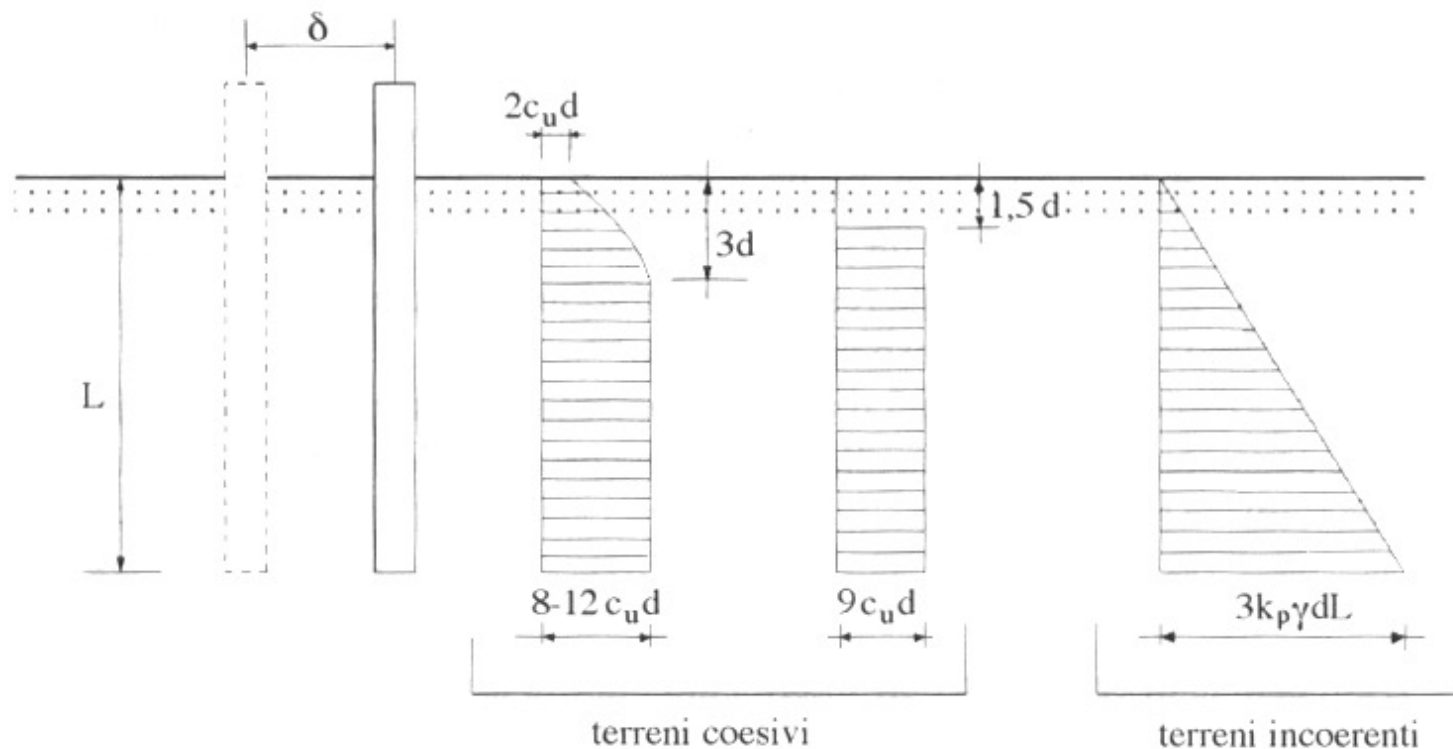
Broms (1964)

- **terreno rigido – plastico**
- **palo verticale**
- **terreno omogeneo**
- **palo rigido – plastico**

CARICO LIMITE

Pali soggetti a forze orizzontali

Broms (1964): reazioni del terreno (U, D)

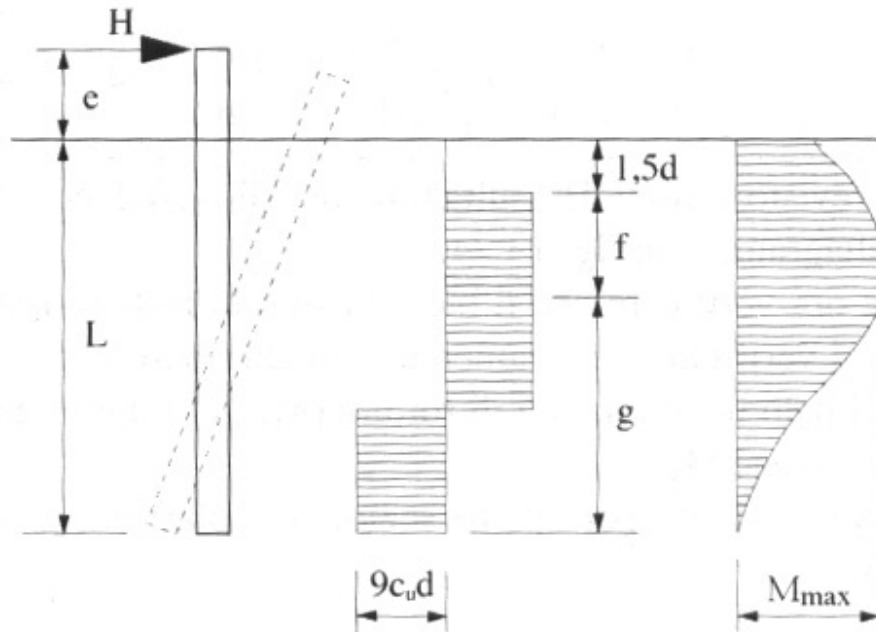


CARICO LIMITE

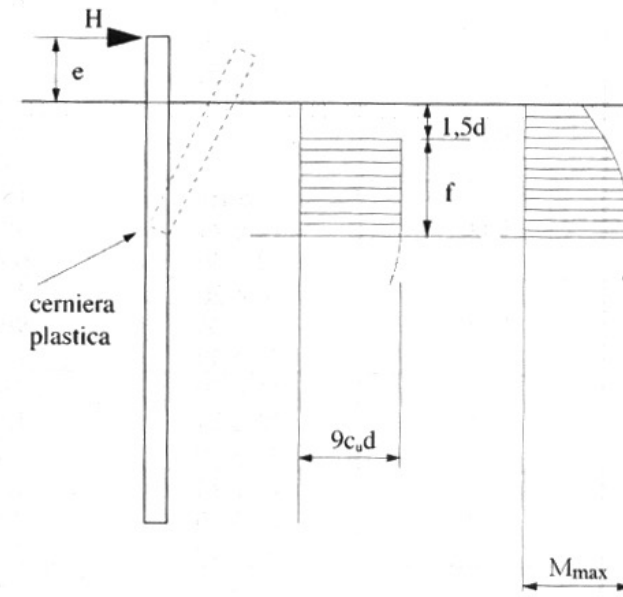
Pali soggetti a forze orizzontali

Meccanismi per pali liberi in testa (U)

CARICO LIMITE



corti

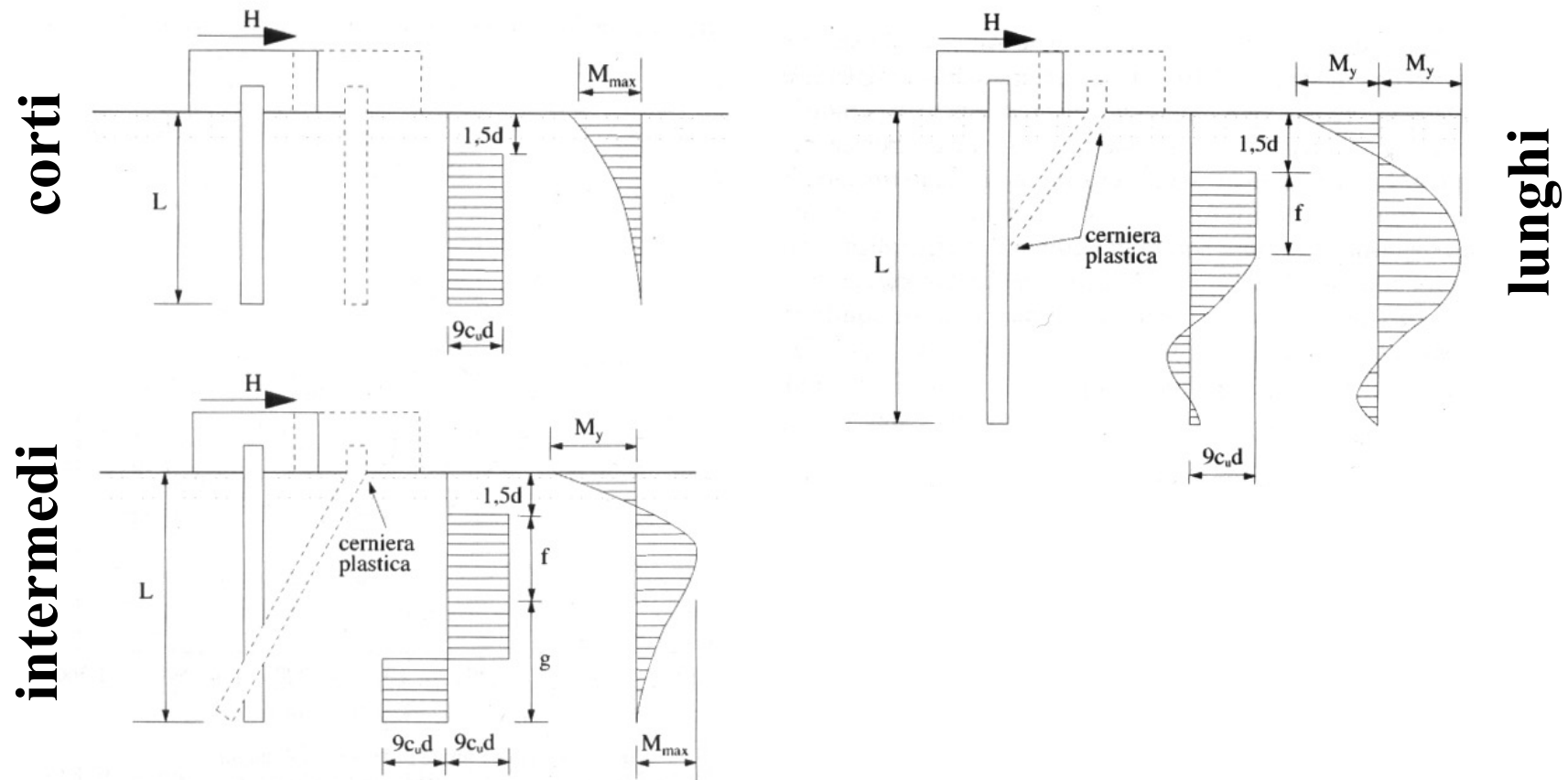


lunghi

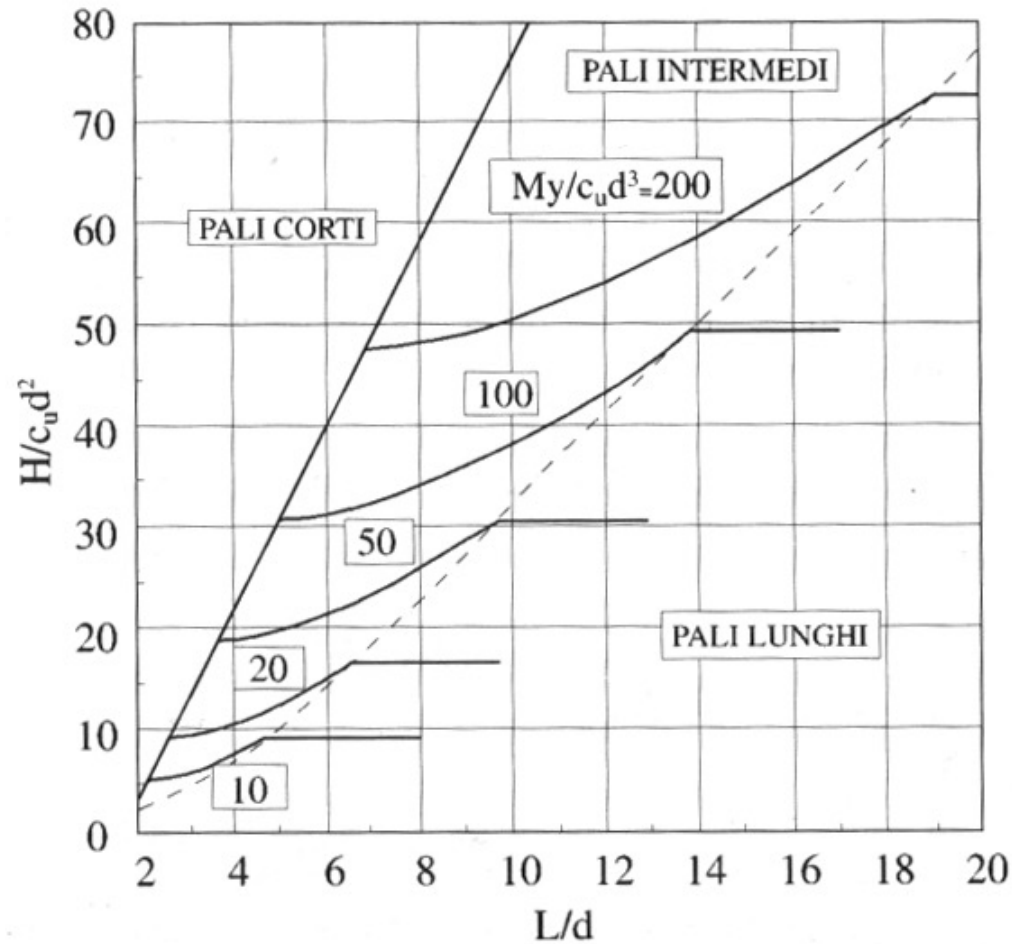
CARICO LIMITE

CARICO LIMITE

Pali impediti di ruotare in testa (U)



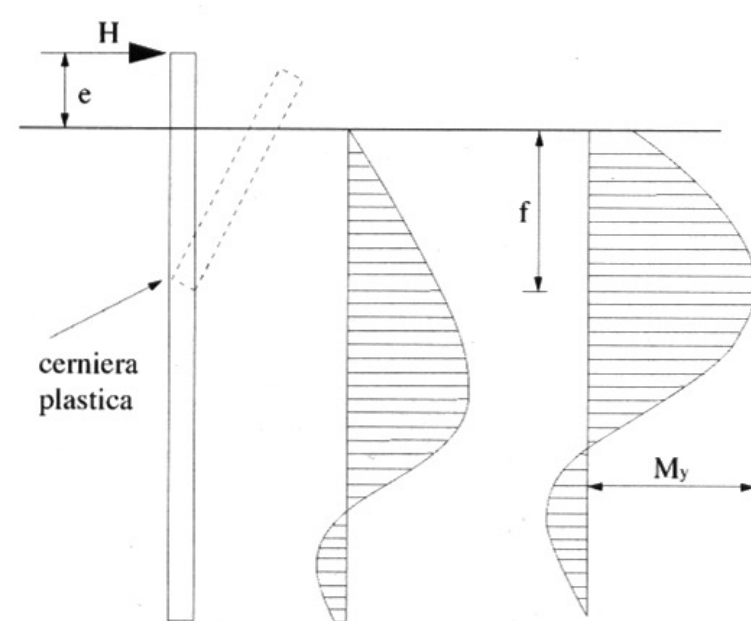
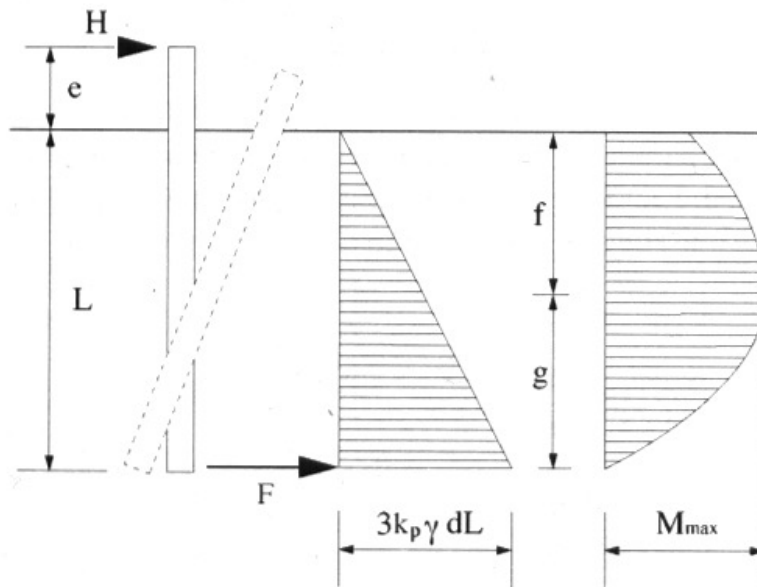
Abaco per la determinazione di H_{lim} Pali impediti di ruotare in testa (U)



CARICO LIMITE

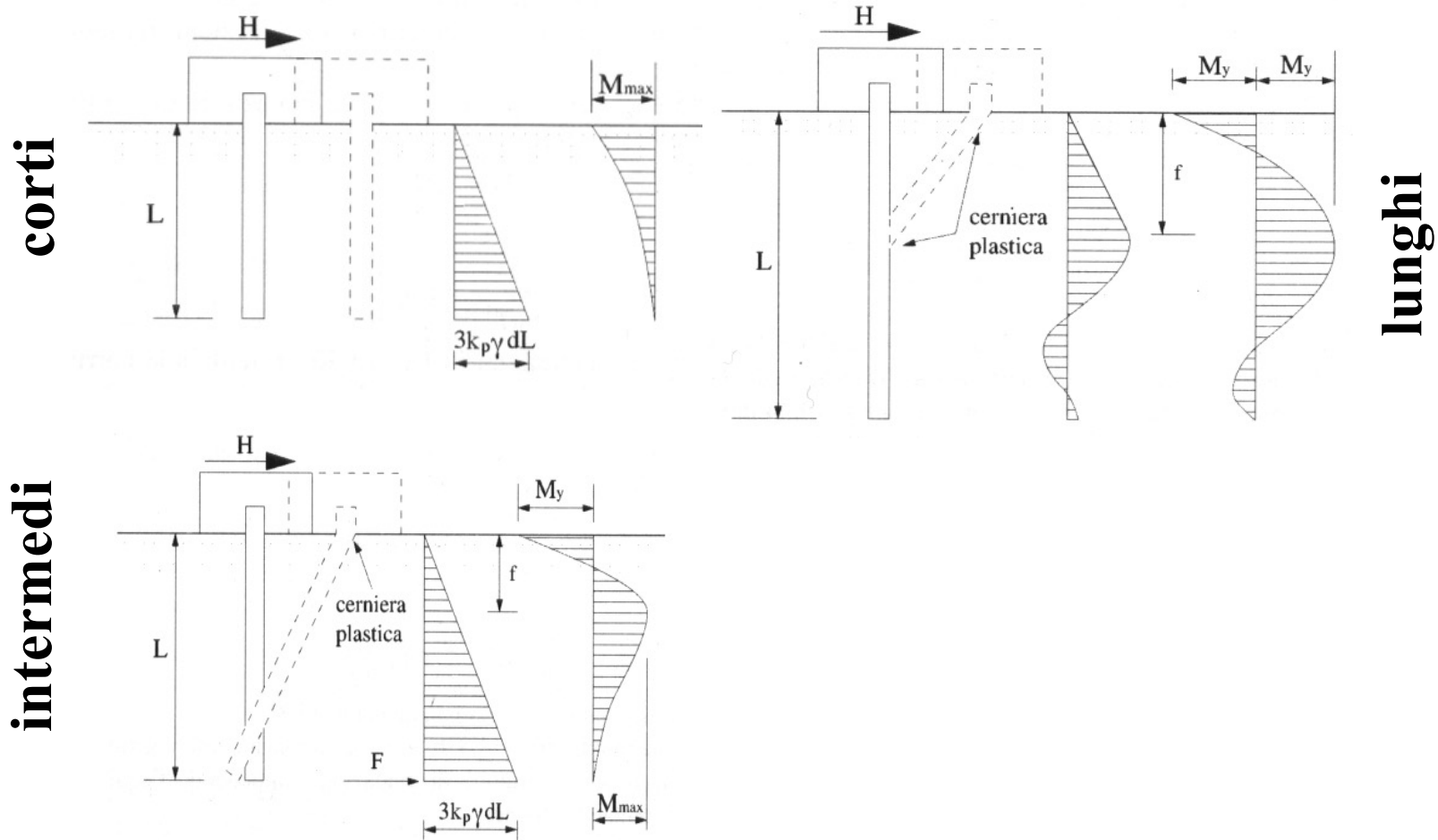
Pali soggetti a forze orizzontali

Meccanismi per pali liberi in testa (D)

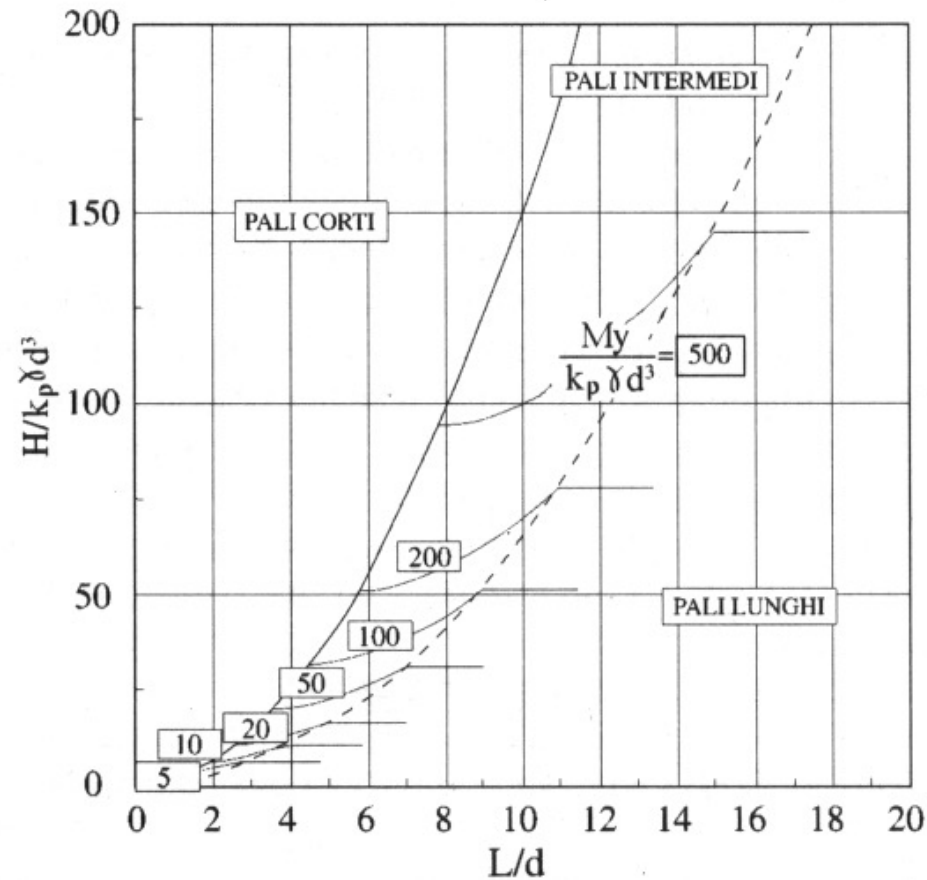


CARICO LIMITE

Pali impediti di ruotare in testa (D)



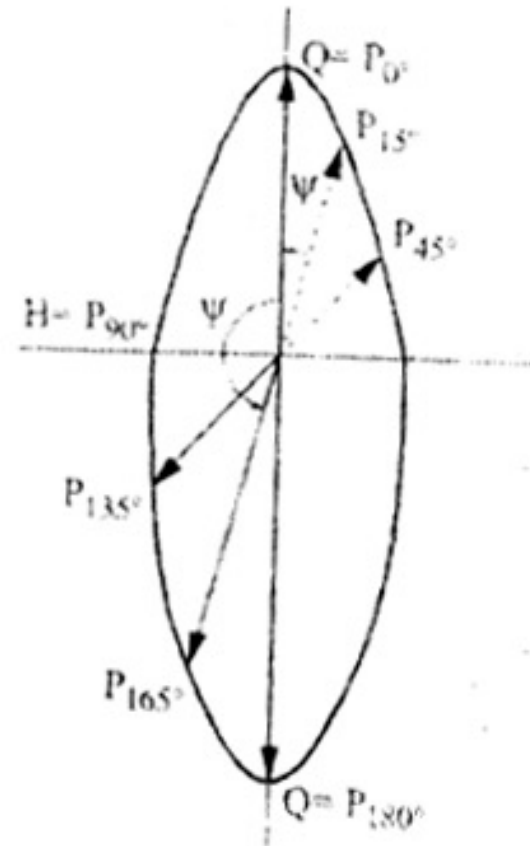
Abaco per la determinazione di H_{lim} Pali impediti di ruotare in testa (D)



Combinazione delle azioni orizzontali e verticali (Cho & Kulhawy, 1995)

$$Q = Q_{\text{lim}}^s \left(\frac{\Psi}{90} - 1 \right) + Q_{\text{lim}}^b \left(\frac{\Psi}{90} - 1 \right)^{7.3}$$

$$H = H_{\text{lim}} \sqrt{\sin \Psi}$$



CARICO LIMITE

Effetto del gruppo di pali

Il carico limite di un gruppo di pali non è il prodotto del carico limite del palo singolo per il numero di pali

$$Q_{\text{lim,gruppo}} = N \cdot E \cdot Q_{\text{lim,singolo}}$$

Vesic (1968): per terreni incoerenti $E > 1$,
cautelativamente $E = 1$

CARICO LIMITE

Effetto del gruppo di pali – terreni coesivi

Converse - Labarre

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i)}{\pi/2} \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n}$$

Terzaghi - Peck

$$Q_{\text{gruppo}} = B_1 B_2 (N_c c_u + \gamma L) + 2(B_1 + B_2) L c_u$$

CARICO LIMITE

Effetto del gruppo di pali – terreni coesivi

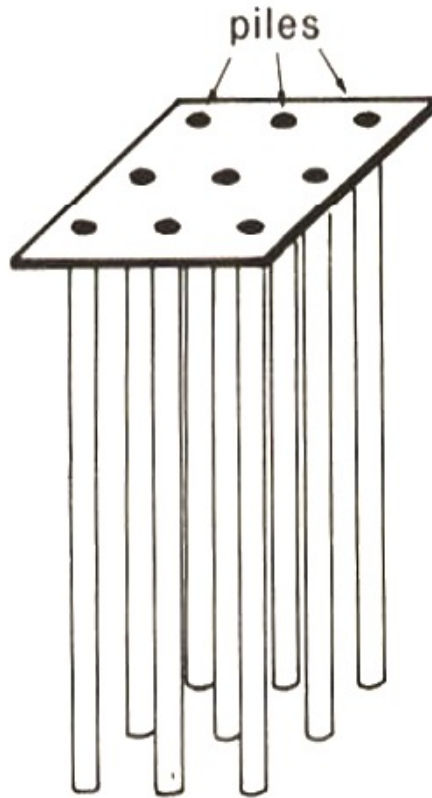
Terzaghi – Peck: Coefficiente N_c

L/B ₂	N _c	
	B ₁ /B ₂ = 1	B ₁ /B ₂ > 10
0,25	6,7	5,6
0,50	7,1	5,9
0,75	7,4	6,2
1,00	7,7	6,4
1,50	8,1	6,8
2,00	8,4	7,0
2,50	8,6	7,2
3,00	8,8	7,4
≥ 4	9,0	7,5

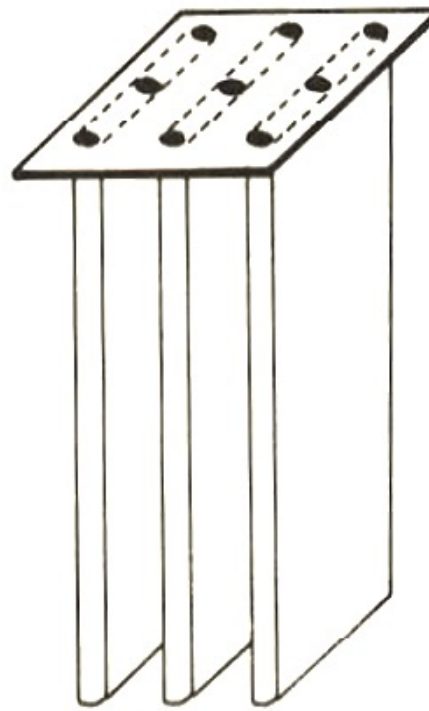
$$N_{c,rett} = N_{c,\infty} (1 + 0.2B_2/B_1)$$

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

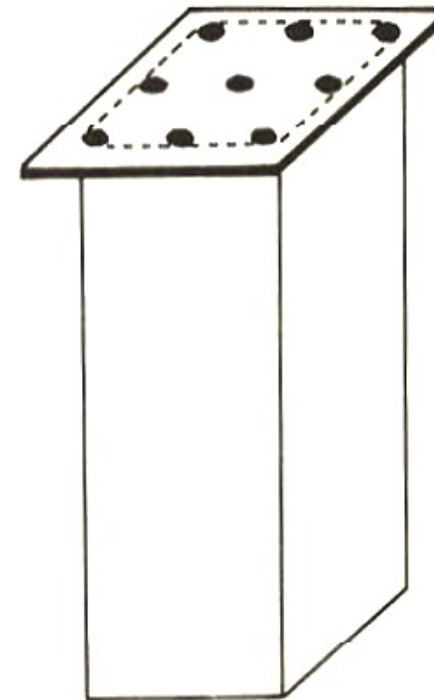
Effetto del gruppo



(a) Single pile failure



(b) Failure of rows of piles

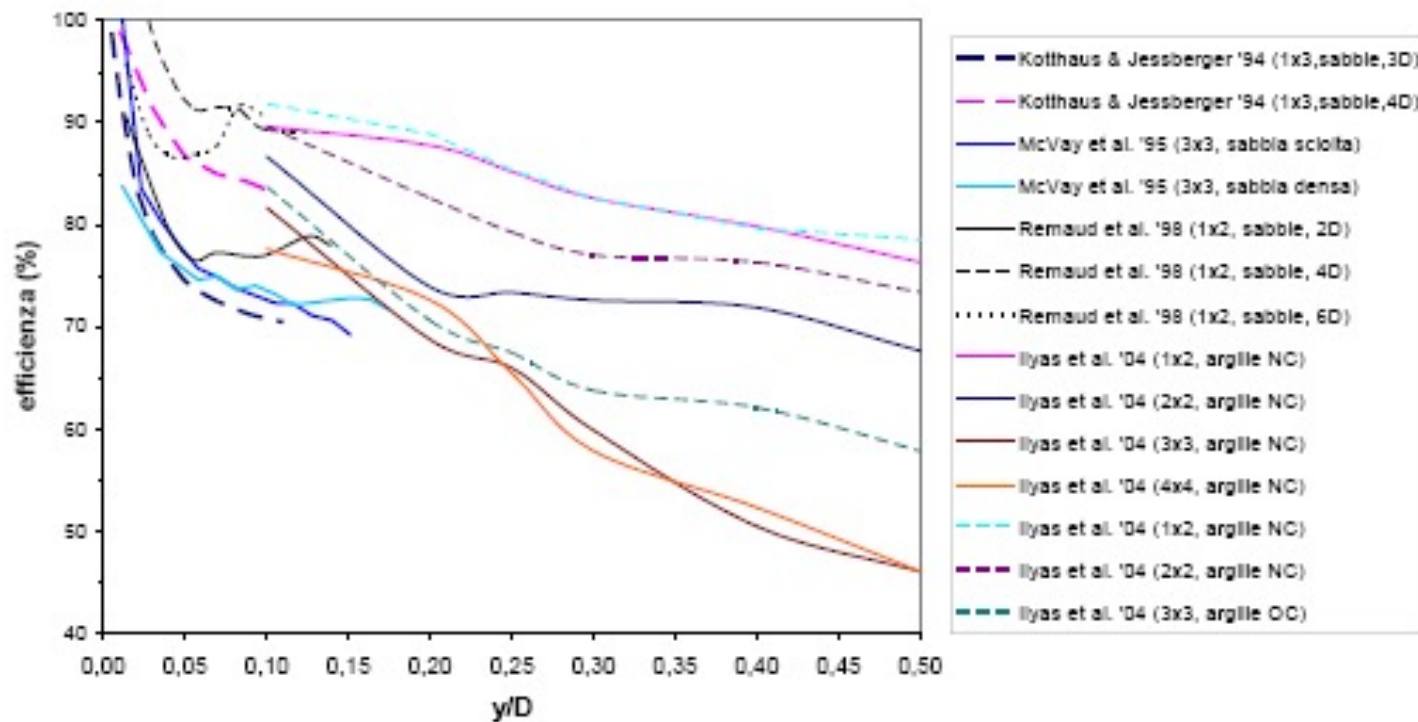


(c) Block failure

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Effetto del gruppo

$$\eta = \frac{H_{\text{gruppo}}}{m \cdot H_{\text{singolo}}}$$

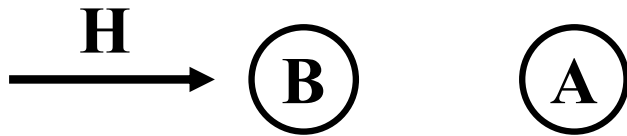


pali liberi di ruotare in testa

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)

CARICO LIMITE



$$e_A = 0.70 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \frac{s}{D} \leq 4$$

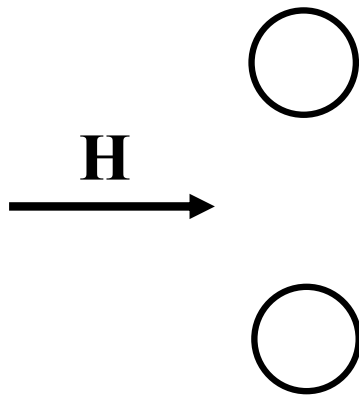
$$e_B = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \frac{s}{D} \leq 7$$

Se $s/D > (4 \text{ o } 7)$ allora $e = 1$

CARICO LIMITE

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)



$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34}$$

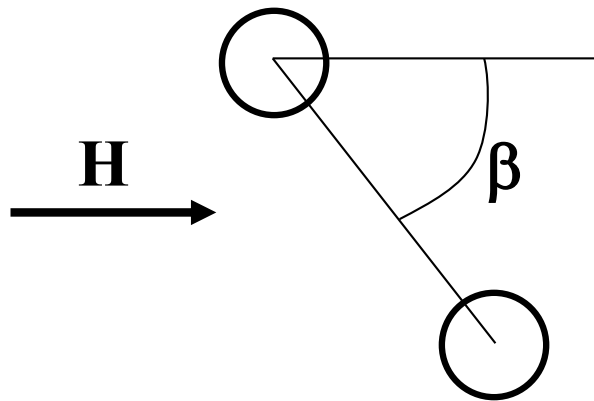
$$\frac{s}{D} \leq 3.75$$

Se $s/D > 3.75$ allora $e = 1$

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)

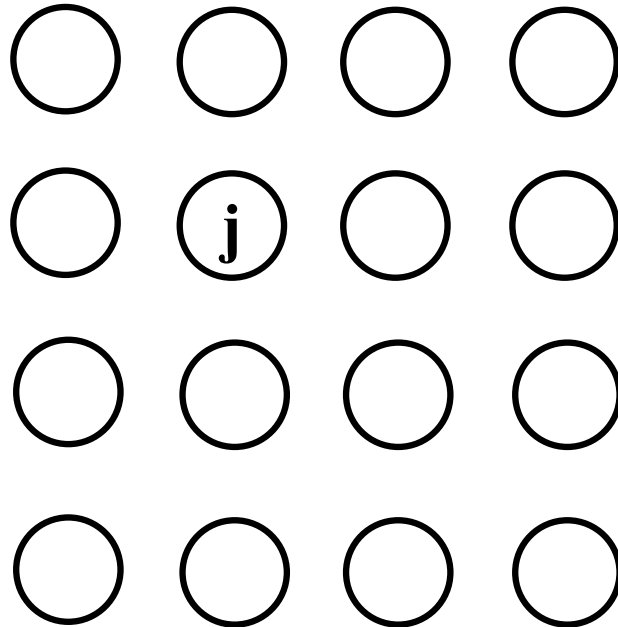
CARICO LIMITE



$$e = \sqrt{e_{\text{lin}}^2 \cdot \cos^2 \beta + e_{\text{aff}}^2 \cdot \sin^2 \beta}$$

CARICO LIMITE

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI
Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)



gruppo di m pali

$$e_j = \prod_{i=1}^m e_{ij}$$