

Ordine degli Ingegneri della provincia di Bologna

Bologna, 19 marzo / 4 aprile 2018

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018 – aspetti geotecnici e sismici (2)

Geotecnica Sismica - Esercitazione Pratica

Riccardo Zoppellaro - Ingegnere Geotecnico
riccardo.zoppellaro@virgilio.it

NTC 2008

NTC 2018

verifiche

$$E_d \leq R_d$$

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

NTC 2008

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

← variazione

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

inalterata

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

NTC 2018

Tab. 2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

NTC 2008

NTC 2018

parametri geotecnici caratteristici

6.2.2

.....
Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato.

parametri geotecnici caratteristici: (valori medi, valori minimi?)

coesione non drenata c_{uk}

angolo di resistenza al taglio φ'_k

coesione efficace c'_k

parametri di progetto:

$$c_{ud} = c_{uk} / \gamma_{cu}$$

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi'}$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_{c'}$$

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

NTC 2018

6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

paragrafo ampliato rispetto alle NTC 2008

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

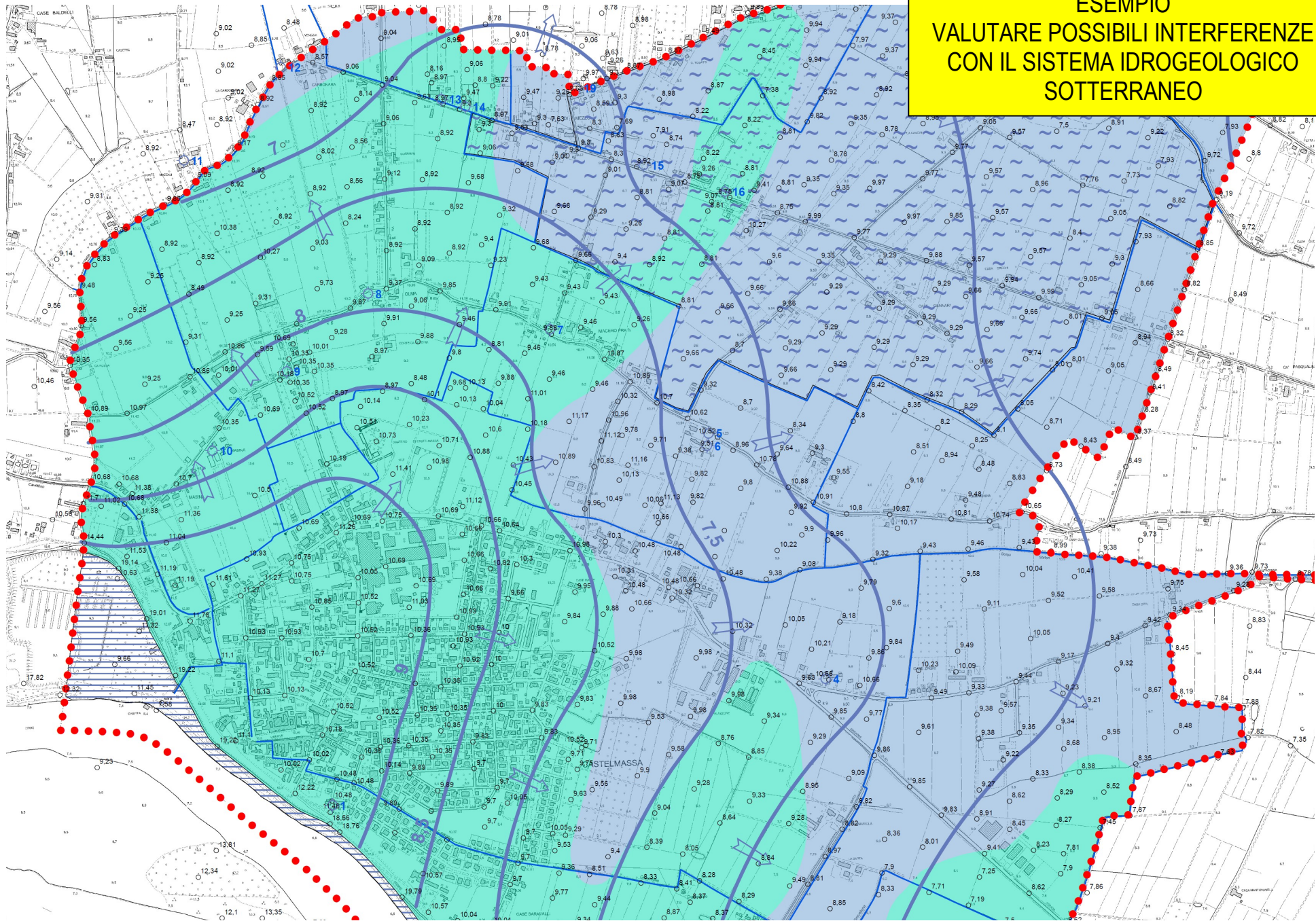
La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini di tipo geologico saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto. Tale relazione comprende, sulla base di specifiche indagini geologiche, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura e dei caratteri fisici del sottosuolo, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché il conseguente livello di pericolosità geologica

**ESEMPIO
VALUTARE POSSIBILI INTERFERENZE
CON IL SISTEMA IDROGEOLOGICO
SOTTERRANEO**



6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

NTC 2008

.....
E' responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica
.....

~~Le indagini~~ e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

NTC 2018

.....
Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista.
.....

Le prove di laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

NTC 2018

stato limite per perdita di equilibrio (EQU): $E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$

$E_{inst,d}$ = valore di progetto dell'azione instabilizzante,

$E_{stb,d}$ = valore di progetto dell'azione stabilizzante

vedi colonna EQU della tabella 6.2.I (pagina seguente).

NTC 2008 NTC 2018

stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR)

o del terreno (GEO): $E_d \leq R_d$

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

vedi tabelle 6.2.I e 6.2.II (pagina seguente).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

NTC 2018

(modeste variazioni rispetto alle NTC 2008 evidenziate in giallo)

Per la **stabilità al sollevamento** deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$\text{dove: } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M_2). **Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.**

NTC 2018

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

variazione

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{c1}

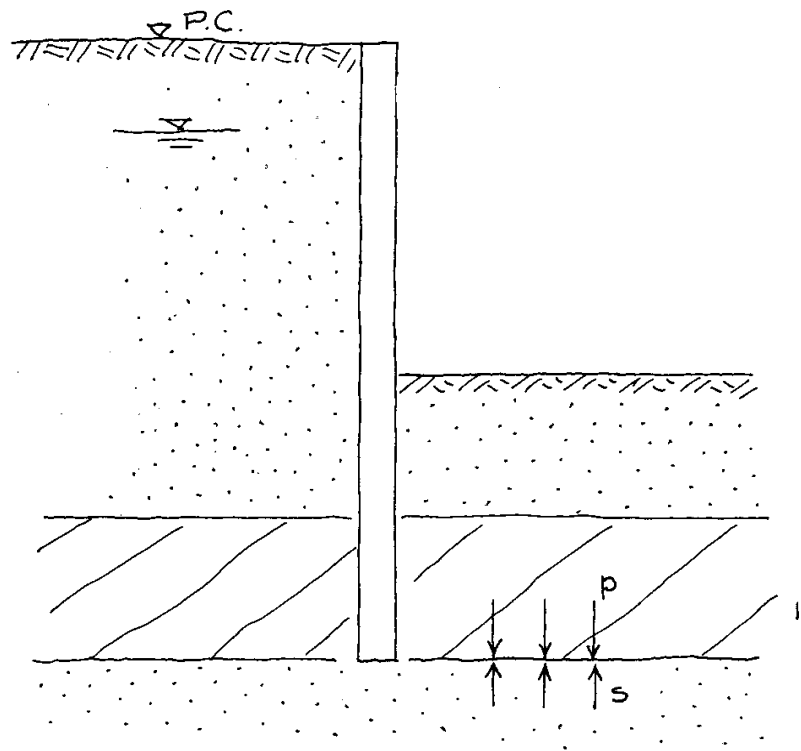
NTC 2008

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

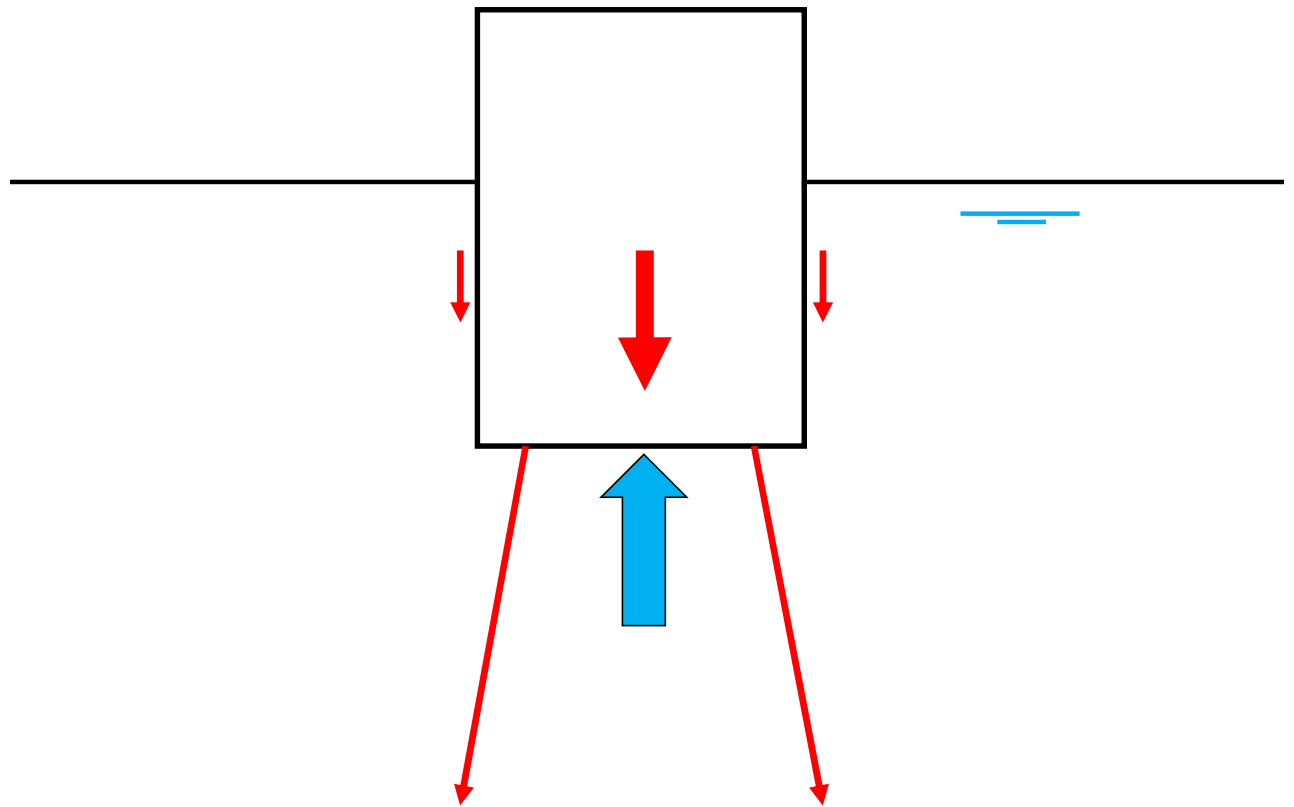
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

stabilità al sollevamento



$$p > s$$



NTC 2008

stabilità al sifonamento

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (6.2.6)$$

Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

NTC 2008

stabilità al sifonamento

pressione interstiziale instabilizzante
 \leq pressione totale stabilizzante

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

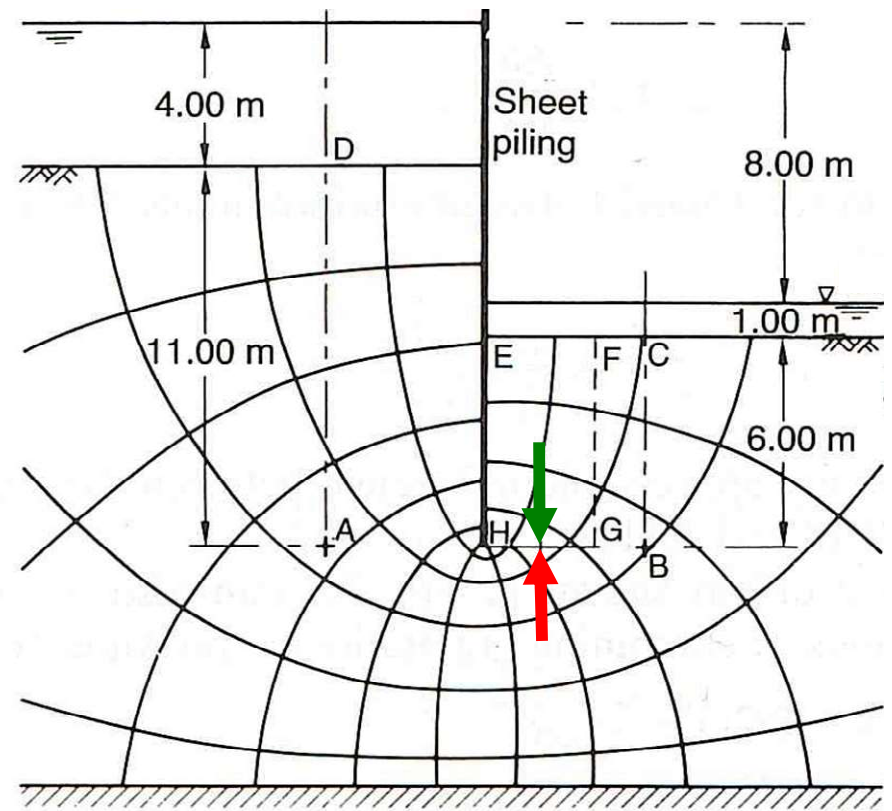


Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

NTC 2018

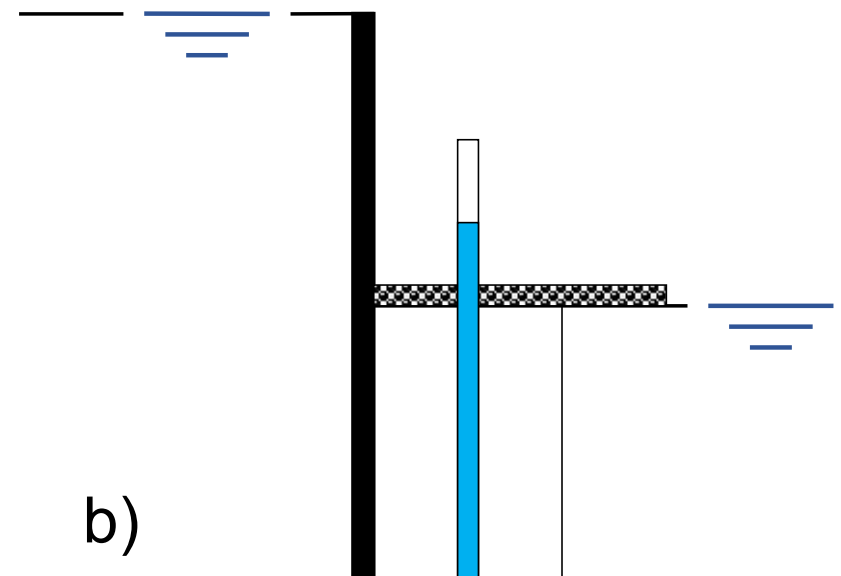
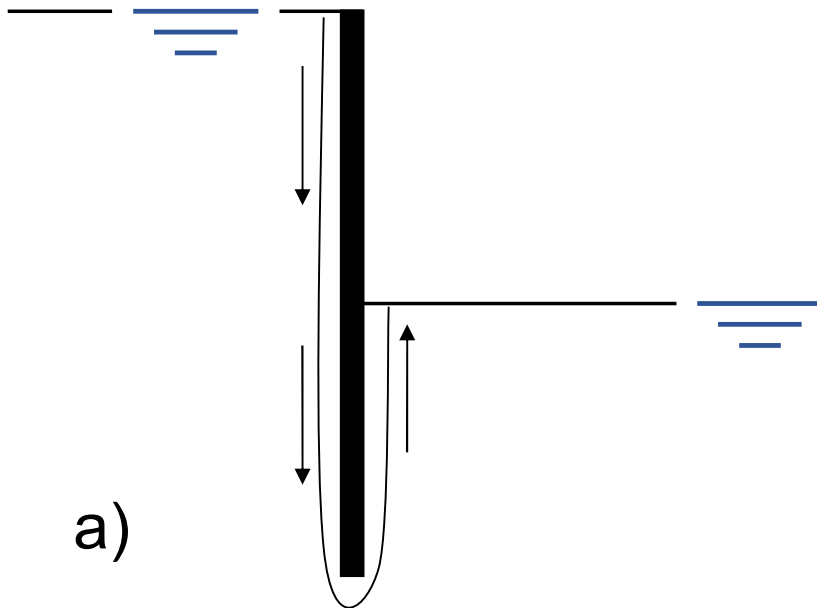
stabilità al sifonamento

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) *nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;*

$$i_m \leq i_c / 3 \qquad i_e \leq i_c / 2 \qquad i_c = \gamma' / \gamma_w \sim 1$$

- b) *in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.*



In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, ove applicabile.

D.M. 26 giugno 2014
**Norme tecniche per la progettazione e la costruzione
degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)**

estensione agli argini

E.5.1. - Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

L'analisi deve proporsi di individuare le superfici di potenziale scorrimento più prossime all'instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione. Le relative verifiche possono essere svolte con il solo Approccio 1, con riferimento alla combinazione 2 dei coefficienti di sicurezza parziali previsti dalle NTC; nelle verifiche, si deve porre $\gamma_R = 1.1$ nelle fasi costruttive e nelle condizioni di svaso rapido, e $\gamma_R = 1.2$ nelle condizioni di serbatoio pieno.

NTC 2008

CONDIZIONI SISMICHE

7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

NTC 2008

CONDIZIONI SISMICHE:

AZIONI : $\gamma = 1$

NTC 2018

CONDIZIONI SISMICHE

7.11.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

NTC 2018

CONDIZIONI SISMICHE:

AZIONI : $\gamma = 1$

PARAMETRI GEOTECNICI : $\gamma = 1$

NTC 2008

NTC 2018

7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio.

.....

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \varphi' \quad [7.11.1]$$

dove σ'_n è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri c' e φ' tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$

dove $c_{u,c}$ include gli effetti di degradazione dei terreni.

NTC 2008

VERIFICHE ALLA LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.2 *Esclusione della verifica a liquefazione*

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- ~~1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;~~ NTC 2018
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; $a_{max} = S a_g < 0,1 g$
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot ER / 60$$

ER = rapporto di energia del dispositivo

$$L < 3 \text{ m}$$

$$C_R = 0,75$$

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_R \cdot C_N$$

L = lunghezza aste = z(m) + 1,50

$$L = 3-4 \text{ m}$$

$$C_R = 0,80$$

$$L = 4-6 \text{ m}$$

$$C_R = 0,85$$

$$L = 6-10 \text{ m}$$

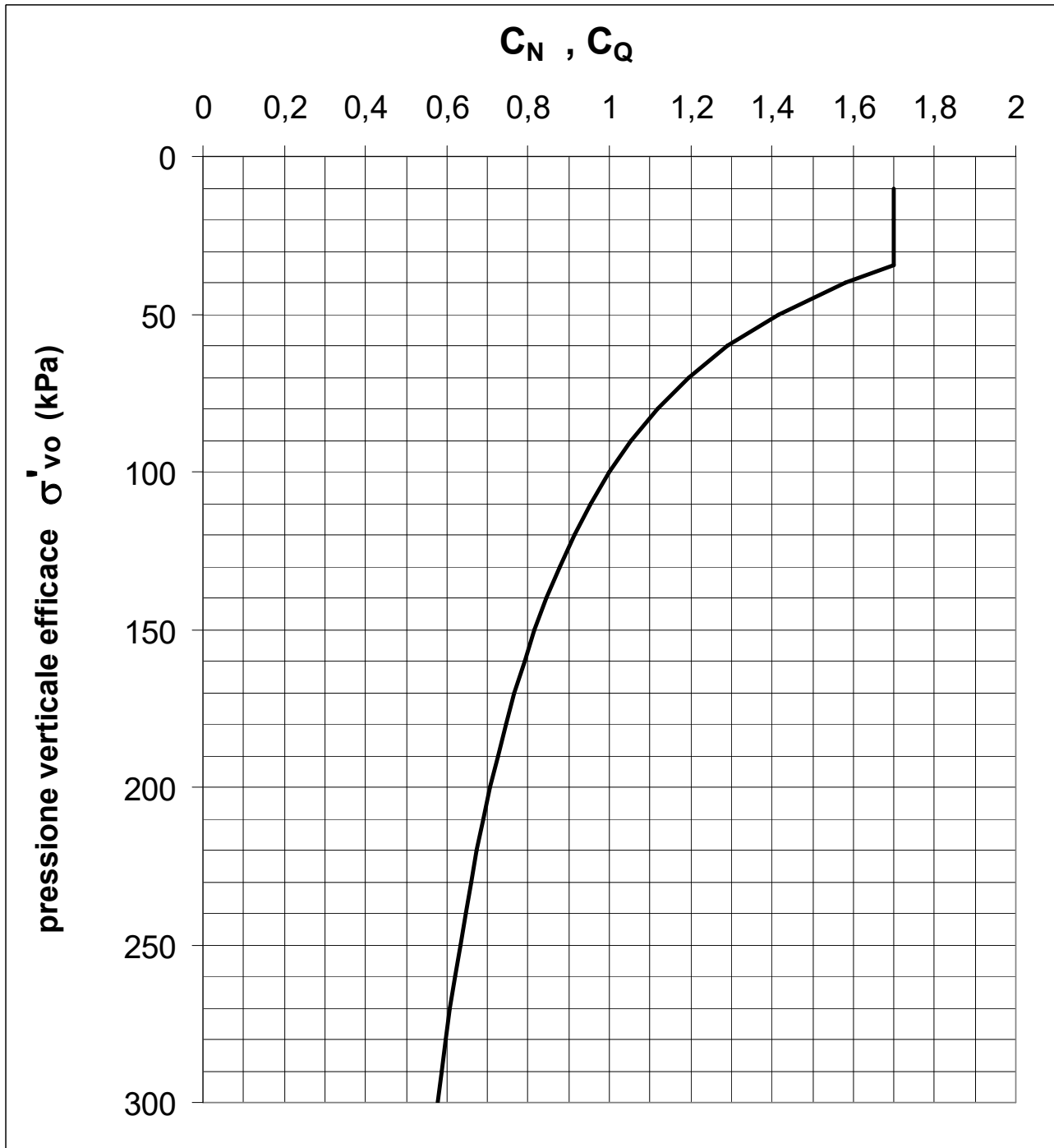
$$C_R = 0,95$$

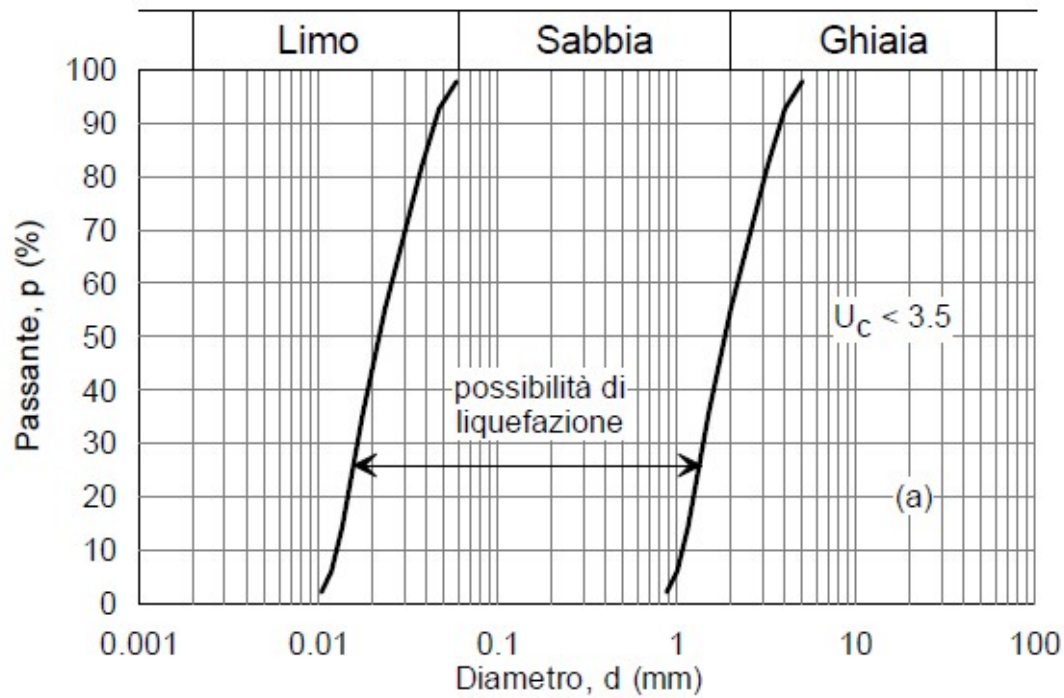
$$C_N = C_Q = (p_a / \sigma'_{vo})^{0,5} \quad (\text{max } 1,7)$$

$$L = 10-30 \text{ m}$$

$$C_R = 1,00$$

$$q_{c1N} = (q_c / p_a) \cdot C_Q$$

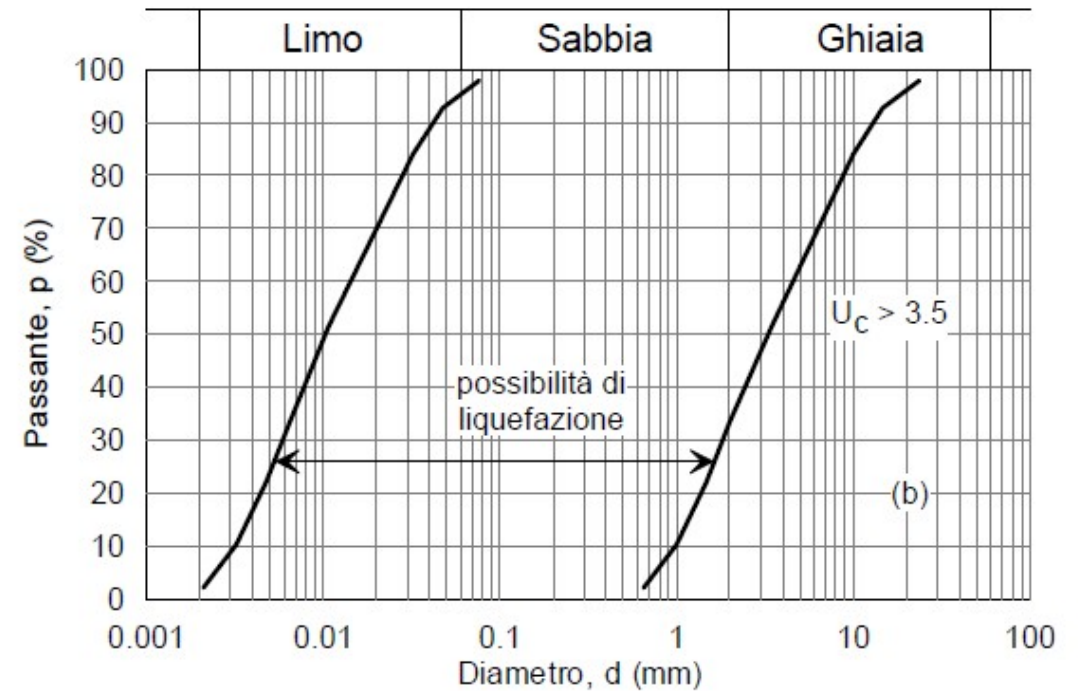




$$U_c = D_{60} / D_{10}$$

Figura 7.11.1

Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione



7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

eventi sismici con magnitudo $M < 5$ soggetti a verifica

permane quanto espresso dalle NTC 2008:

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

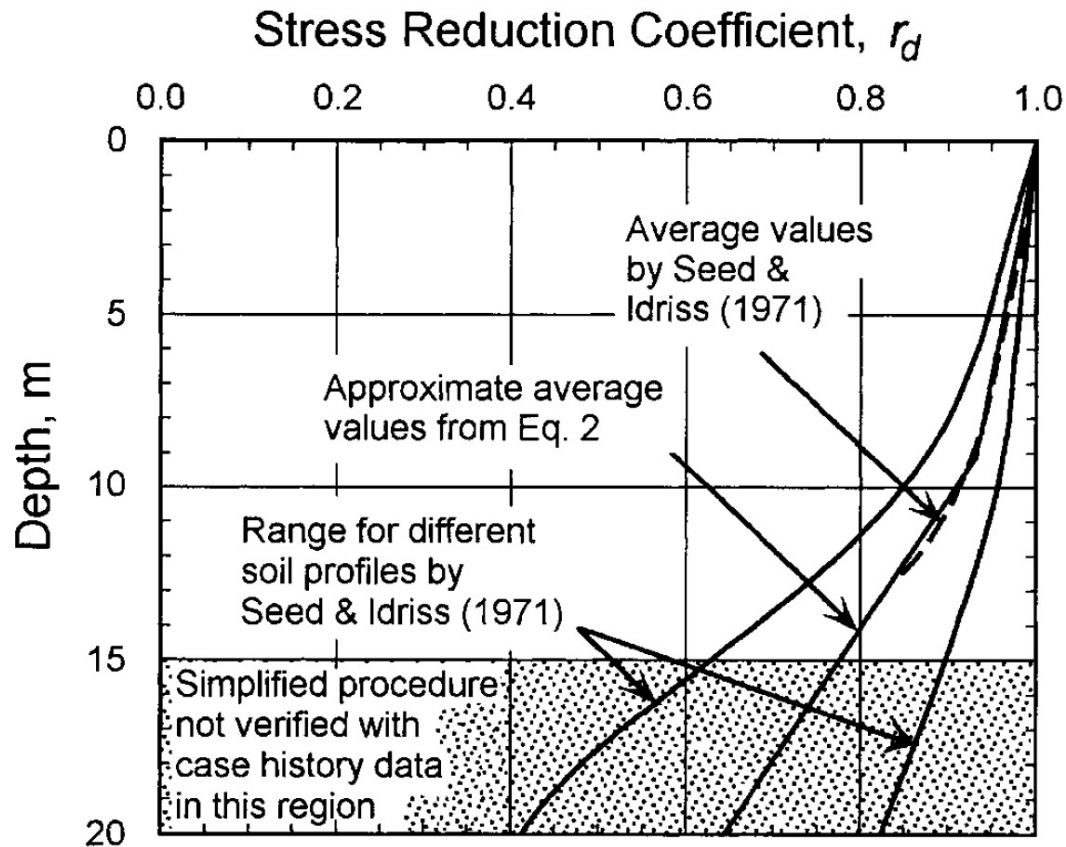
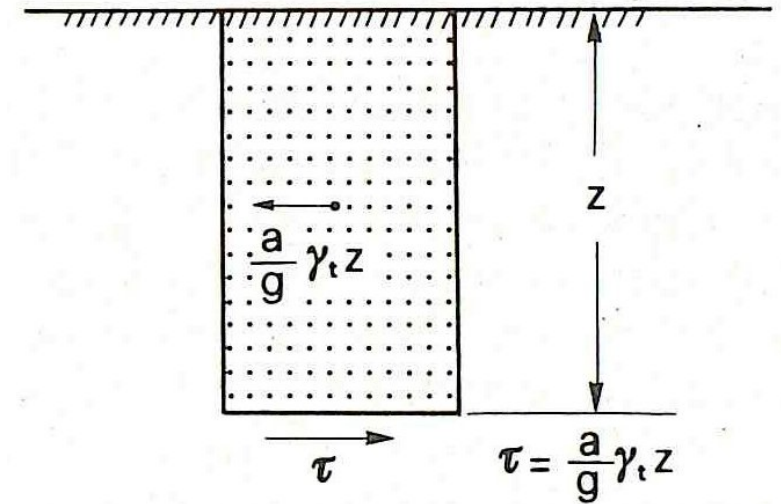
Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

AZIONE CICLICA (CSR)

$$CSR = 0,65 \tau_{\max} / \sigma'_{vo}$$

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0.65 (a_{\max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) r_d$$

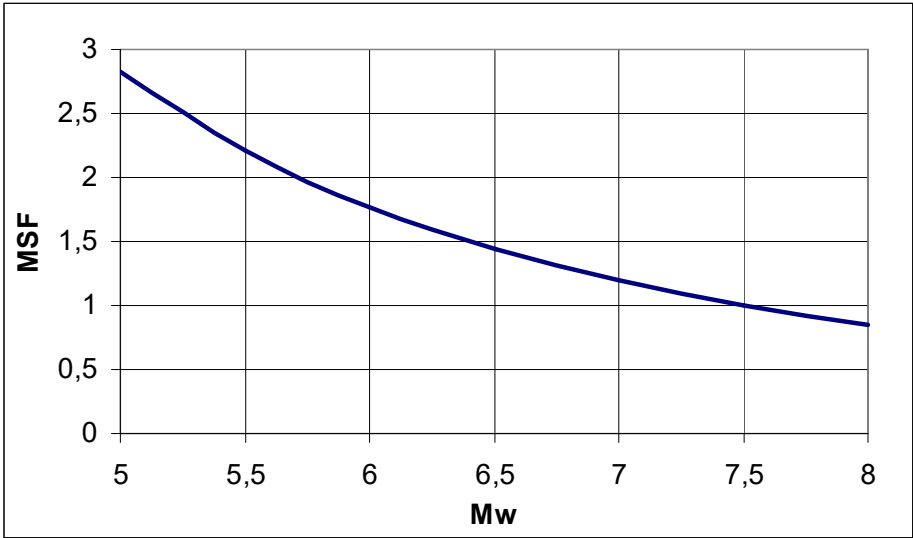
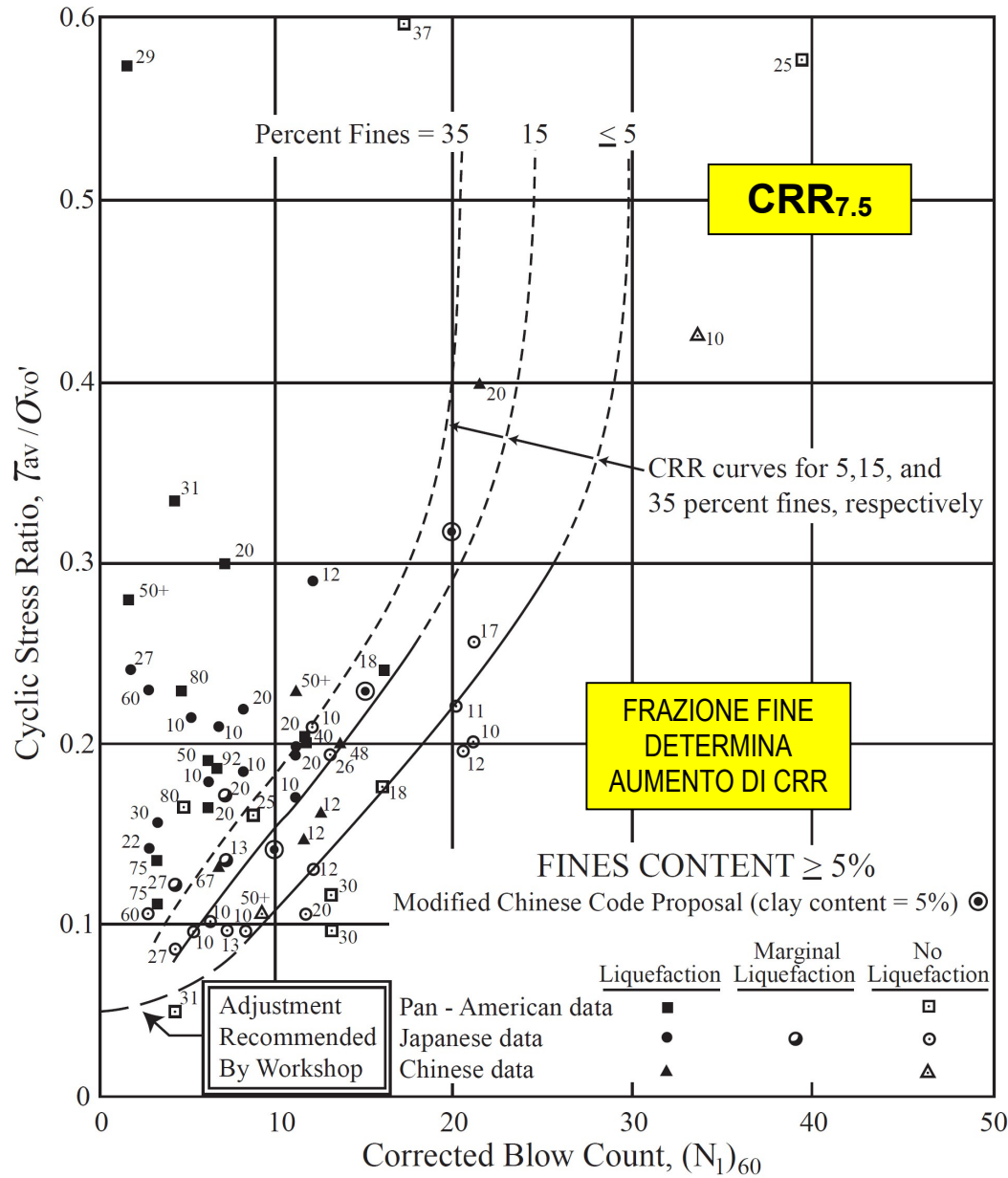


prova SPT (Standard Penetration Test)

RESISTENZA CICLICA (CRR)

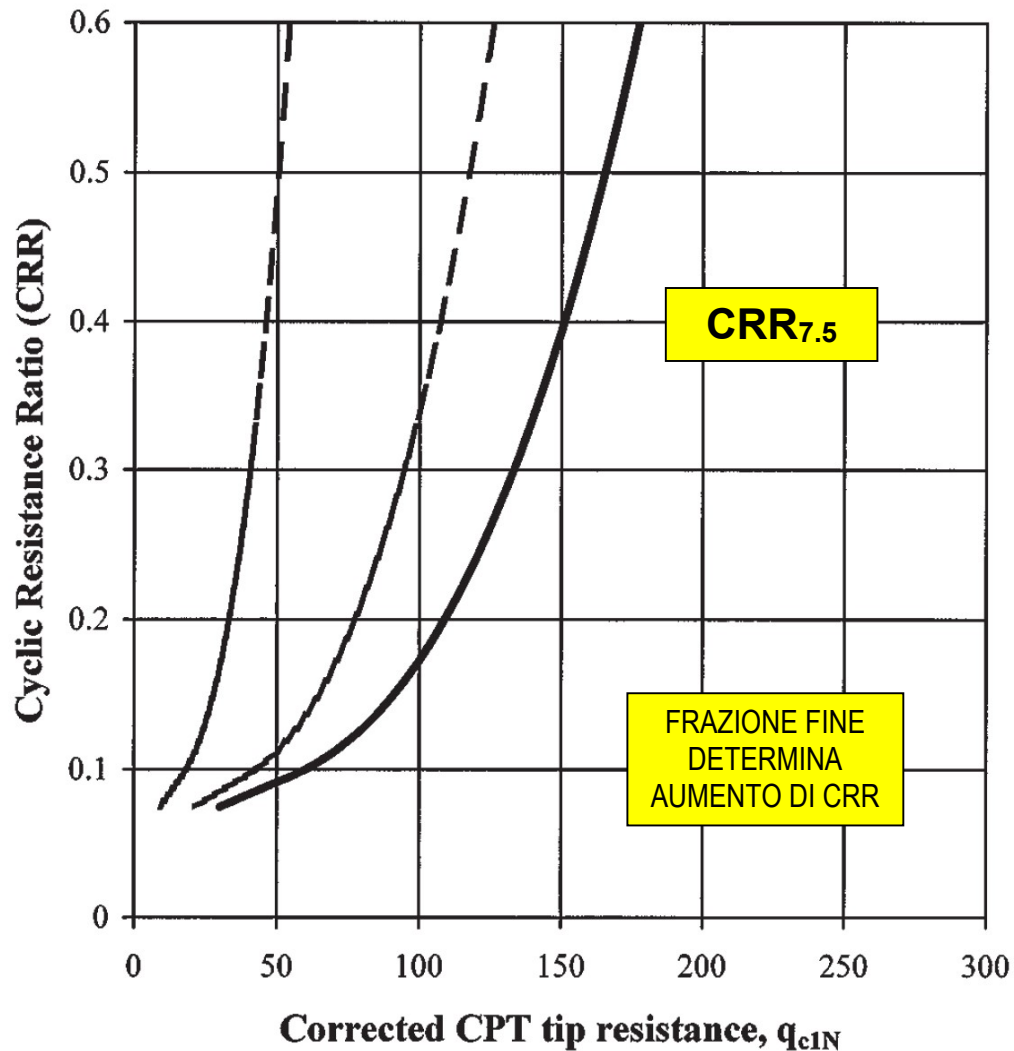
$$CRR = CRR_{7,5} \cdot MSF$$

magnitudo di riferimento: $M_w = 7,5$
 per $M \neq 7,5$
 Magnitude Scaling Factor



prova penetrometrica statica CPTU

Apparent FC	= 35%	15%	≤5%
I_c	= 2.59	2.07	1.64



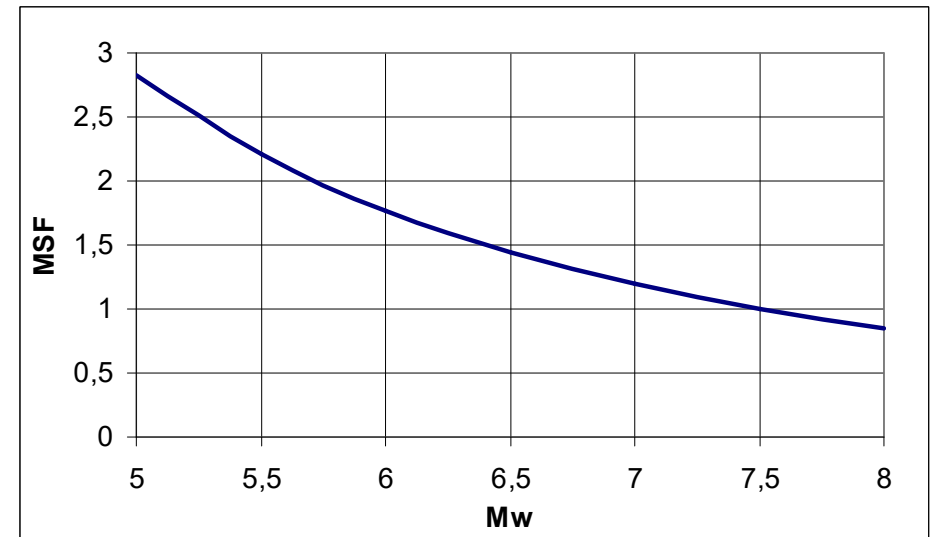
RESISTENZA CICLICA (CRR)

$$CRR = CRR_{7,5} \cdot MSF$$

magnitudo di riferimento: $M_W = 7,5$

per $M \neq 7,5$

Magnitude Scaling Factor



coefficiente di sicurezza (liquefazione)

$$\mathbf{FSL = CRR / CSR = CRR_{7,5} \cdot MSF / CSR}$$

FSL ≤ 1 LIQUEFAZIONE!!!

Eurocodice EC8 impone FSL ≥ 1,25

sulla verticale: potenziale di liquefazione LPI o I_L

Regione Emilia Romagna

I_L = LPI < 2 rischio liquefazione basso
(DGR 2193/2015)

altrimenti sottosuolo potenzialmente liquefacibile

CAPITOLO 8 – COSTRUZIONI ESISTENTI

8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

.....
Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, **la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria** solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- **nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;**
- **siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;**
- **siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.**

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti

NTC 2018

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

NOVITA' IN SINTESI

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

verifiche SLU - CONDIZIONI STATICHE
(ASSENZA DI SISMA)

NTC 2018

CONDIZIONI STATICHE

FONDAZIONI SUPERFICIALI

solo APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

i coefficienti (R3) sono gli stessi delle NTC 2008

FONDAZIONI SU PALI

solo APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

$$\min [R_k = R_{cal}(\text{med}) / \xi_3 , R_k = R_{cal}(\text{min}) / \xi_4]$$

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad R_d = R_k / \gamma_T$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

la tabella 6.4.IV vale in ogni caso:
carichi assiali (compressione e trazione)
carichi trasversali

i coefficienti (R3) sono gli stessi delle NTC 2008

MURI DI SOSTEGNO

solo APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Rispetto alle NTC 2008 cambia la metodologia della **verifica al ribaltamento**:

- nuovo coefficiente: $\gamma_R = 1,15$ [stato limite per perdita di equilibrio (EQU): $E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$]

- parametri geotecnici: non più coefficienti parziali del gruppo M2

PARATIE

analogamente alle NTC 2008

Verifiche secondo l' APPROCCIO 1 con le due combinazioni:

COMBINAZIONE 1: (A1+M1+R1)

COMBINAZIONE 2: (A2+M2+R1)

con i coefficienti del gruppo R1 pari all'unità

In tutti i casi le **VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE** (analogamente alle NTC 2008) fanno riferimento alle opere di materiali sciolti / fronti di scavo e vanno condotte in base a: APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

analogamente alle NTC 2008

APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

STABILITA' DEI PENDII

NON CAMBIA NULLA

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

verifiche SLV - CONDIZIONI SISMICHE

“Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 , oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.”

in assenza di analisi specifiche di RSL: $a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$

NTC 2018

in tutti i casi: AZIONI – PARAMETRI GEOTECNICI: $\gamma = 1$

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

azioni – parametri geotecnici: $\gamma = 1$

Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1,8.

FONDAZIONI SU PALI

azioni assiali + trasversali (sovrastuttura) + interazione cinematica

SISMICA: ASSENZA PRESCRIZIONI SPECIFICHE (si fa riferimento al caso generale – capitolo 6)

valutazione di carichi assiali e trasversali

azioni – parametri geotecnici: $\gamma = 1$

come nel caso statico valutazione di:

R_{cal} R_k R_d

MURI DI SOSTEGNO

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

azioni – parametri geotecnici: $\gamma = 1$

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

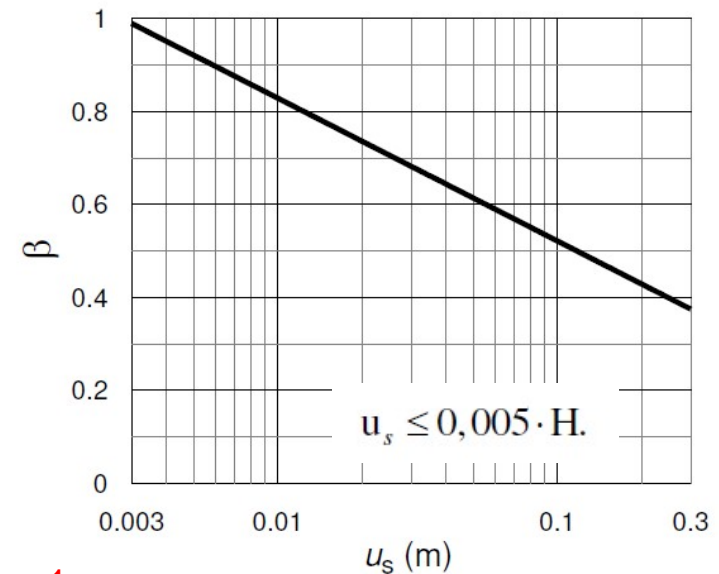
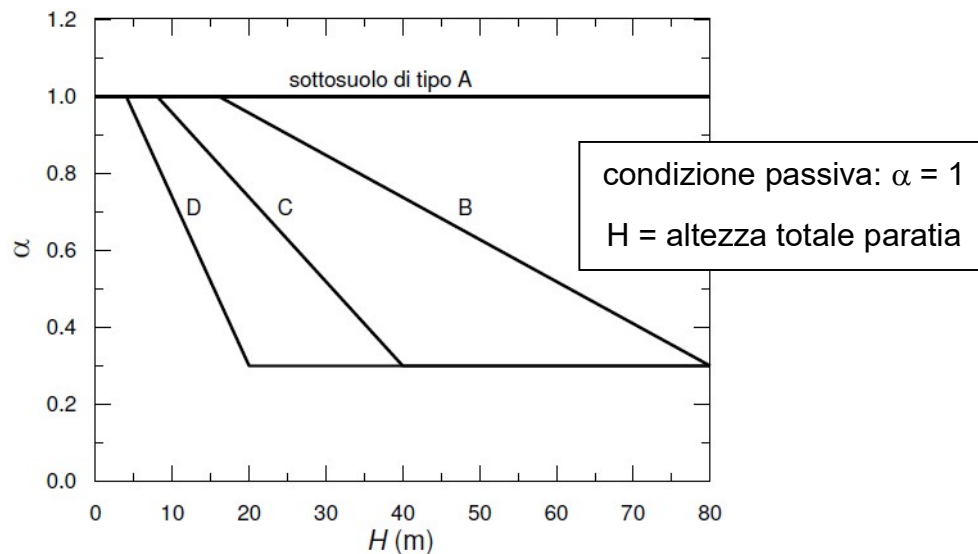
verifica al ribaltamento:
applicare incremento del 50% a β_m

PARATIE

$$k_h = \alpha \beta a_{\max}/g \geq 0,2 a_{\max}/g$$

$$k_v = 0$$

$$\gamma_R = 1,0$$



azioni – parametri geotecnici: $\gamma = 1$

In tutti i casi le **VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE** (analogamente alle NTC 2008) fanno riferimento a opere di materiali sciolti / fronti di scavo:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad \beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

resistenza: $\gamma_R = 1,2$ azioni – parametri geotecnici: $\gamma = 1$

FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

$$\gamma_R = 1,2$$

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

azioni – parametri geotecnici: $\gamma = 1$

STABILITA' DEI PENDII

NON CAMBIA NULLA

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

PARAMETRI DI RESISTENZA

valutazione capacità portante di fondazioni superficiali e profonde, stabilità di strutture di sostegno, scavi e rilevati

terreni coesivi (argille, argille limose, limi argillosi)

condizioni non drenate

c_u coesione non drenata

$\varphi_u = 0$ angolo resistenza al taglio non drenato

condizioni drenate

φ' angolo resistenza al taglio efficace

c' coesione efficace

terreni granulari (sabbie e ghiaie)

condizioni drenate

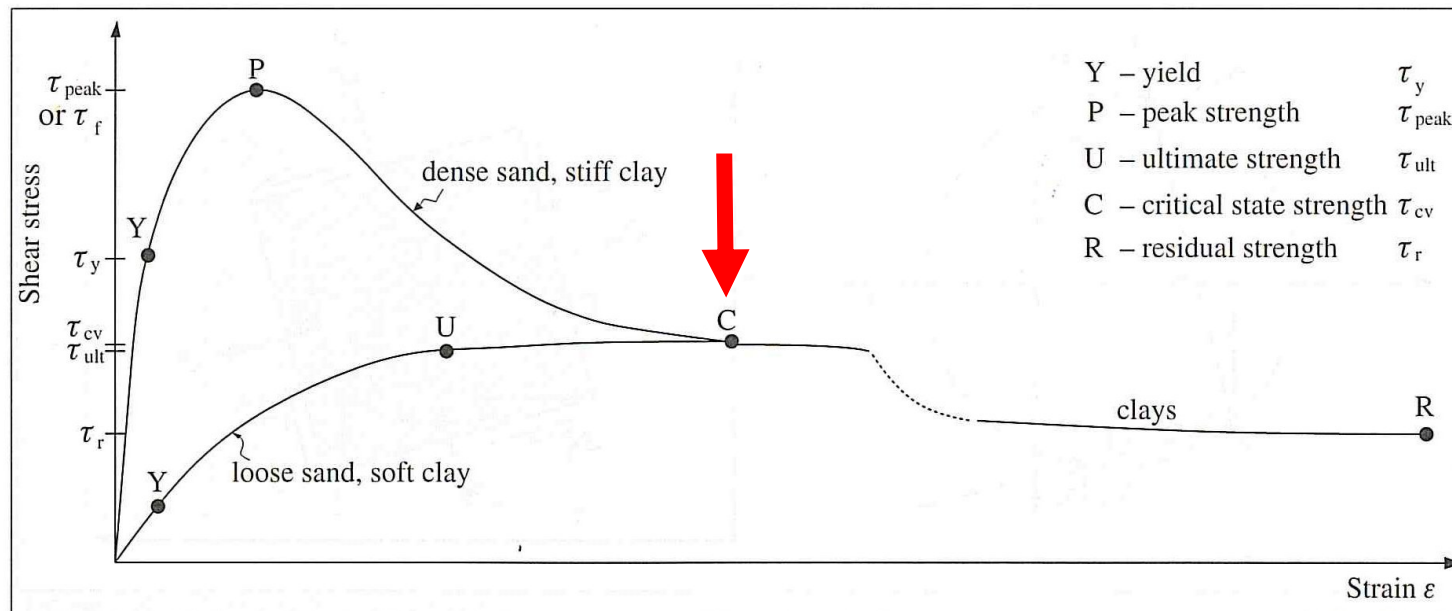
φ' angolo resistenza al taglio efficace

$c' \sim 0$ coesione efficace

Nelle verifiche di resistenza di **fondazioni superficiali** di norma si fa riferimento ai valori di picco dei parametri di resistenza, eccezion fatta per le verifiche a scorrimento nelle quali si utilizzano i valori relativi allo stato critico di post-picco. Per le **fondazioni profonde** in generale si fa riferimento allo stato critico.

Nelle verifiche delle **strutture di sostegno** di norma si fa riferimento allo stato critico di post-picco, soprattutto per quanto concerne la resistenza passiva, causa il verificarsi di deformazioni non trascurabili.

Nelle verifiche di **scavi in argille** N.C. e O.C. intatte di norma si fa riferimento ai valori di picco dei parametri di resistenza. Fanno eccezione gli scavi in argille O.C. fessurate, per i quali si adottano i valori di post-picco (stato critico).



terreni coesivi (argille, argille limose, limi argillosi)

condizioni drenate

normalmente consolidati (NC)

$\varphi'_p \sim \varphi'_{cv}$ angolo di picco \sim angolo di post-picco (stato critico, a volume costante)

$c' \sim 0$ coesione efficace

sovra consolidati (OC)

$\varphi'_p \neq \varphi'_{cv}$ angolo di post-picco **lo stesso per terreni NC**

$c' > 0$ coesione efficace

terreni granulari (sabbie e ghiaie)

condizioni drenate

normalmente consolidati (NC)

$\varphi'_p \sim \varphi'_{cv}$ angolo di picco \sim angolo di post-picco (stato critico, a volume costante)

$c' \sim 0$ coesione efficace

sovra consolidati (OC)

$\varphi'_p \neq \varphi'_{cv}$ angolo di post-picco **lo stesso per terreni NC**

$c' \sim 0$ coesione efficace

PARAMETRI DI DEFORMABILITA'

valutazione cedimenti

terreni coesivi (argille, argille limose, limi argillosi)

condizioni non drenate

E_u modulo di deformazione (Young) non drenato

condizioni drenate

E' modulo di deformazione (Young) drenato

M_o modulo di deformazione edometrico

terreni granulari (sabbie e ghiaie)

condizioni drenate

E' modulo di deformazione drenato

M_o modulo di deformazione edometrico

terreni coesivi - terreni granulari

G modulo di taglio

ALTRI PARAMETRI

terreni coesivi (argille, argille limose, limi argillosi)
terreni granulari (sabbie e ghiaie)

γ peso dell'unità di volume totale



$\gamma_{\text{eff}} = \gamma'$ peso dell'unità di volume efficace [γ (sopra falda) , $\gamma - \gamma_w$ (sotto falda)]

$\sigma'_{vo} = \Sigma \gamma' h$, $\sigma_{vo} = \Sigma \gamma h$ pressione verticale efficace e totale

terreni coesivi - terreni granulari

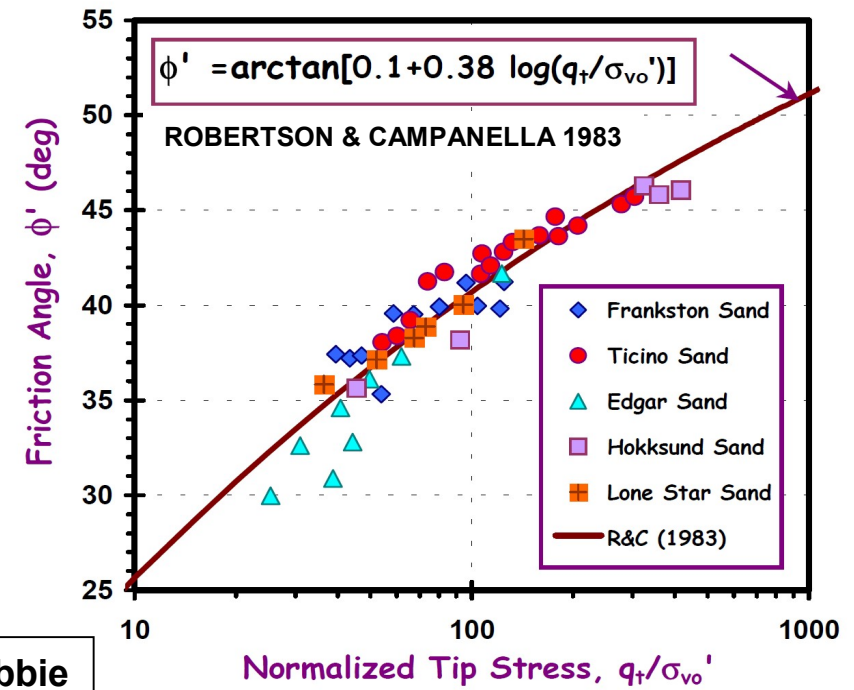
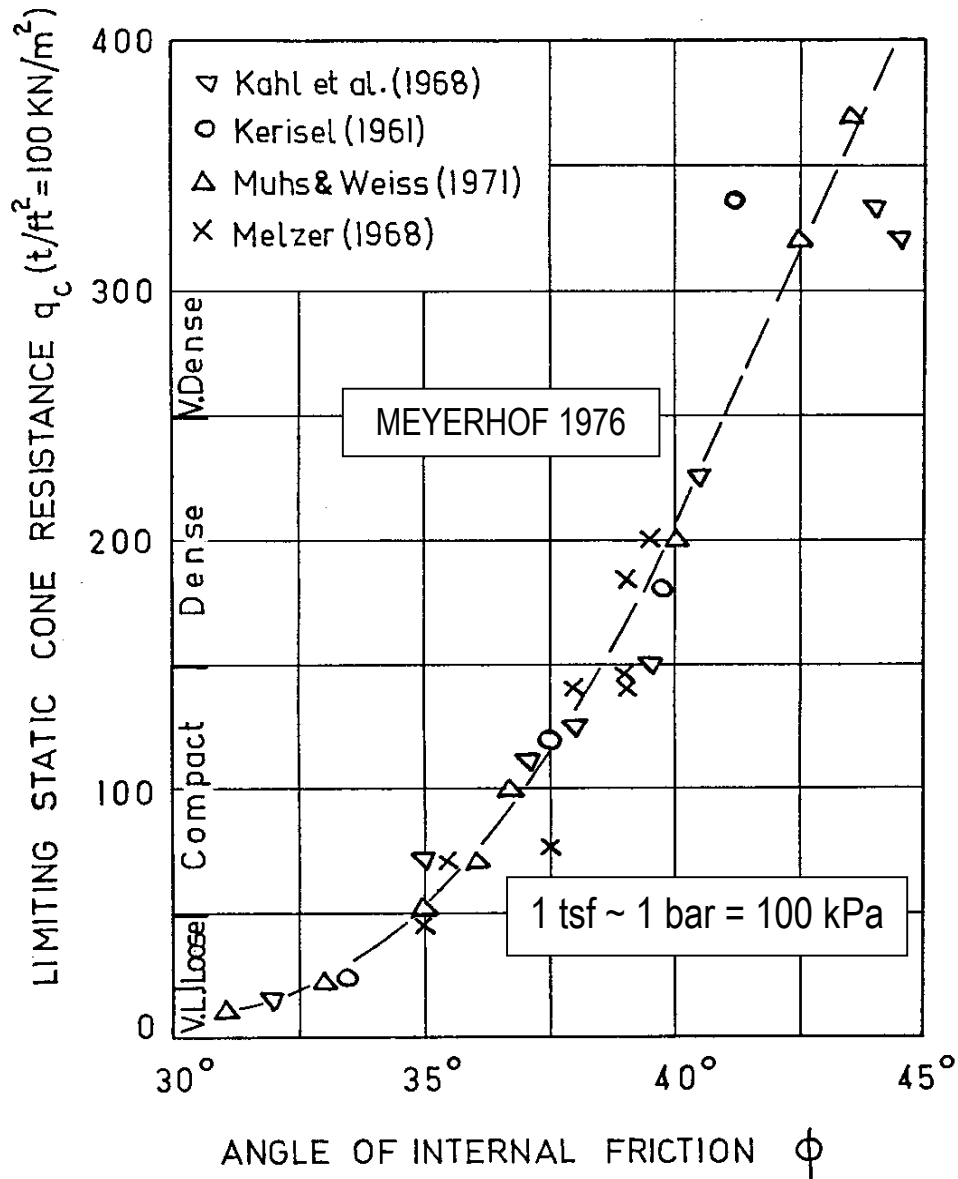
$\sigma'_p = \sigma'_{v.\text{max}}$ pressione di preconsolidazione (prex verticale max raggiunta)



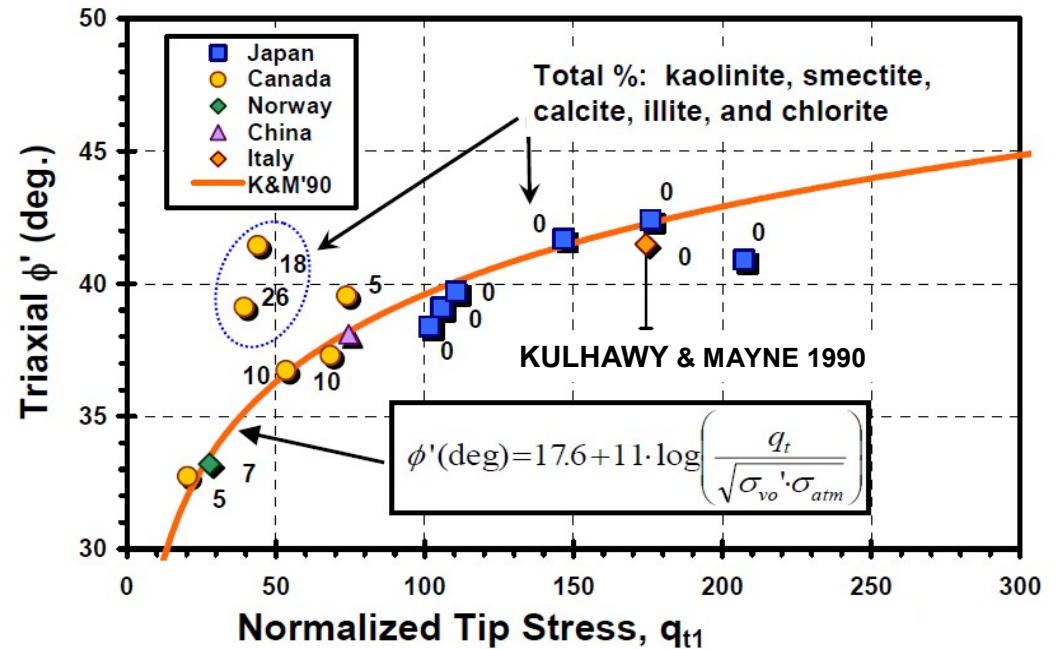
$\text{OCR} = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ grado di sovra consolidazione

$K_o = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo} = (1 - \text{sen } \varphi') \text{OCR}^{\text{sen } \varphi'}$ coefficiente di spinta a riposo
(rapporto fra pressione efficace orizzontale σ'_{ho} e verticale σ'_{vo})

per i terreni coesivi: $K_o = \sigma'_h / \sigma'_{vo} \approx 0,5 \text{OCR}^{0,5}$



$q_t \approx q_c$ per le sabbie



$q_{t1} = (q_t / \sigma_{atm}) \cdot C_N = (q_t / \sigma_{atm}) \cdot (\sigma_{atm} / \sigma_{vo}')^{0.5}$

TERRENI GRANULARI
 prova CPT
 angolo resistenza al taglio efficace $\phi'p$
 valori di PICCO

$$q_t = q_c + u_2 (1-a) \text{ [CPTU]}$$

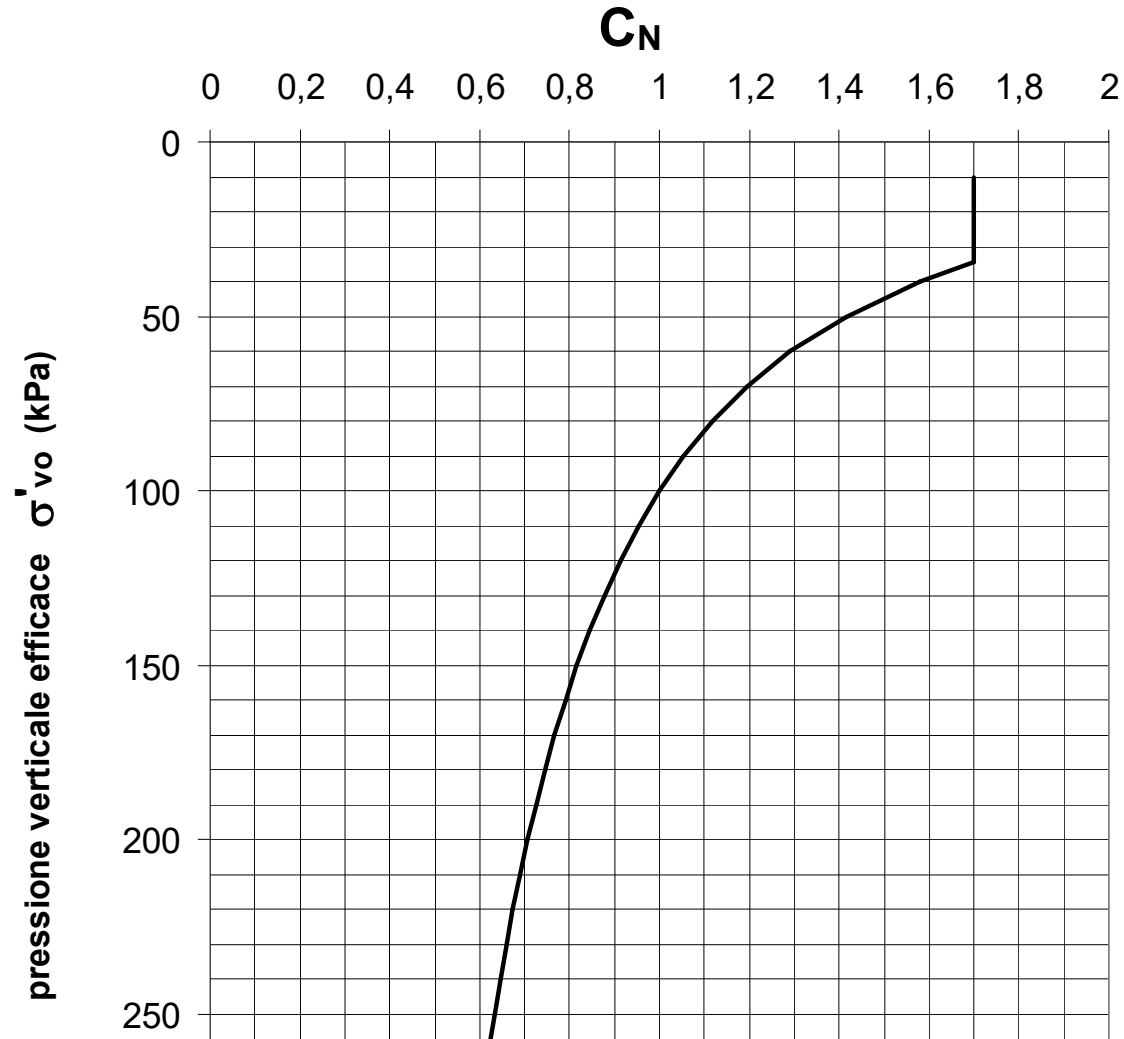
sabbie: $q_t \approx q_c$

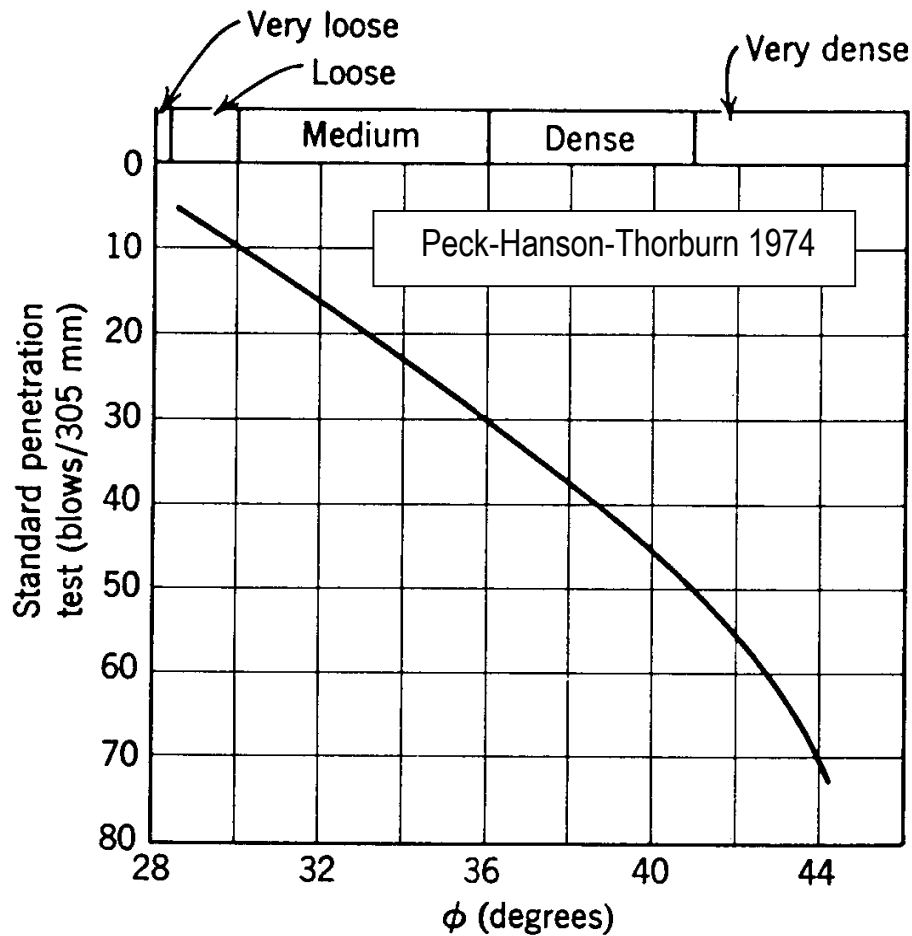
$$q_{t1} = (q_t / \sigma_{atm}) \cdot C_N$$

$$\sigma_{atm} = p_a \sim 100 \text{ kPa}$$

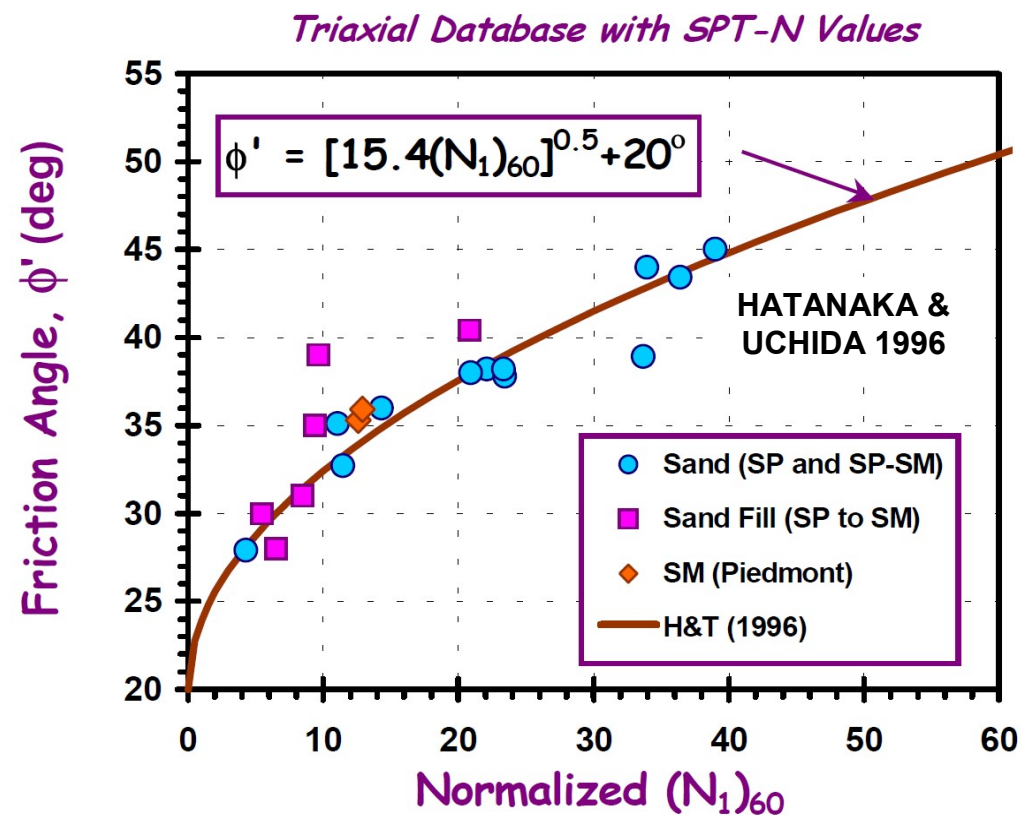
$$C_N = (\sigma_{atm} / \sigma'_{vo})^{0,5}$$

C_N max 1,7





TERRENI GRANULARI
 prova SPT
 angolo resistenza al taglio efficace $\phi'p$
 valori di PICCO



$$N_{60} = N_{SPT} \text{ ER} / 60$$

ER = rapporto di energia del dispositivo

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_R C_N$$

$$L = \text{lunghezza aste} = z(\text{m}) + 1,50$$

$$C_N = (\sigma_{atm} / \sigma'_{vo})^{0,5} \quad (\text{max } 1,7)$$

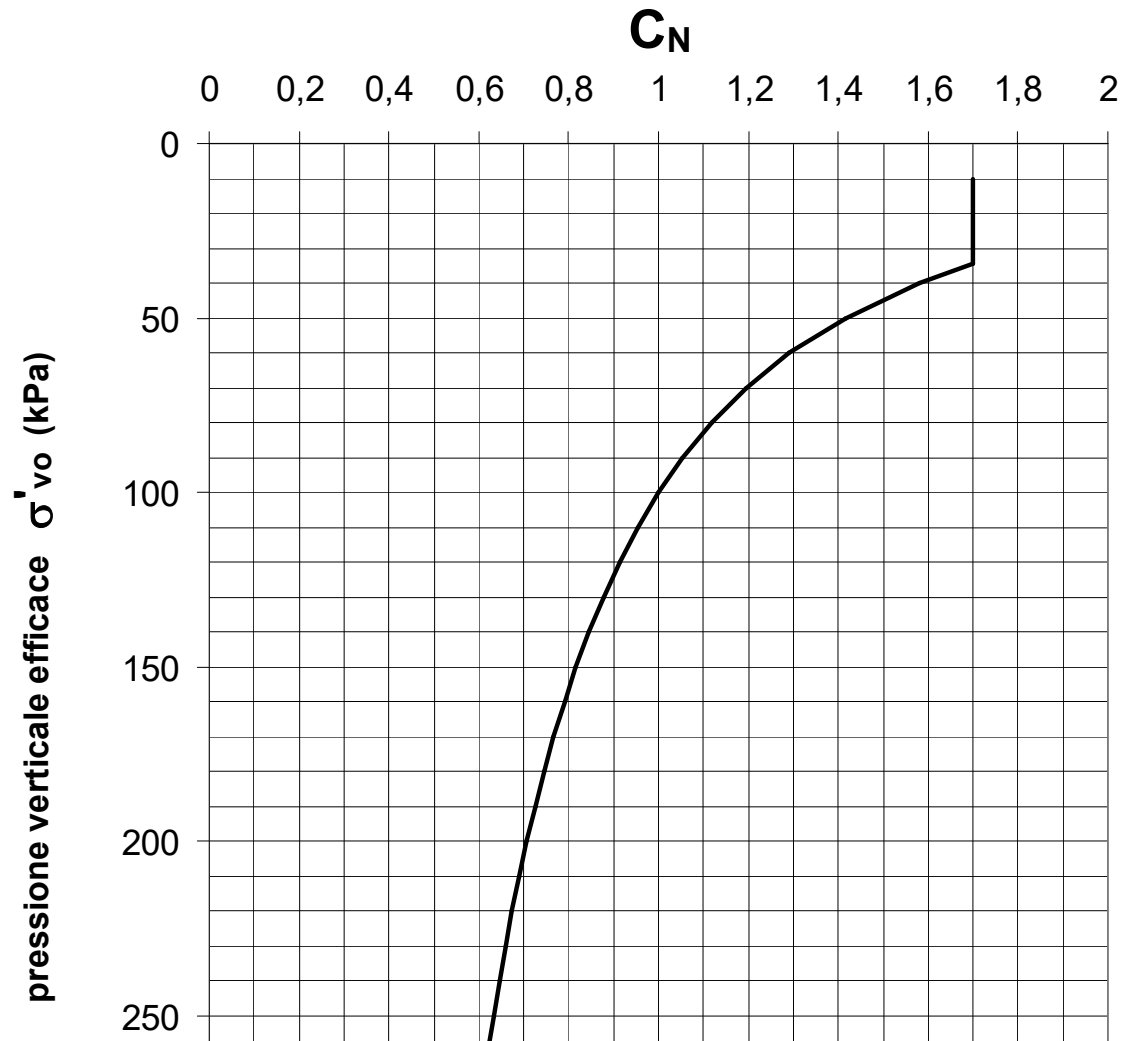
$$L < 3 \text{ m} \quad C_R = 0,75$$

$$L = 3-4 \text{ m} \quad C_R = 0,80$$

$$L = 4-6 \text{ m} \quad C_R = 0,85$$

$$L = 6-10 \text{ m} \quad C_R = 0,95$$

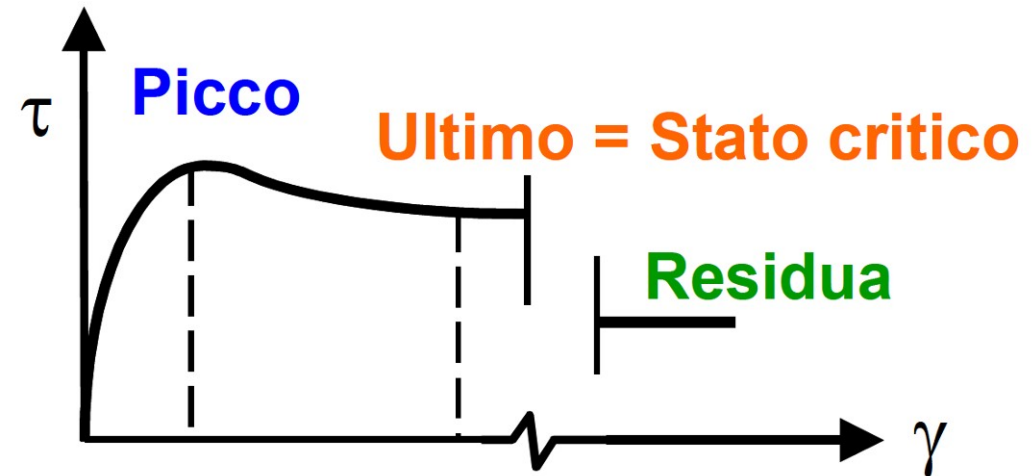
$$L = 10-30 \text{ m} \quad C_R = 1,00$$



TERRENI GRANULARI

angolo resistenza al taglio (stato critico) φ'_{cv}
 valori POST PICCO
 (stato critico a volume costante)

(British Standards BS8002:1994)



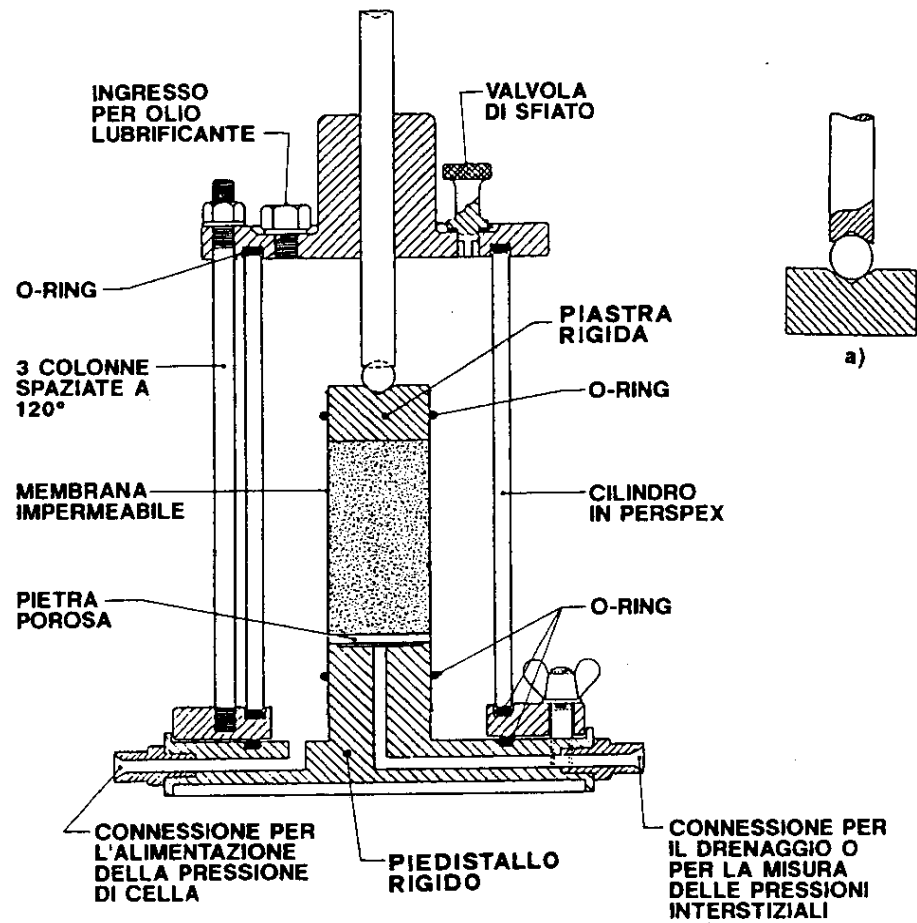
British Standards BS8002:1994

$$\varphi'_{cv} = 30 + A + B$$

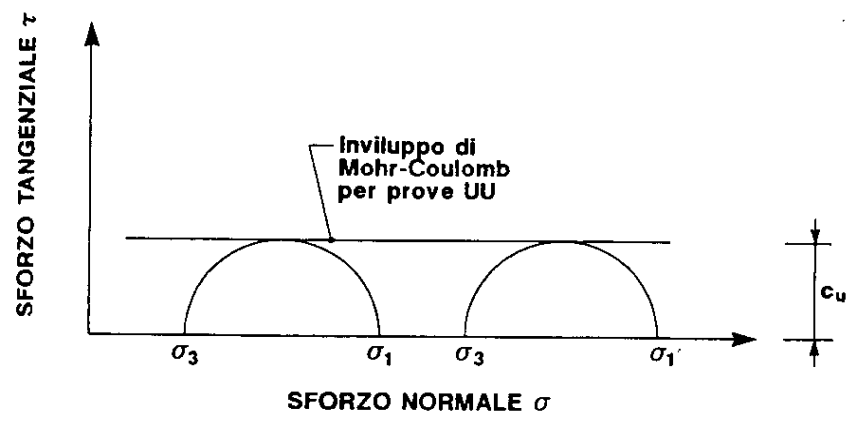
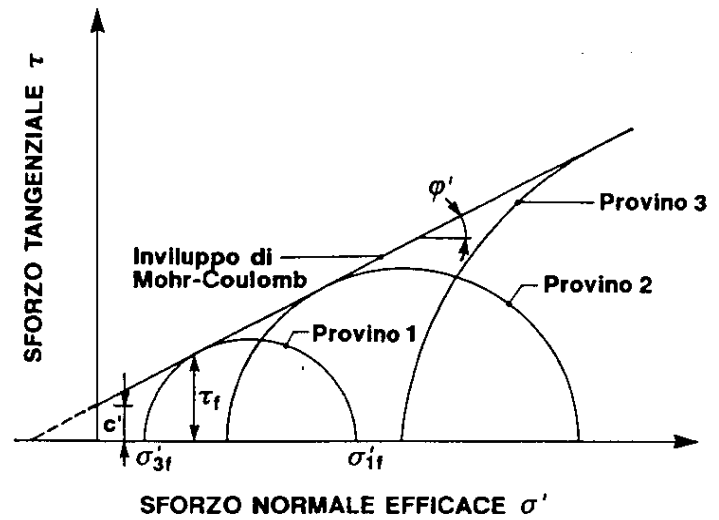
<i>Angularity</i>	<i>A degrees</i>	<i>Grading of sand</i>	<i>U</i>	<i>B degrees</i>
rounded	0	uniform	< 2	0
subangular	2	moderate	2 to 6	2
angular	4	well graded	> 6	4
estimated visually		based on uniformity coefficient		

$U = D_{60}/D_{10}$
 da analisi granulometrica

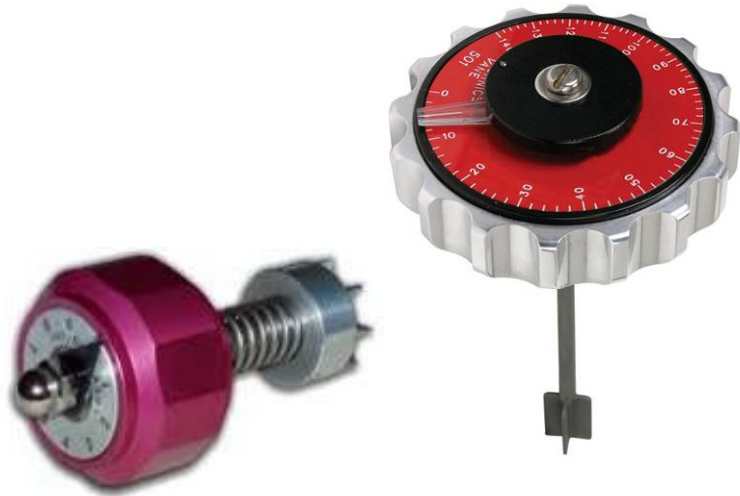
Cu
da prove triassiali UU
ottimo criterio



prove triassiali



TORVANE DI LABORATORIO



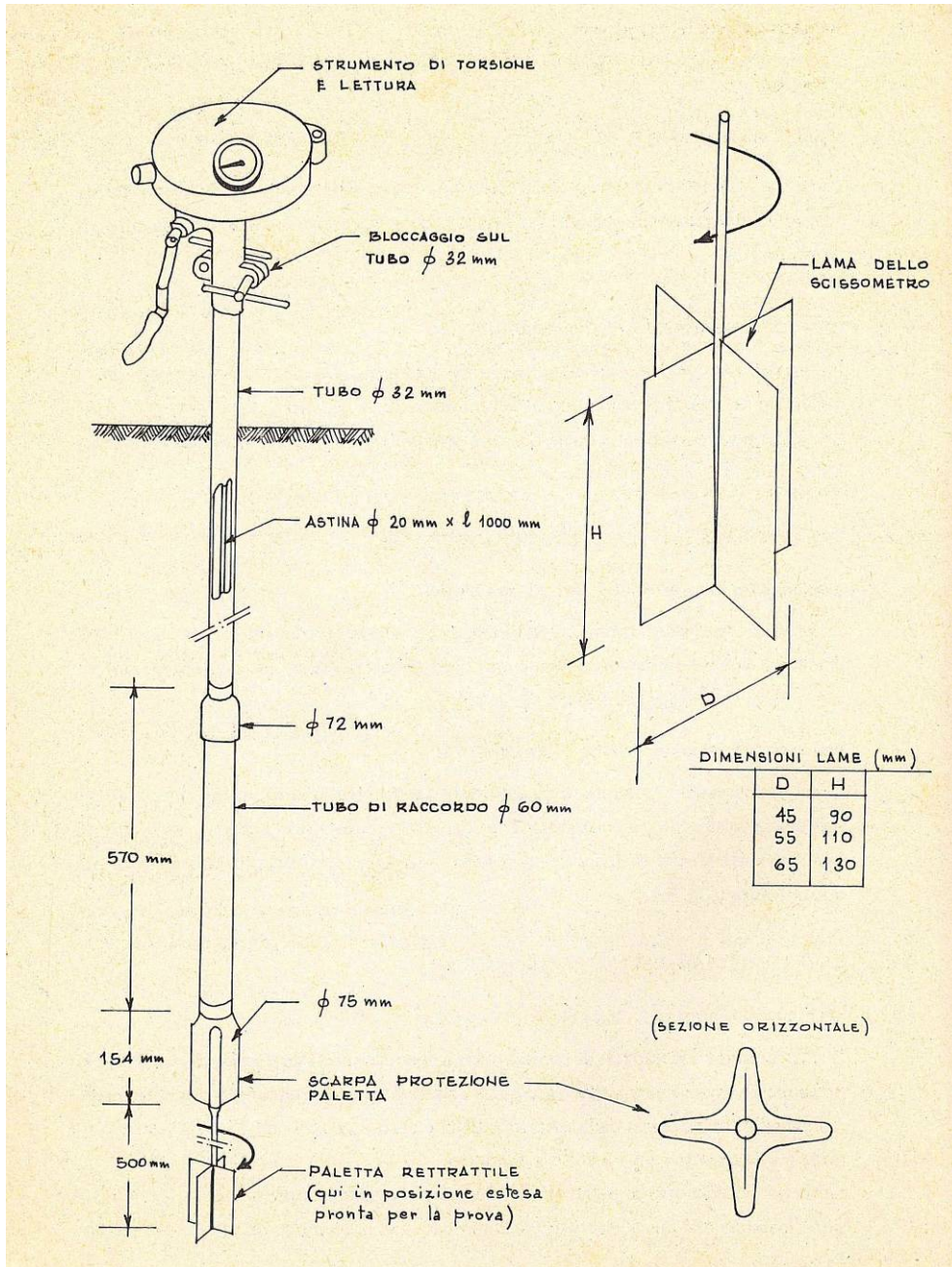
prova CPT

argille
coesione non drenata
Cu

(Robertson & Cabal 2015)
(Raccomandazioni AGI - 1977)

$$C_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad N_{kt} = 14 \div 16$$

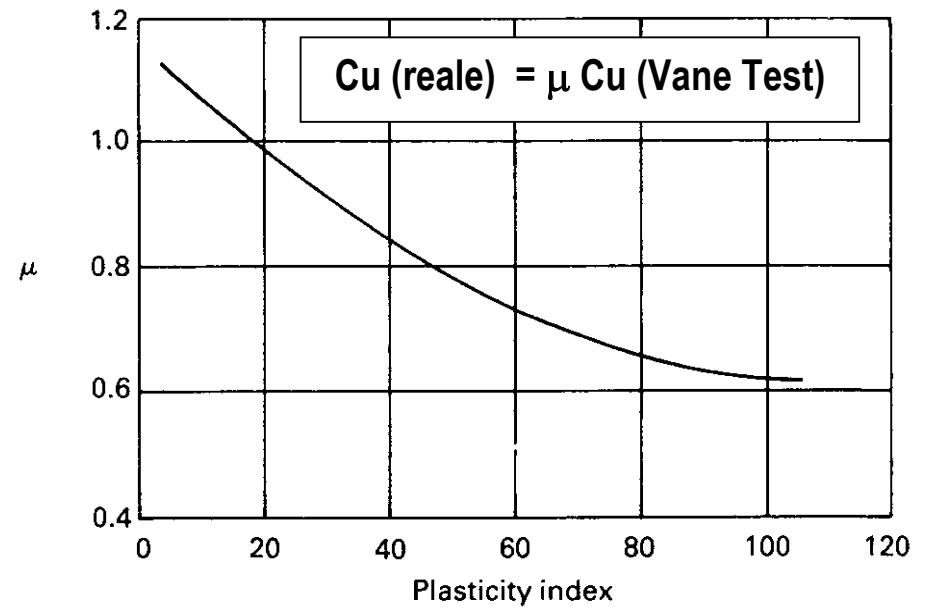
$$C_u = q_c / k \quad k = 15 \div 25$$



Vane Test in sito

Raccomandazioni A.G.I. 1977

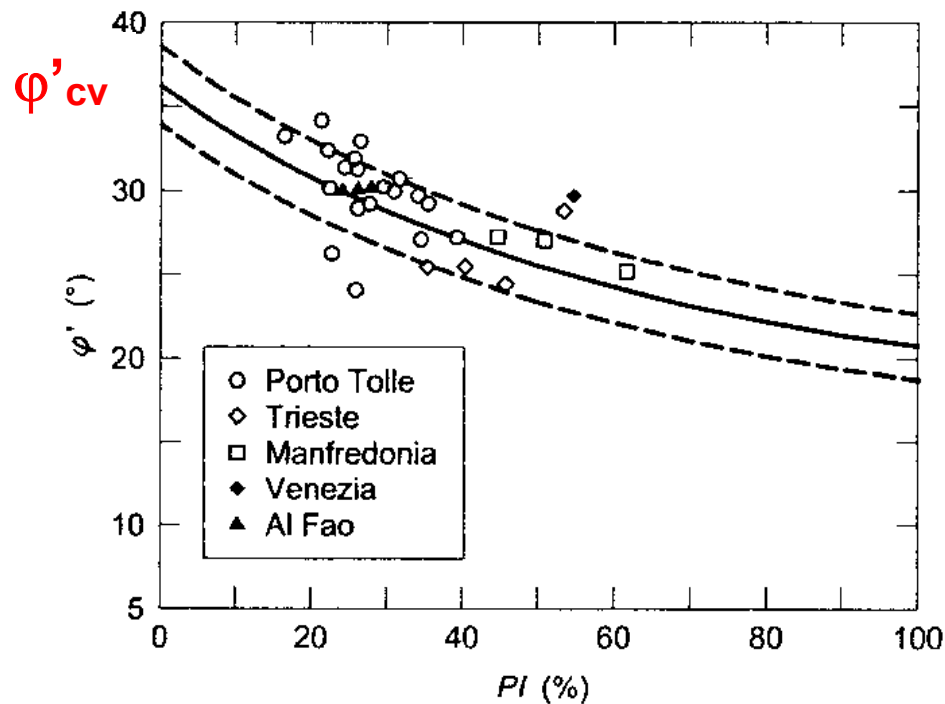
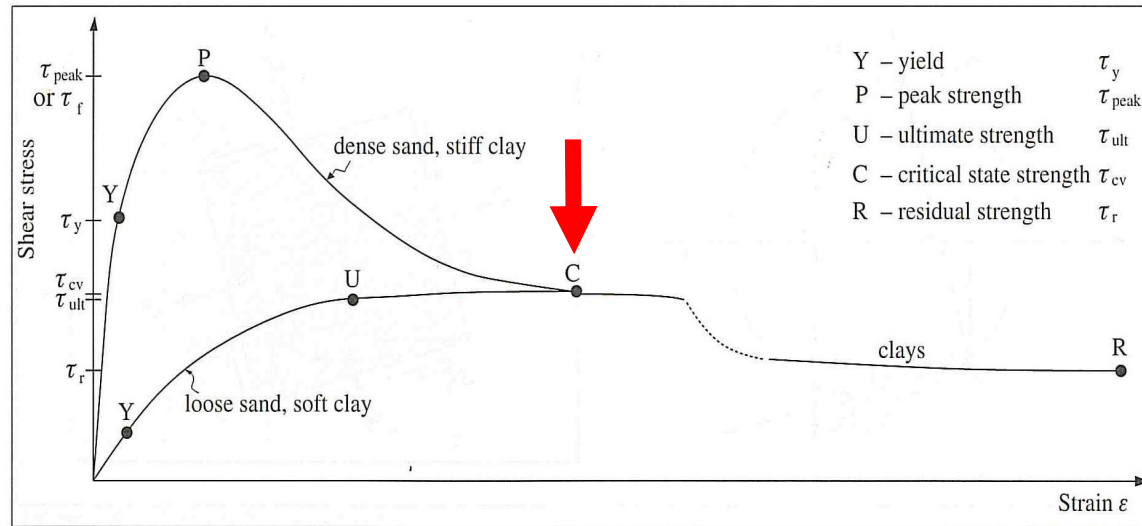
$$C_u = \frac{6 M}{\pi D^2 (D + 3 H)}$$



Correction factor for undrained strength measured by the vane test.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DI POST PICCO (STATO CRITICO) ϕ'_{cv}

TERRENI COESIVI – CONDIZIONI DRENATE



argille NC (normalconsolidate): $c' = 0$

$$\phi'_{cv} = \phi'_p$$

argille OC (sovra consolidate): $c' > 0$

$$\phi'_{cv} = \phi'_{cv} (NC)$$

$$\phi'_{cv} = 40^\circ - 2,07 (I_P\%)^{0,49} \pm 2^\circ$$

(Jamiołkowski & Pasqualini 1976)

NTC 2008

NTC 2018

CONDIZIONI SISMICHE

DECADIMENTO CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

.....
.....

Nelle analisi di stabilità **in condizioni post-sismiche** si deve tener conto della **riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza** per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

TERRENI SATURI
sollecitazioni cicliche generano
incremento pressioni interstiziali Δu
e conseguente diminuzione di resistenza

resistenza in condizioni sismiche inferiore a quella statica

$$\tau_f = (\sigma_n - u_o) \cdot \operatorname{tg} \varphi' = \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

condizioni statiche

$$\tau_f = (\sigma'_n - \Delta u) \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

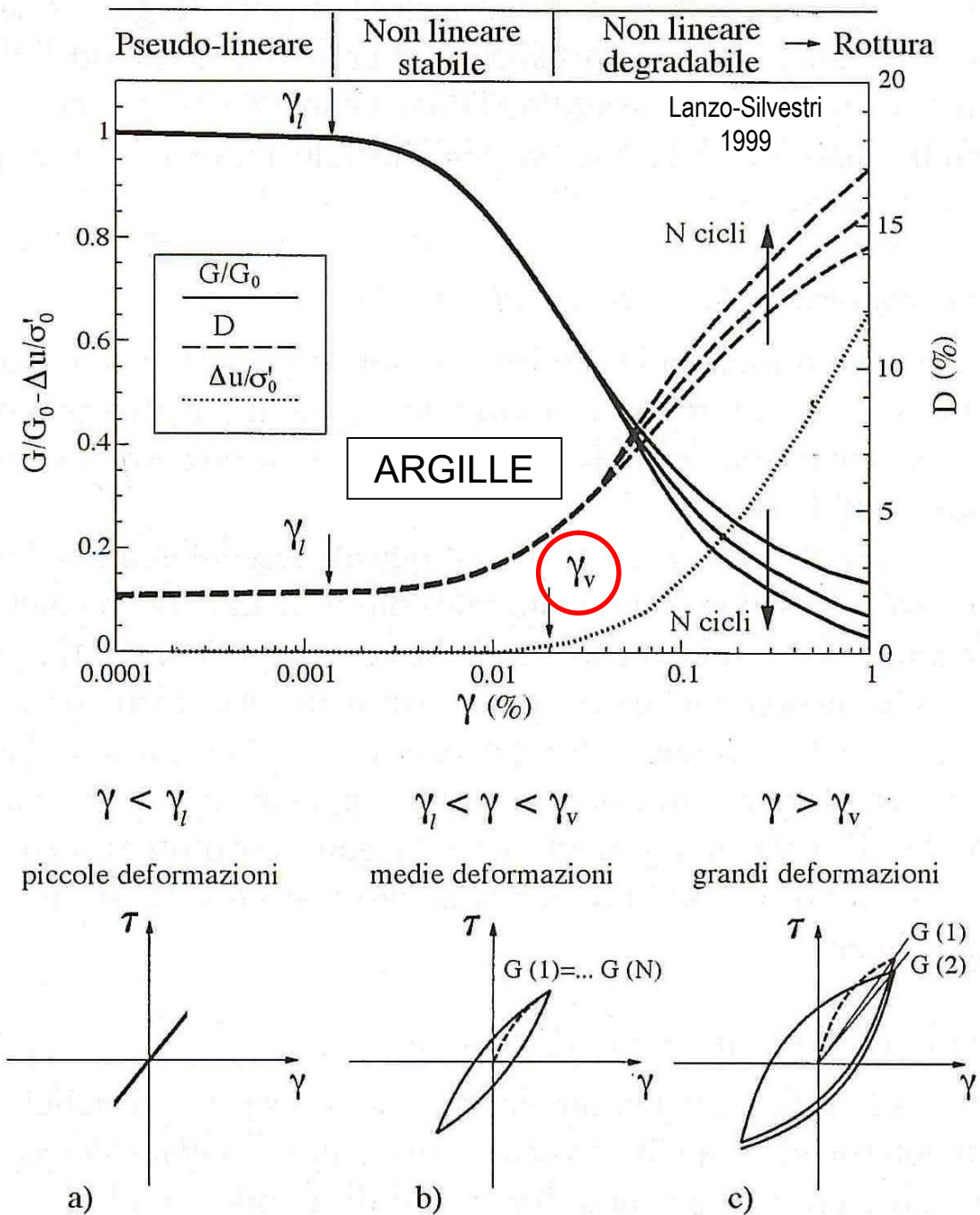
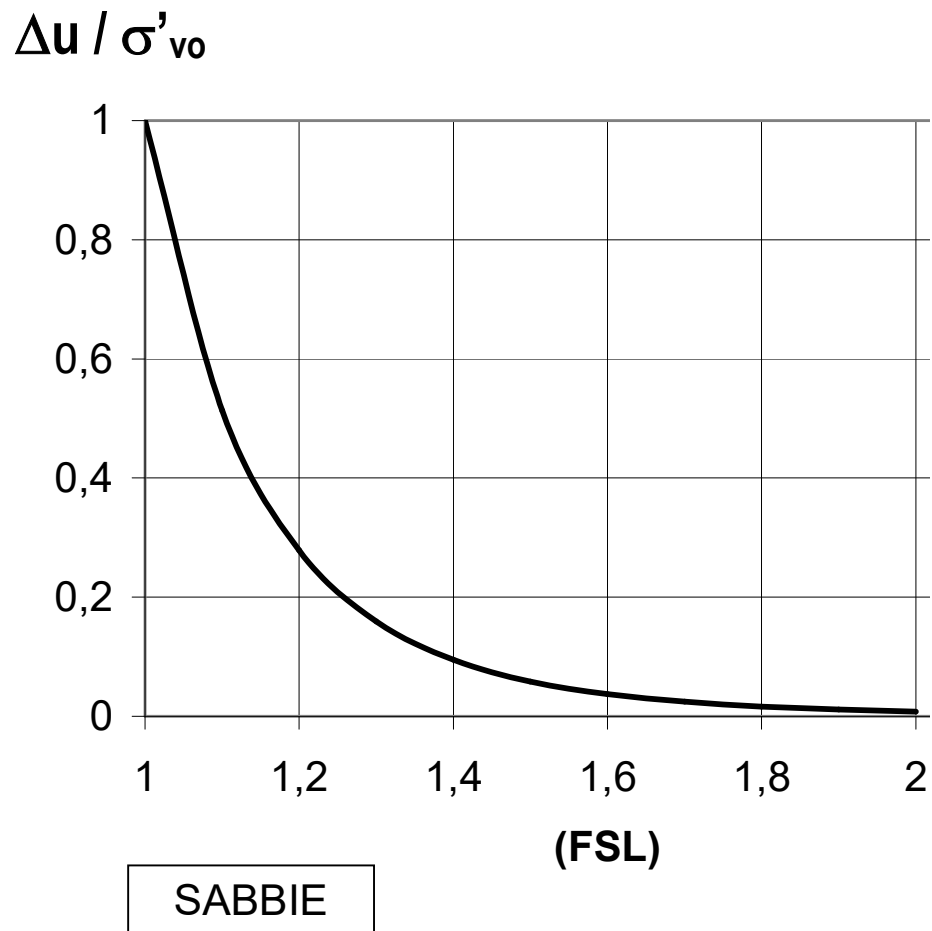
condizioni sismiche

SABBIE: Δu quando coefficiente sicurezza liquefazione assume valori bassi

ARGILLE: Δu quando deformazione supera soglia volumetrica ($\gamma > \gamma_v$)

SABBIE: diminuzione di resistenza >>> diminuzione φ' (può essere importante)

ARGILLE: diminuzione di resistenza >>> diminuzione C_u (di norma modesta)



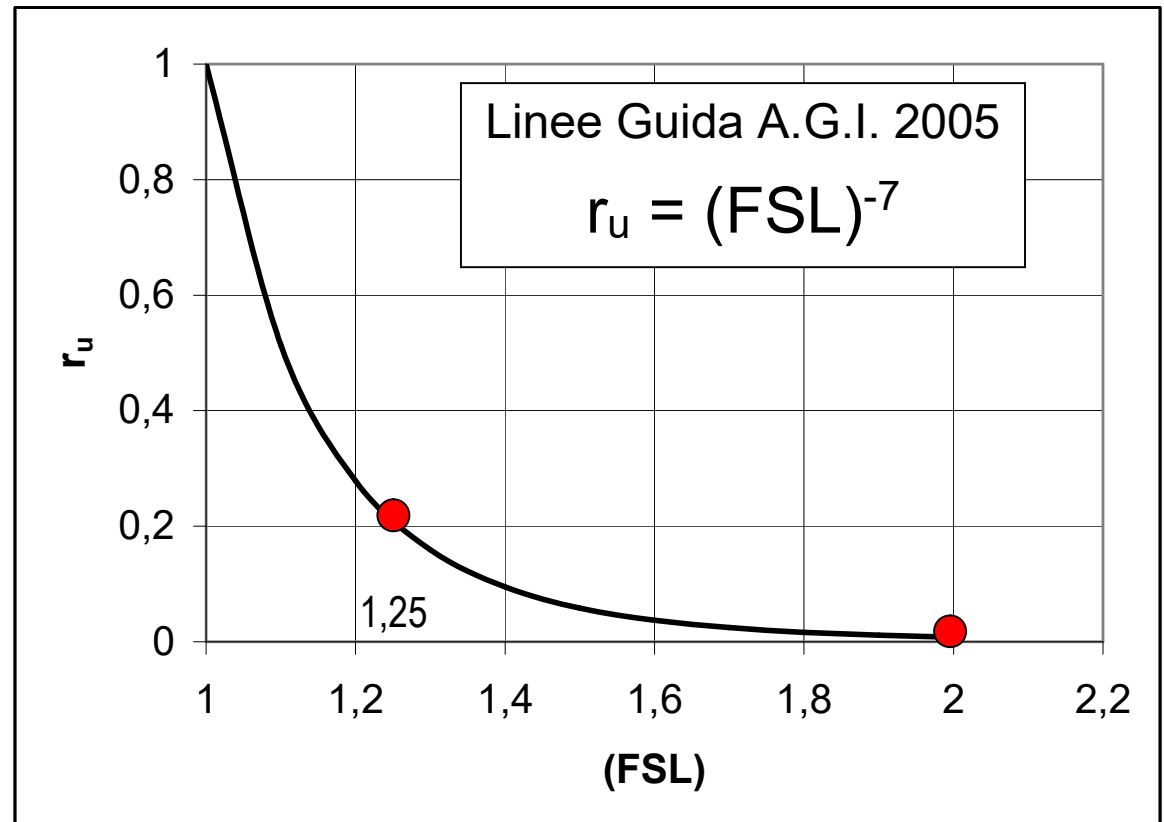
TERRENI GRANULARI SATURI - CONDIZIONI SISMICHE

RIDUZIONE VALORI DI RESISTENZA (incremento pressione interstiziale)

valutazione Δu
in funzione del coefficiente
di sicurezza nei confronti
della liquefazione **FSL**

$$r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$$

σ'_{vo} = pressione geostatica efficace



RIDUZIONE VALORI DI RESISTENZA (angolo resistenza al taglio)

SABBIE SATURE: $\tan \varphi^* = (1-r_u) \tan \varphi' = (1-\Delta u/\sigma'_{vo}) \tan \varphi'$ (Fardis et Al.2005)

coefficiente di sicurezza (liquefazione)

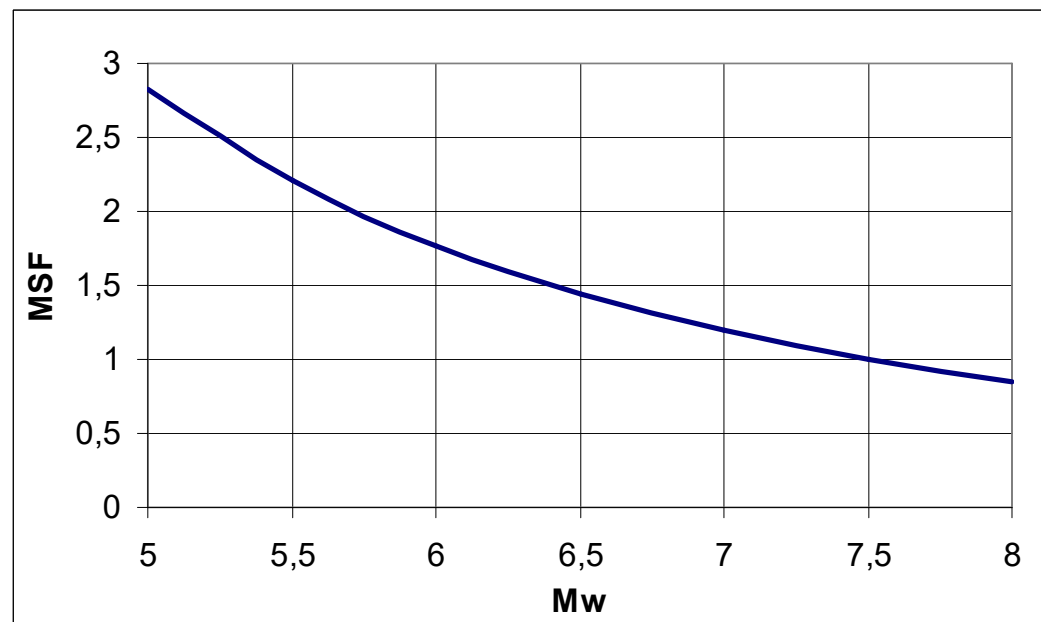
$$\mathbf{FSL = CRR / CSR}$$

FSL ≤ 1 LIQUEFAZIONE!!!

Eurocodice EC8 impone FSL ≥ 1,25

CSR AZIONE CICLICA

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0.65 (a_{max} / g) (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) r_d$$



Esempio

Strato sabbioso sotto falda

Angolo resistenza al taglio:

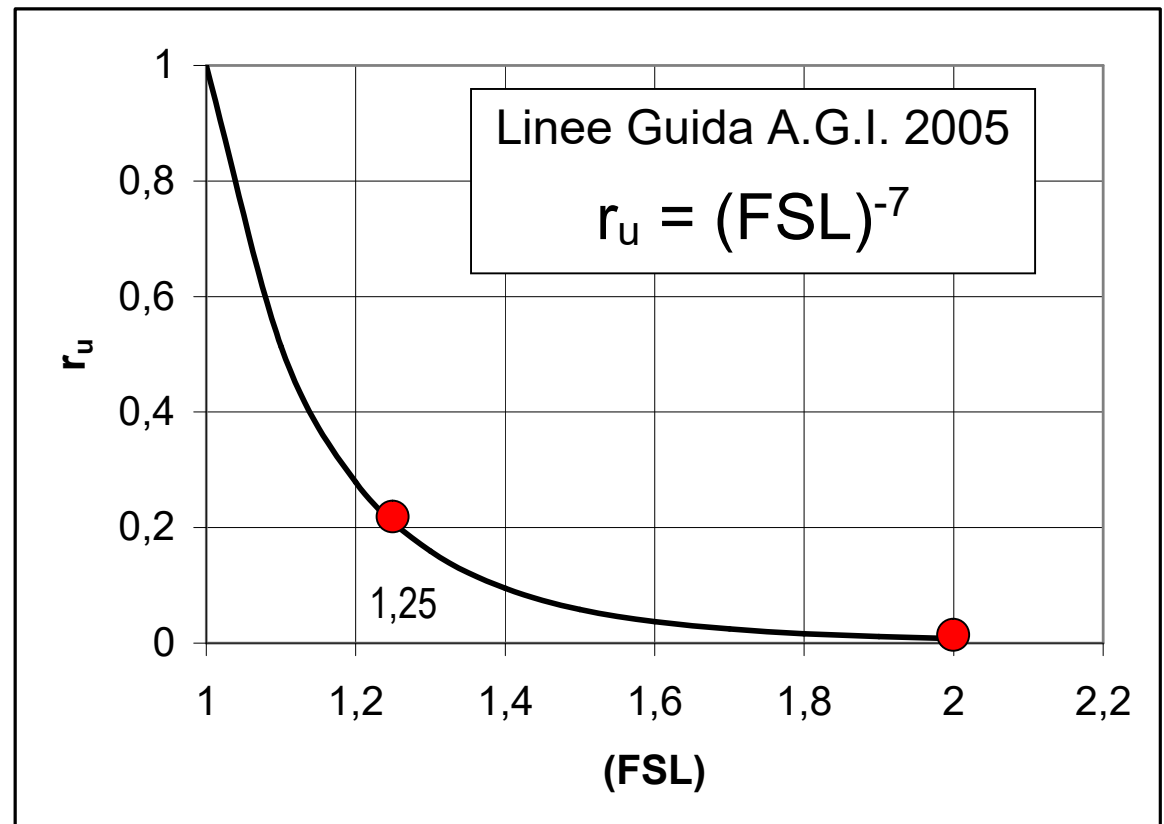
$\varphi' = 35^\circ$ (coesione $c' = 0$)

Coefficiente sicurezza (liquefazione):

FSL = 1,25

$$r_u = FSL^{-7} = 0,21$$

(Linee Guida AGI 2005)



Rapporto sovra pressione interstiziale: $r_u = 0,21$

$$\tan \varphi^* = (1-r_u) \tan \varphi' = (1-\Delta u/\sigma'_{vo}) \tan \varphi'$$

Valore ridotto: $\tan(\varphi^*) = (1-0,21) \tan(35^\circ) = 0,553$

Angolo resistenza al taglio ridotto (equivalente): $\varphi^* = 28,9^\circ$

N.B.:

quando FSL = 1,00	$r_u = 1,00$	$\varphi^* = 0$
quando FSL = 2,00	$r_u \sim 0,00$	$\varphi^* = \varphi'$

ARGILLE - sovra pressione interstiziale generata dal sisma

(LINEE GUIDA A.G.I. 2005)

incremento pressione interstiziale:

$$\Delta u / \sigma'_m = \beta \log (\gamma_{c.max} / \gamma_v)$$

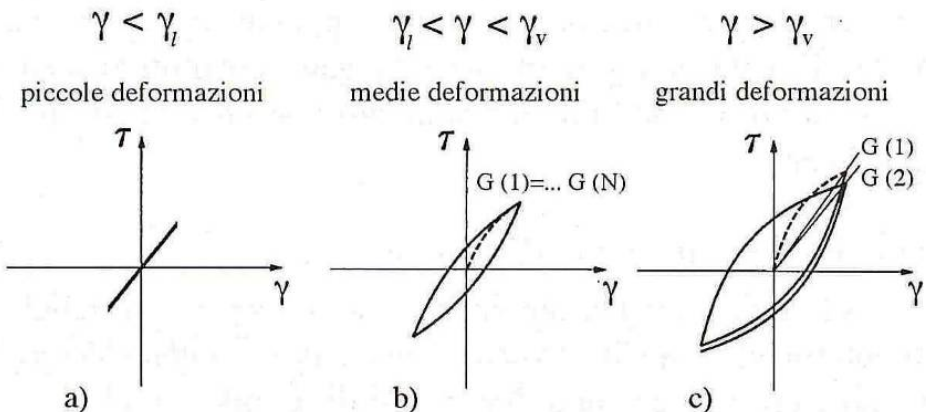
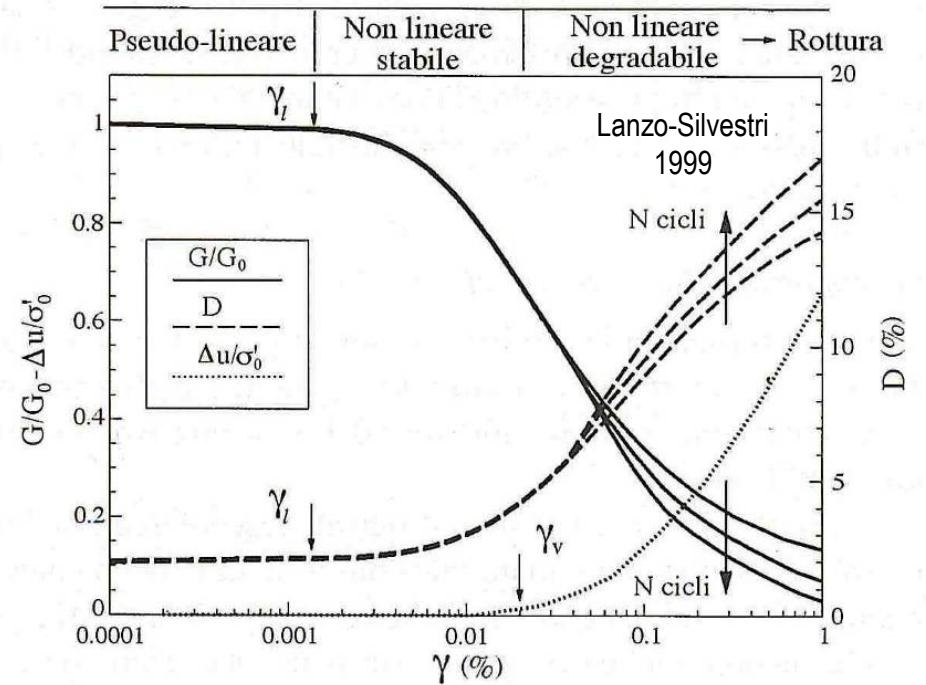
(Matsui et Al. 1980)

$\beta \sim 0,45$ = coefficiente sperimentale

$$\sigma'_m = \sigma'_{vo} (1 + 2 K_o) / 3$$

valore iniziale della pressione media efficace per argille N.C.: $K_o = 0,5$ $\sigma'_m = (2/3) \sigma'_{vo}$

γ_v = deformazione di soglia volumetrica



γ_v = deformazione di soglia volumetrica (prove di laboratorio)

in via approssimata: $\gamma_v = A (OCR - 1) + B$

IP%	A	B
20	$0,4 \times 10^{-3}$	$0,6 \times 10^{-3}$
40	$1,2 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-3}$
55	$2,5 \times 10^{-3}$	$1,2 \times 10^{-3}$

$\gamma_{c.max}$ = deformazione di taglio max raggiunta durante il sisma

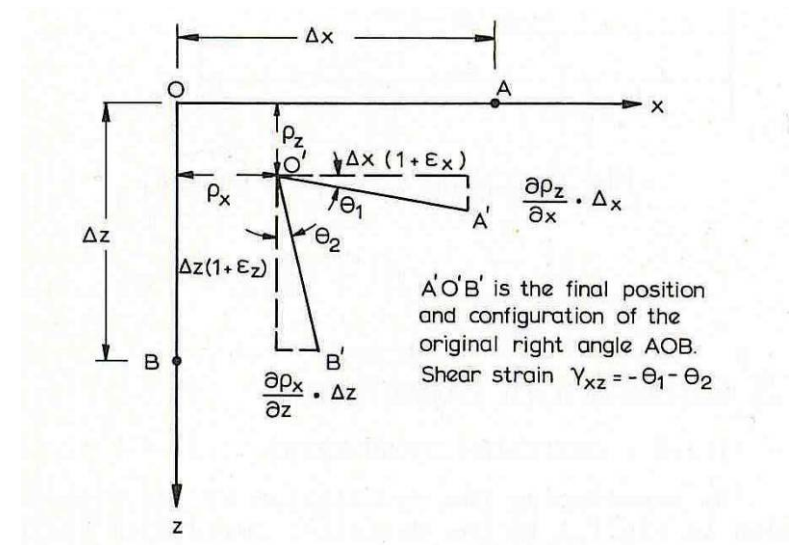
$$\gamma_{c.max} = \tau_{max} / G = (a_{max}/g) \sigma_{vo} r_d / G$$

$$r_d \sim 1 - 0,015 z(m)$$

modulo di taglio (piccole deformazioni):

$$G_o = \rho V_s^2 = (Y/g) V_s^2$$

(da prove geofisiche in sito)



PROCEDIMENTO ITERATIVO per determinare G

noto $\tau_{\max} = (a_{\max}/g) r_d \sigma_{vo}$

noto G_o

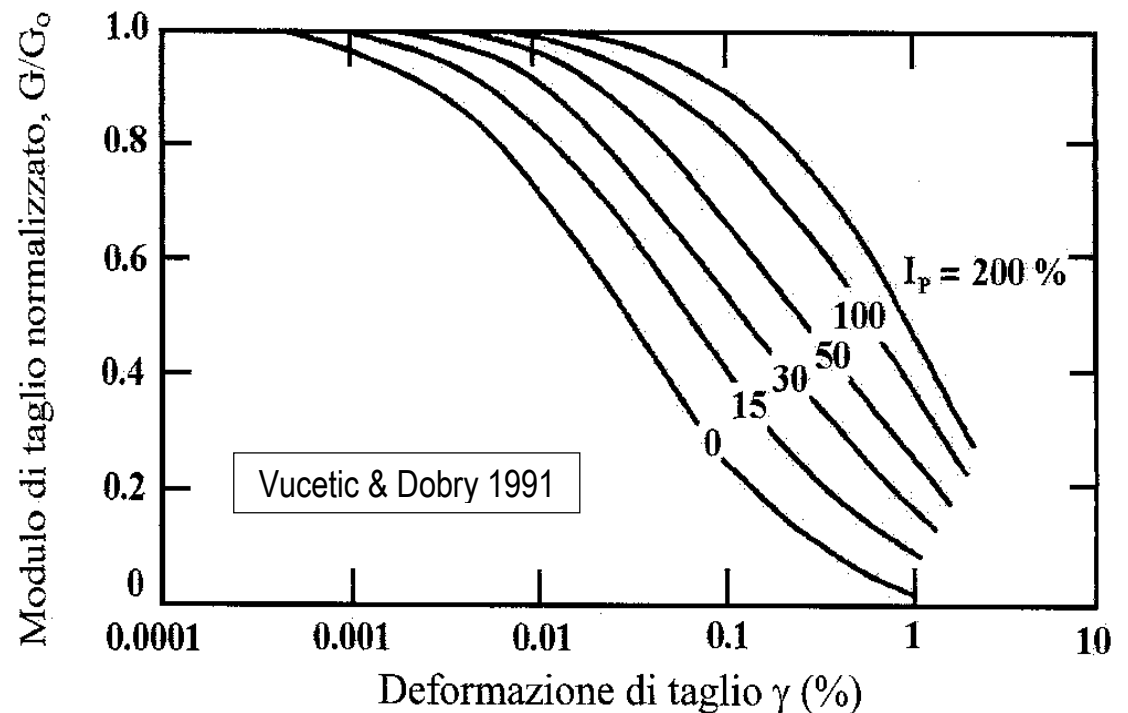
assumo valore iniziale G/G_o

ricavo G

ricavo $\gamma = 0,65 \tau_{\max} / G$

ricavo G/G_o dal grafico

in alternativa considero
un valore approssimato
esempio: $G/G_o = 0,5$



Esempio

Strato argilloso tenero:

profondità dal piano campagna:

peso di volume saturo:

peso di volume immerso:

indice di plasticità:

grado di sovra consolidazione:

velocità onde di taglio:

accelerazione max al suolo:

angolo resistenza al taglio efficace:

coefficiente di spinta a riposo:

modulo di taglio (piccole deformazioni):

modulo di taglio (secante):

$$z = 5 \text{ m}$$

$$Y = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$Y' = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$$

$$IP = 30\%$$

$$OCR = 1 = \sigma'_{v,max} / \sigma'_{vo}$$

$$V_s = 100 \text{ m/s} \quad [V_s = \sqrt{(G_o/\rho)}]$$

$$a_{max} = S a_g = 0,25 g$$

$$\varphi' = 28^\circ \quad (c' = 0)$$

$$K_o = 0,5 \quad (\text{argilla N.C.})$$

$$G_o = Y V_s^2 / g = 18350 \text{ kPa}$$

$$G = G_o / 2 = 9175 \text{ kPa}$$

$$A = 0,80 \times 10^{-3}$$

$$B = 0,85 \times 10^{-3}$$

$$\gamma_v = A (\text{OCR} - 1) + B = 0,85 \times 10^{-3}$$

I_p (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

$$\sigma_{vo} = 18 \times 5,00 = 90 \text{ kPa}$$

$$r_d = 1 - 0,00765 z = 0,962$$

$$\gamma_{c.\text{max}} = \tau_{\text{max}} / G = (a_{\text{max}}/g) r_d \sigma_{vo} / G = 0,25 \times 0,962 \times 90 / 9175 = 2,36 \times 10^{-3}$$

$$\Delta u / \sigma'_m = \beta \log (\gamma_{c.\text{max}} / \gamma_v) = 0,45 \log (2,36 \times 10^{-3} / 0,85 \times 10^{-3}) = 0,200$$

$$\sigma'_{vo} = 8 \times 5,00 = 40 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_m = \sigma'_{vo} (1 + 2K_o) / 3 = 40 \times (1 + 2 \times 0,5) / 3 = 26,7 \text{ kPa}$$

$$\Delta u = 0,200 \times 26,7 = 5,3 \text{ kPa}$$

TERRENI COESIVI - CONDIZIONI SISMICHE

RIDUZIONE VALORI DI RESISTENZA (tensioni totali)

Linee Guida
AGI 2005

coesione non drenata:

$$C_u^* = C_{u0} N^{-t}$$

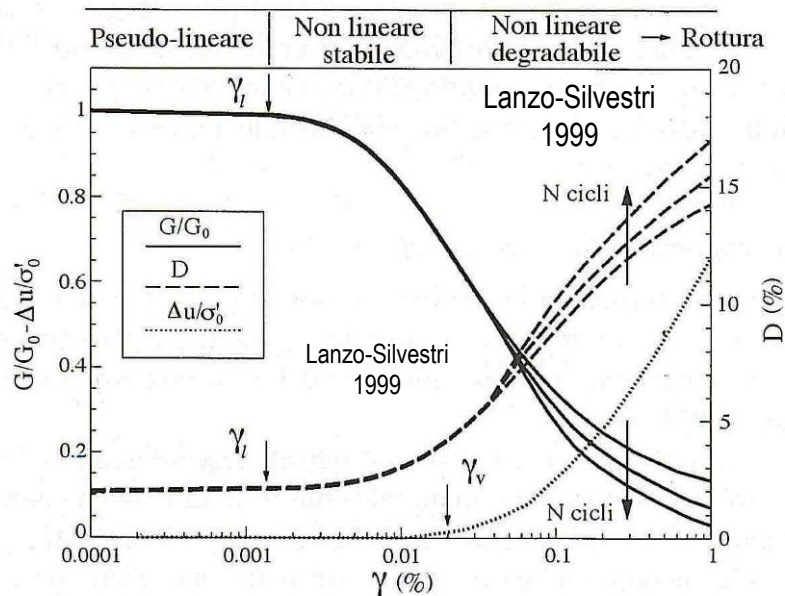
C_{u0} = coesione non drenata in condizioni statiche

N = numero cicli equivalenti

$$t = s (\gamma_c - \gamma_v)^r$$

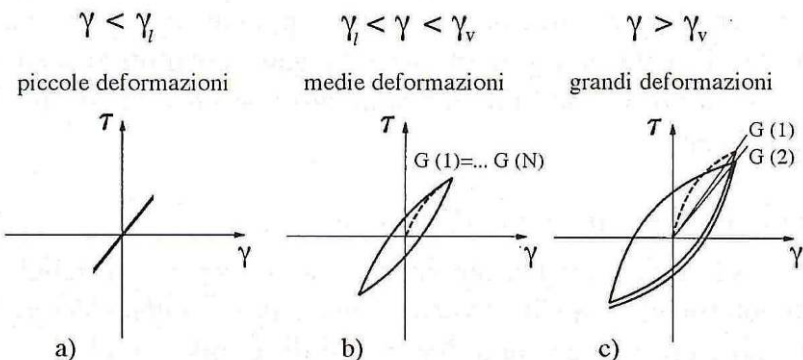
$$\gamma_c = \tau_{eq} / G = 0,65 (a_{max}/g) r_d \sigma_{vo} / G$$

$$\gamma_v = A (OCR - 1) + B$$



M	N
5	3.8
5.5	4.0
6	4.5
6.5	7
7	10

	OCR = 1			OCR = 2	OCR = 4
	$I_p = 15$	$I_p = 30$	$I_p = 50$	$I_p = 50$	$I_p = 50$
s	0.195	0.095	0.075	0.054	0.042
r	0.600	0.600	0.495	0.480	0.423



I_p (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

$$G = \tau / \gamma$$

$$G_0 = \rho V_s^2 = (Y/g) V_s^2$$

PROCEDIMENTO ITERATIVO per determinare G

noto $\tau_{eq} = 0,65 (a_{max}/g) r_d \sigma_{vo}$

noto G_0

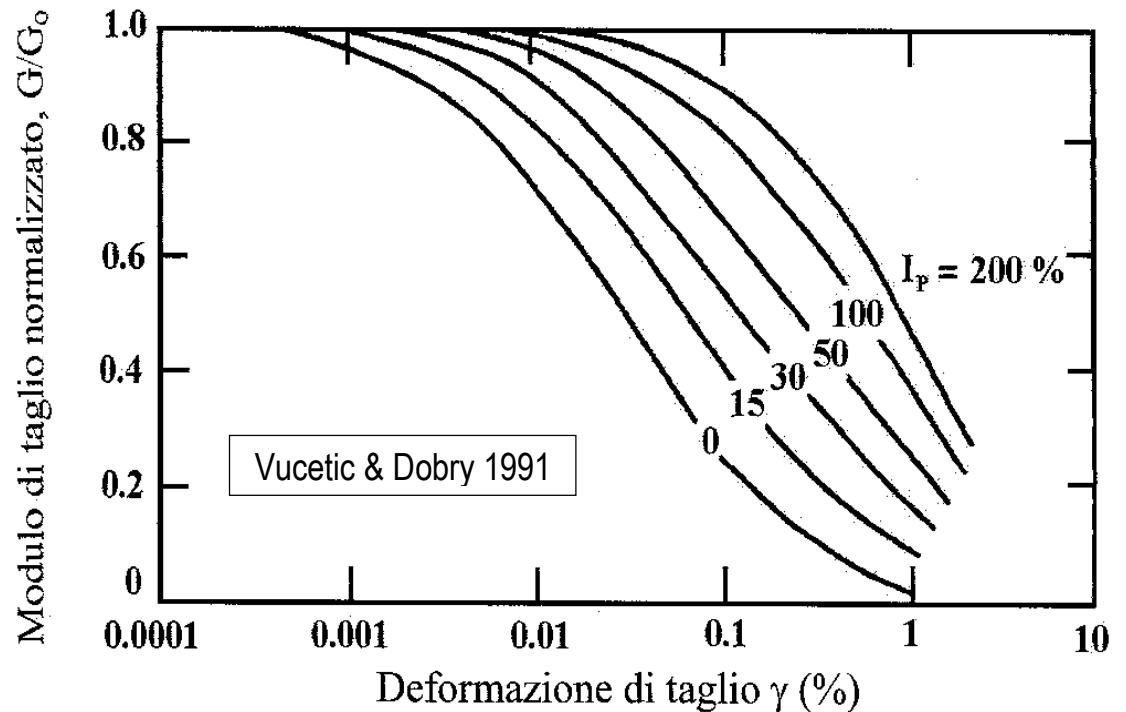
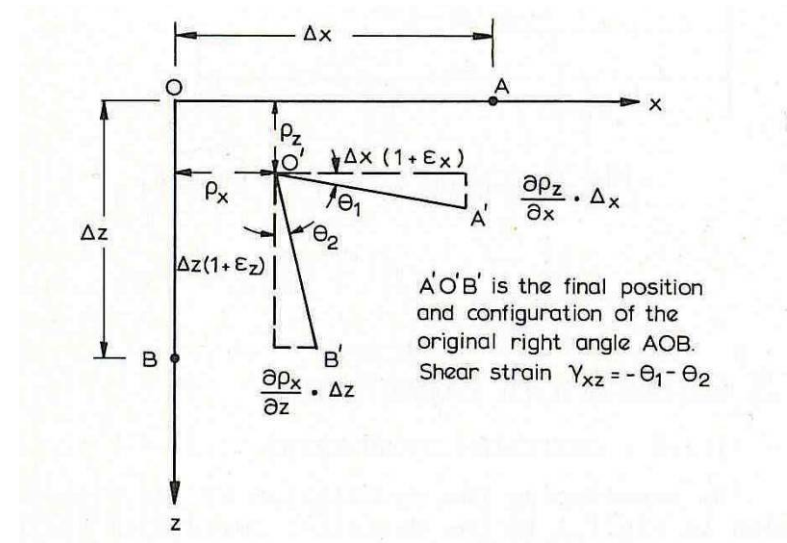
assumo valore iniziale G/G_0

ricavo G

ricavo $\gamma = \tau_{eq} / G$

ricavo G/G_0 dal grafico

in alternativa considero
un valore approssimato
esempio: $G/G_0 = 0,5$



Esempio

Strato argilloso tenero:

profondità dal piano campagna:

resistenza alla punta penetrometrica:

peso di volume

indice di plasticità:

grado di sovra consolidazione:

velocità onde di taglio:

accelerazione max al suolo:

magnitudo:

coesione non drenata (cond.statiche):

modulo di taglio (iniziale):

numero cicli equivalenti (M=6):

$z = 5 \text{ m}$

$q_c = 0,6 \text{ MPa} = 6 \text{ bar}$

$Y = 18 \text{ kN/m}^3$

$IP = 30\%$

$OCR = 1 = \sigma'_{v,max} / \sigma'_{vo}$

$V_s = 100 \text{ m/s}$ [$V_s = \sqrt{(G_o/\rho)}$]

$a_{max} = S a_g = 0,25 \text{ g}$

$M = 6$

$c_{uo} = q_c / 20 = 0,3 \text{ bar} = 30 \text{ kPa}$

$G_o = Y V_s^2 / g = 18350 \text{ kPa}$

$N = 4,5$

M	N
5	3.8
5.5	4.0
6	4.5
6.5	7
7	10

$$A = 0,80 \times 10^{-3}$$

$$B = 0,85 \times 10^{-3}$$

I_p (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

$$\gamma_v = A (\text{OCR} - 1) + B = 0,85 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{vo} = 18 \times 5,00 = 90 \text{ kPa}$$

$$r_d = 1 - 0,00765 z = 0,962$$

$$\tau_{eq} = 0,65 (a_{max}/g) \sigma_{vo} r_d = 0,65 \times 0,25 \times 90 \times 0,962 = 14,07 \text{ kPa}$$

$$G_{max} = G_o = 18350 \text{ kPa}$$

$$G_{\max} = 18350 \text{ kPa}$$

$$\tau_{\text{eq}} = 14,07 \text{ kPa}$$

$$IP = 30\%$$

$$G / G_{\max} = 1$$

$$G = 18350 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{eq}} = \tau_{\text{eq}} / G$$

$$= 14,07/18350 = 7,7 \text{ E-02 } \%$$

dal grafico: $G / G_{\max} = 0,59$

$$G = 18350 \times 0,59 = 10827 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{eq}} = \tau_{\text{eq}} / G$$

$$= 14,07/10827 = 1,3 \text{ E-01 } \%$$

dal grafico: $G / G_{\max} = 0,47$

$$G = 18350 \times 0,47 = 8625 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{eq}} = \tau_{\text{eq}} / G$$

$$= 14,07/8625 = 1,6 \text{ E-01 } \%$$

dal grafico: $G / G_{\max} = 0,44$

$$G = 18350 \times 0,44 = 8074 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{eq}} = \tau_{\text{eq}} / G$$

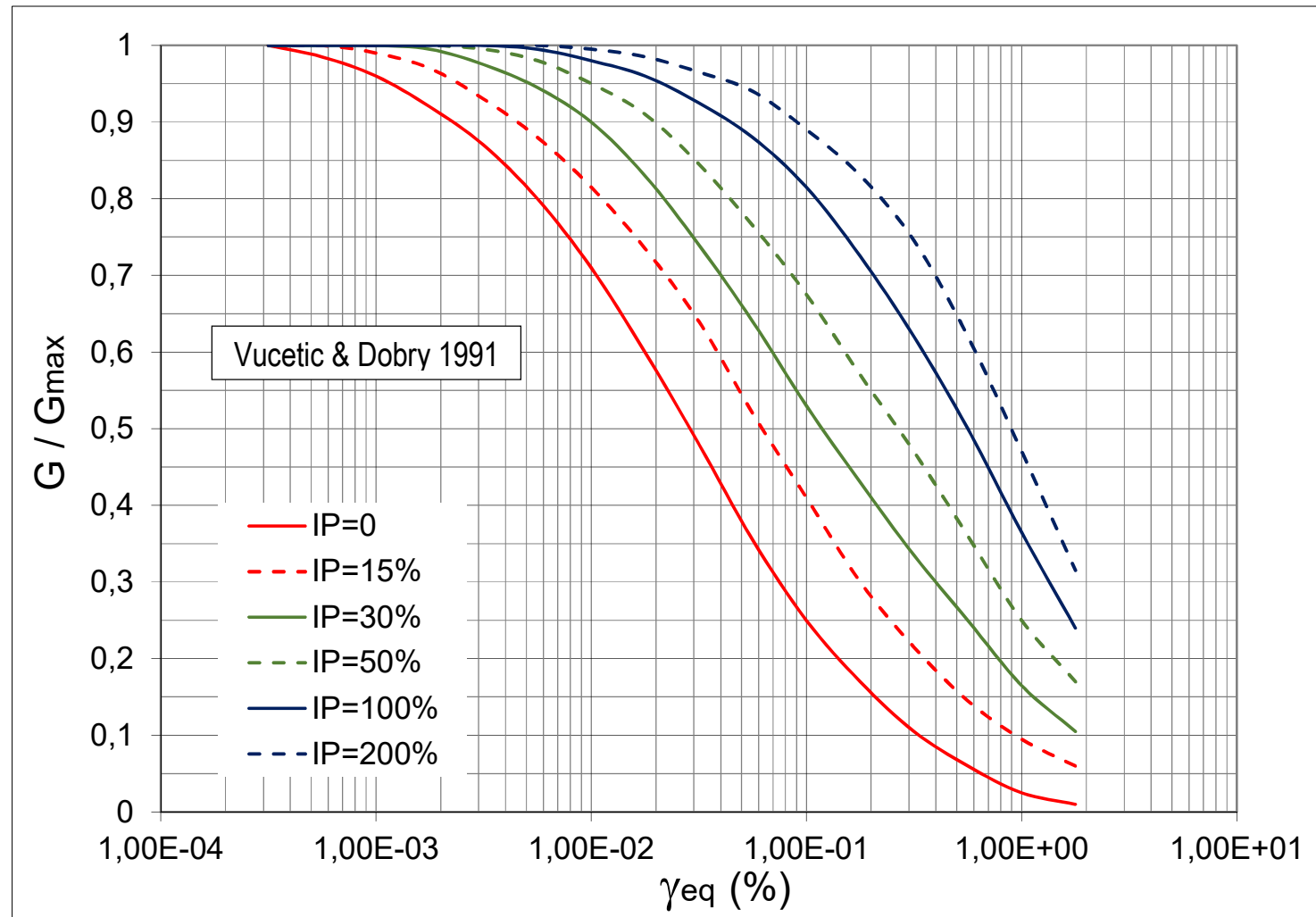
$$= 14,07/8074 = 1,7 \text{ E-01 } \%$$

dal grafico: $G / G_{\max} = 0,43$

$$G = 18350 \times 0,43 = 7891 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{eq}} = \tau_{\text{eq}} / G$$

$$= 14,07/7891 = 1,7 \text{ E-01 } \%$$



CONVERGENZA !!!

$$\gamma_{eq} = 1,7 \times 10^{-1} \% = 1,7 \times 10^{-3}$$

$$\gamma_v = A (OCR - 1) + B = 0,85 \times 10^{-3}$$

$$s = 0,095 \quad r = 0,600$$

		OCR = 1		OCR = 2	OCR = 4
	$I_p = 15$	$I_p = 30$	$I_p = 50$	$I_p = 50$	$I_p = 50$
s	0.195	0.095	0.075	0.054	0.042
r	0.600	0.600	0.495	0.480	0.423

$$t = s (\gamma_{eq} - \gamma_v)^r = 0,095 \times (1,7 \times 10^{-3} - 0,85 \times 10^{-3})^{0,600} = 1,37 \times 10^{-3}$$

M	N
5	3.8
5.5	4.0
6	4.5
6.5	7
7	10

$$N^{-t} = 4,5^{(-1,37 \times 10^{-3})} = 0,998$$

$$C_u^* = C_{u0} N^{-t} = 30 \times 0,998 = 29,9 \text{ kPa}$$

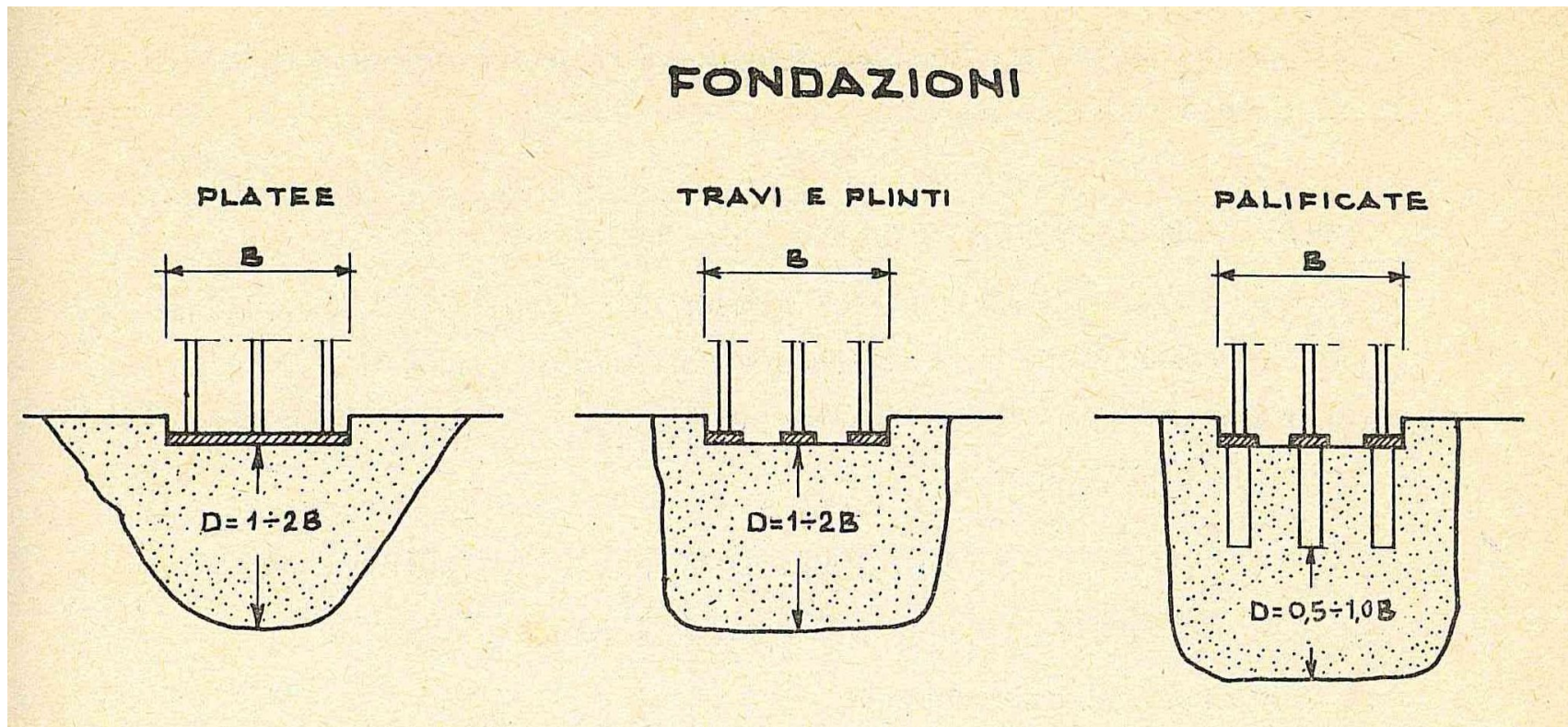
MODESTISSIMA RIDUZIONE DI C_u

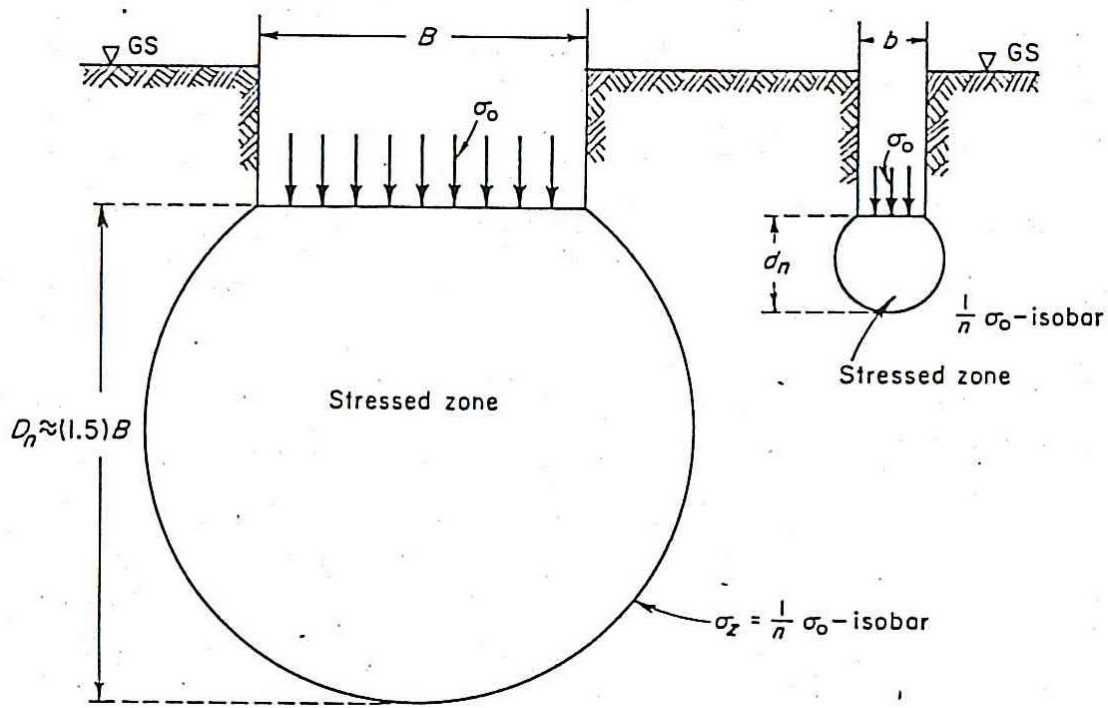
FONDAZIONI SUPERFICIALI

FONDAZIONI PROFONDE

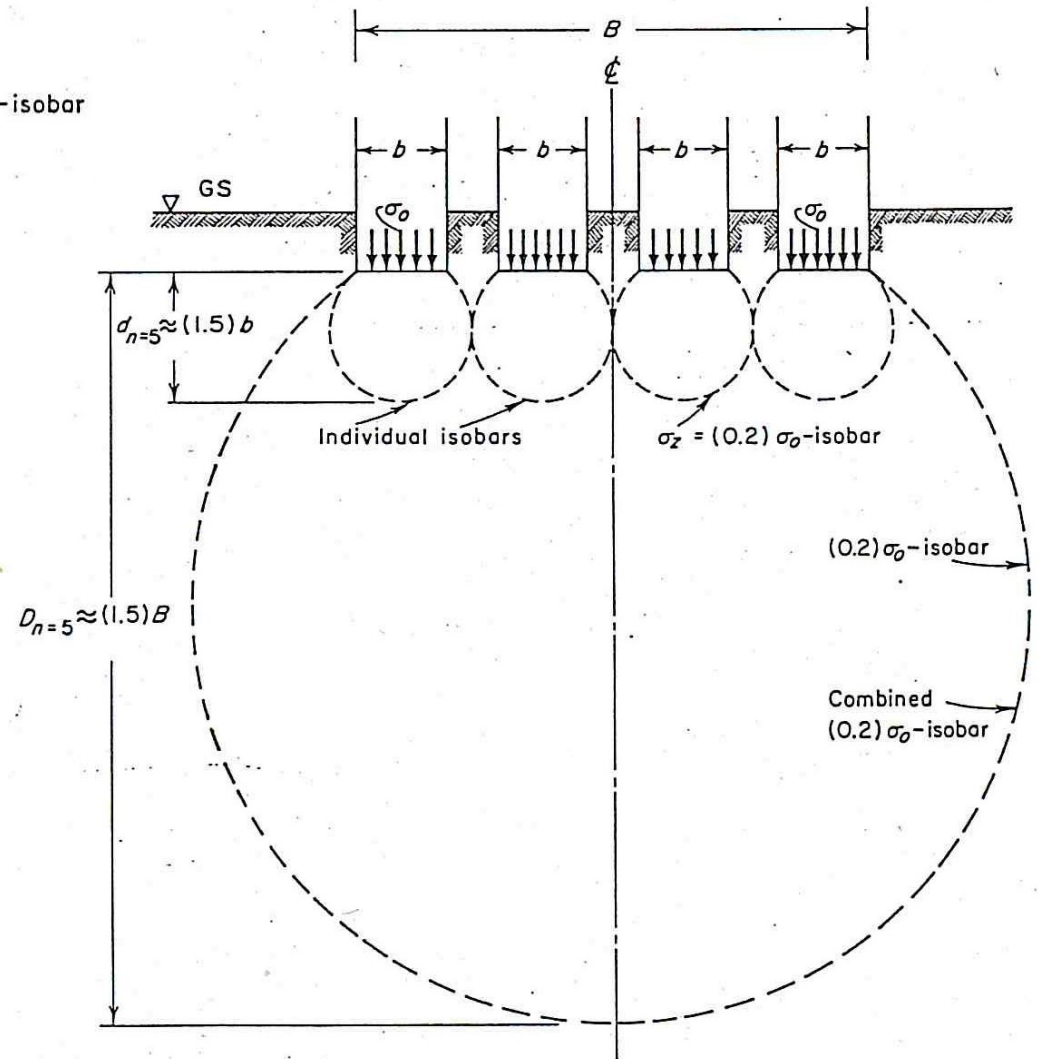
VOLUME SIGNIFICATIVO

Raccomandazioni A.G.I. 1977

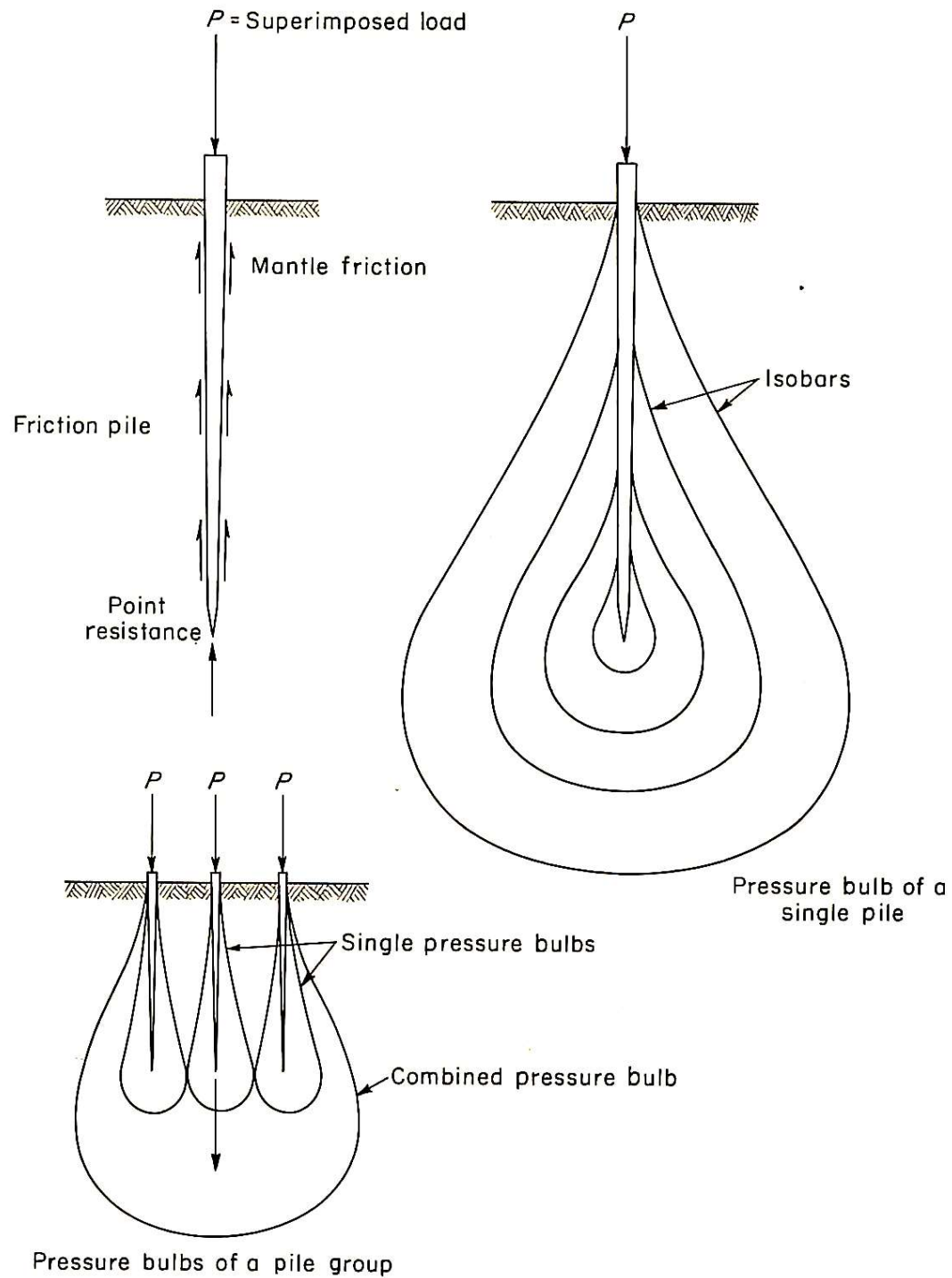




Effect of width of footings on depth of isobars.



Closely spaced isobars merge into one isobar of the same intensity, reaching far deeper than the individual isobars.

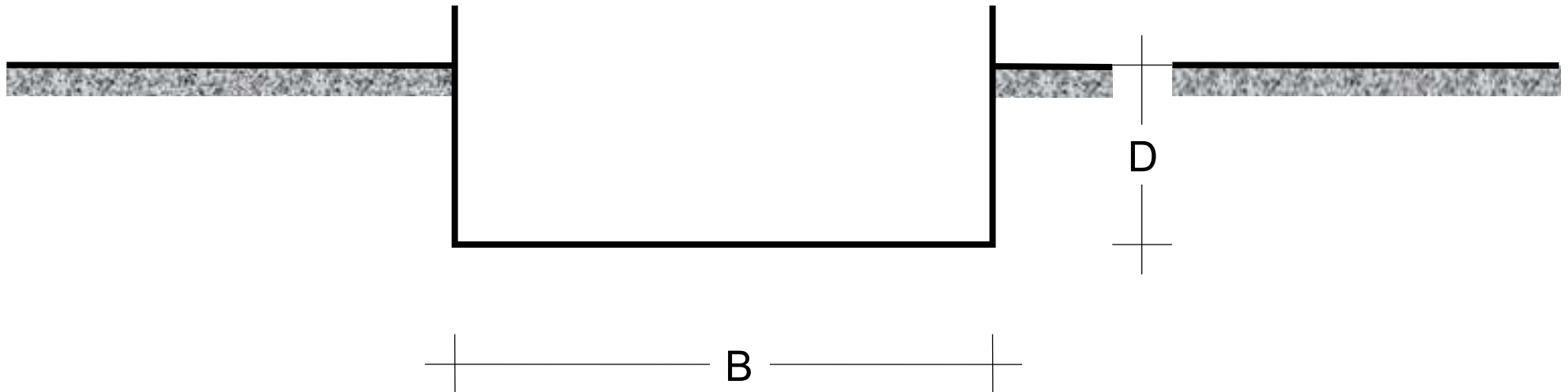


CONSIDERAZIONI GENERALI

fondazioni superficiali $D / B \leq 1$

B = larghezza fondazione

D = profondità piano di posa

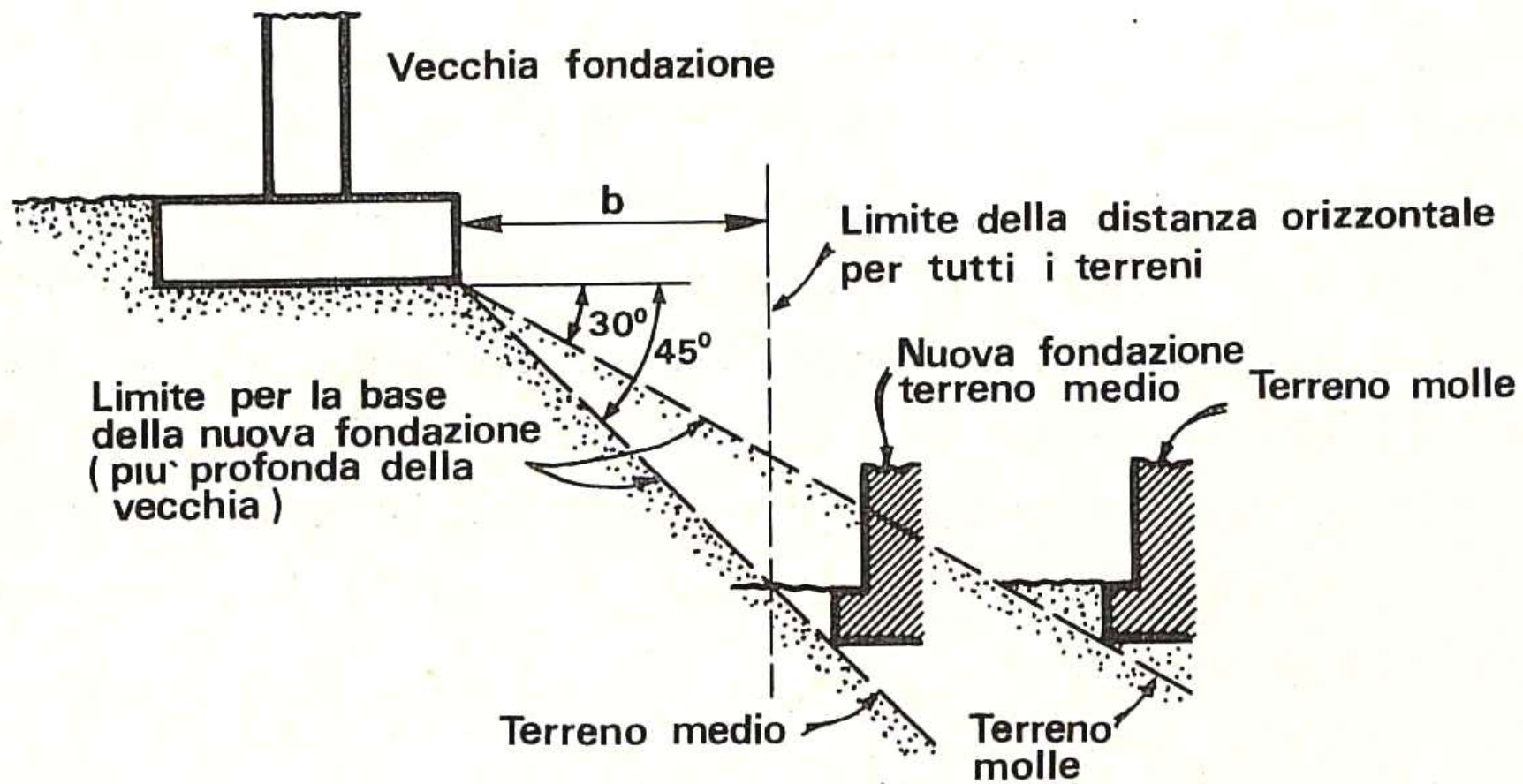


tipologie fondazioni superficiali

fondazioni continue o nastriformi (travi rovesce)

plinti

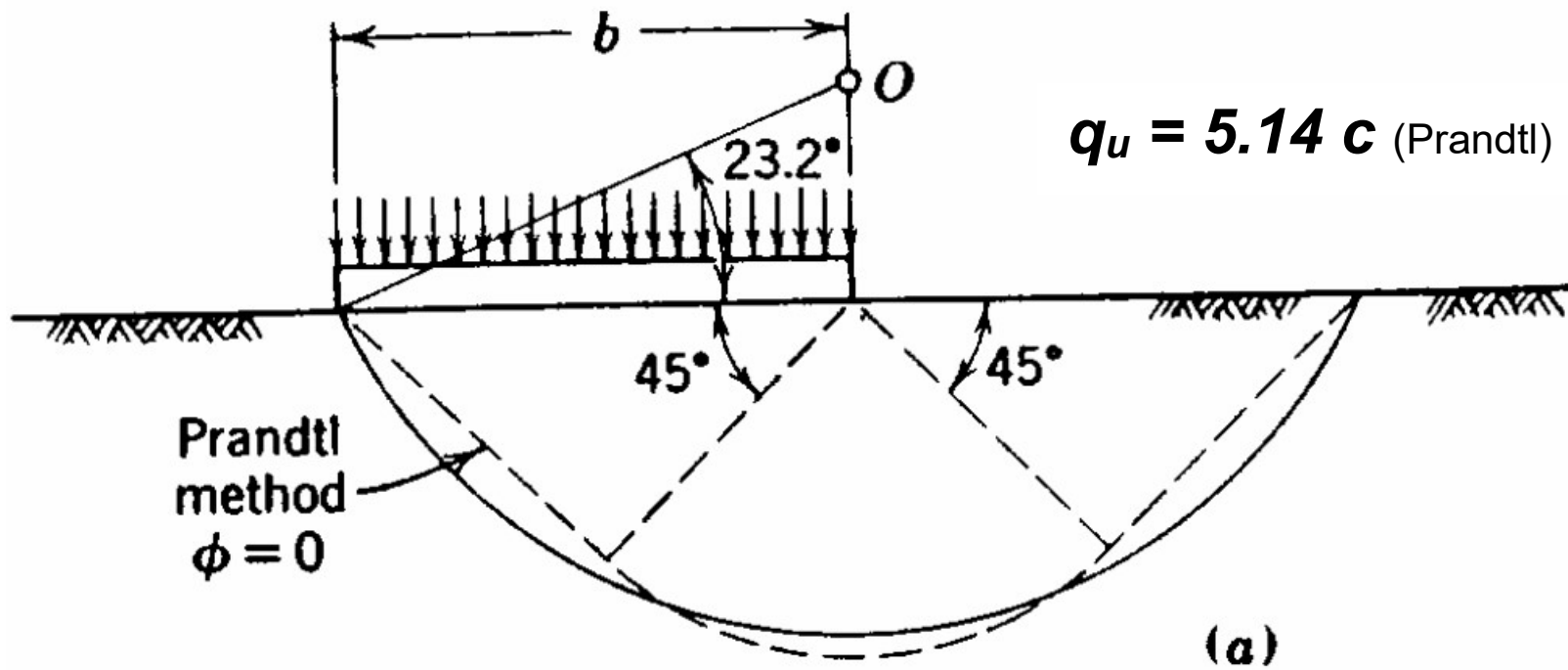
platee (estese)



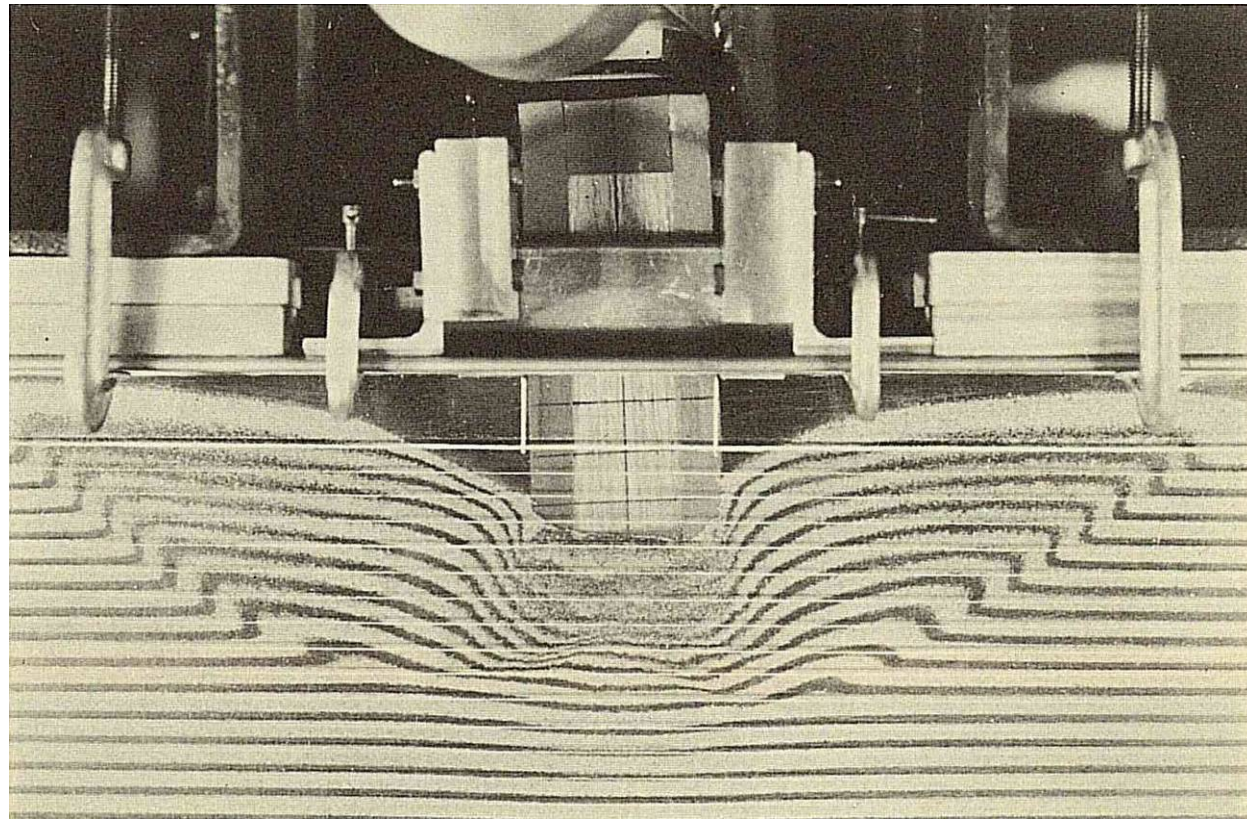
Ricceri 1977

terreno coesivo - schema di rottura (Taylor)

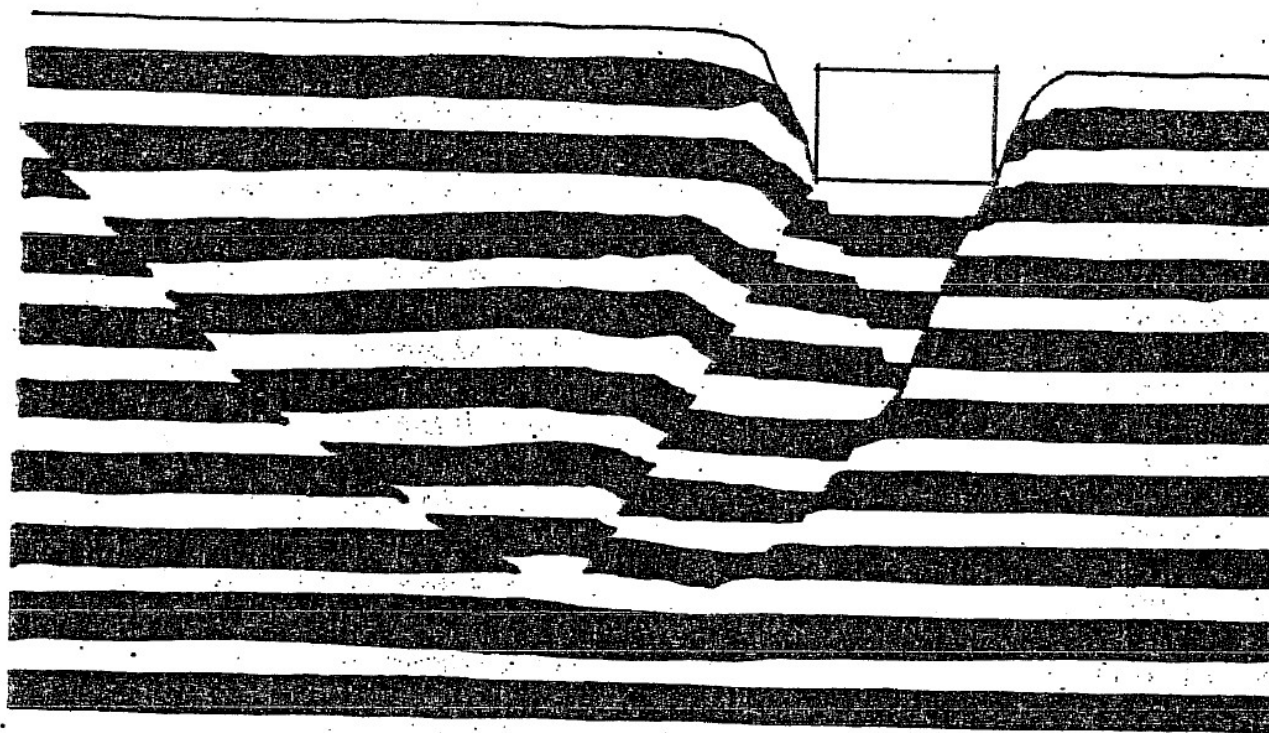
$$q_u = 5.5c \text{ (Taylor)}$$



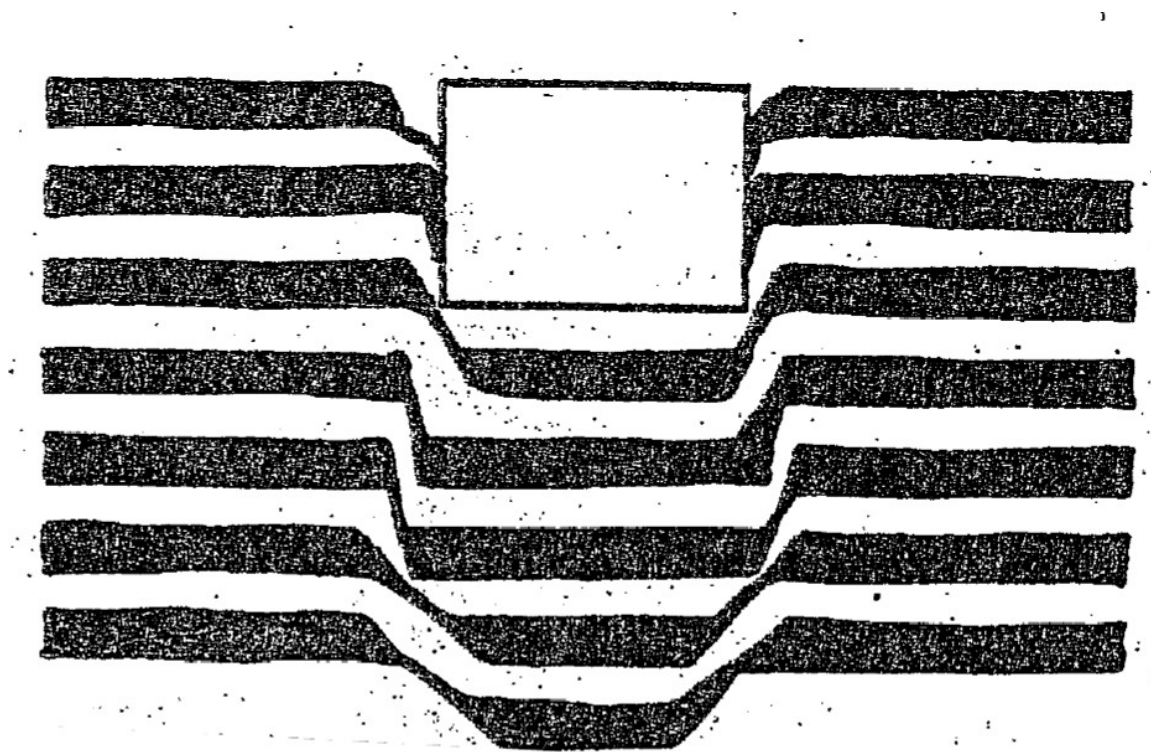
MECCANISMI DI ROTTURA **(riproduzione risultati in laboratorio)**



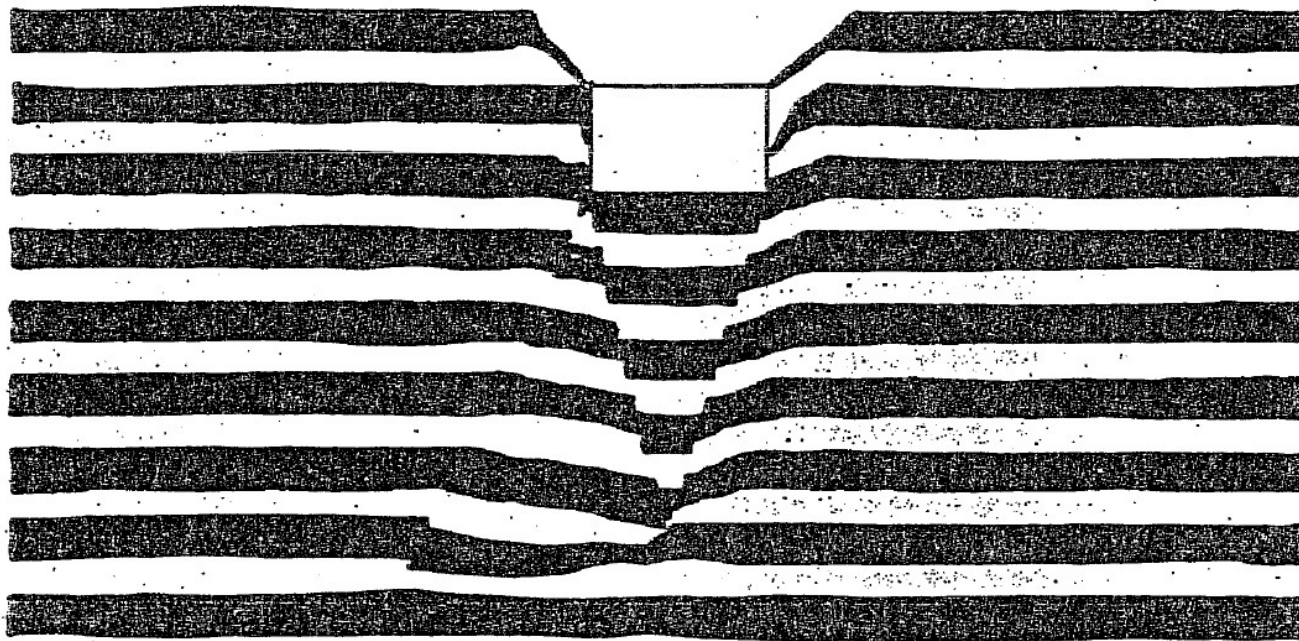
ROTTURA DI TIPO GENERALE



ROTTURA PER PUNZONAMENTO

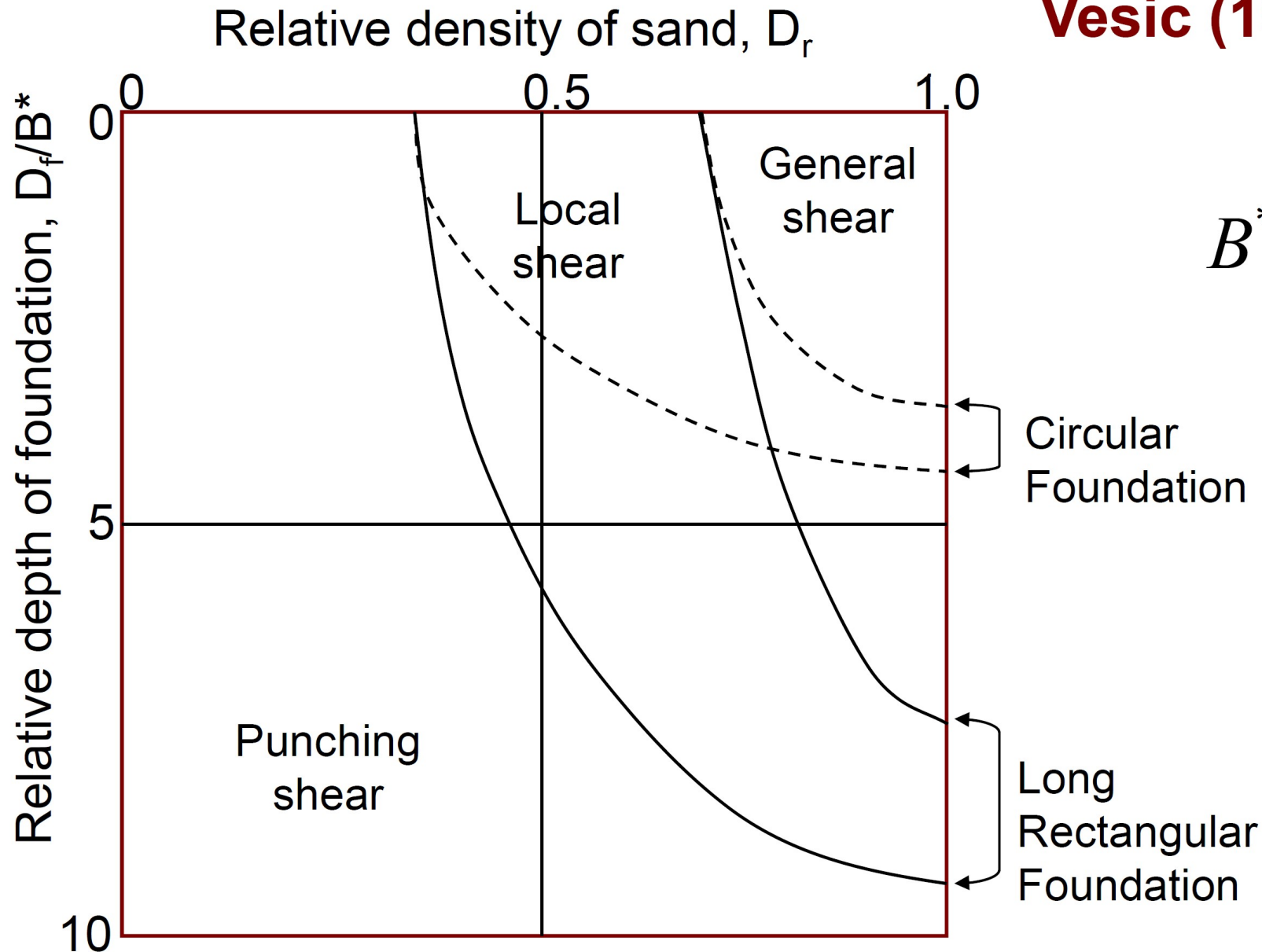


ROTTURA DI TIPO LOCALE
(situazione intermedia)



Principal Modes of Failure:

Vesic (1973)



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

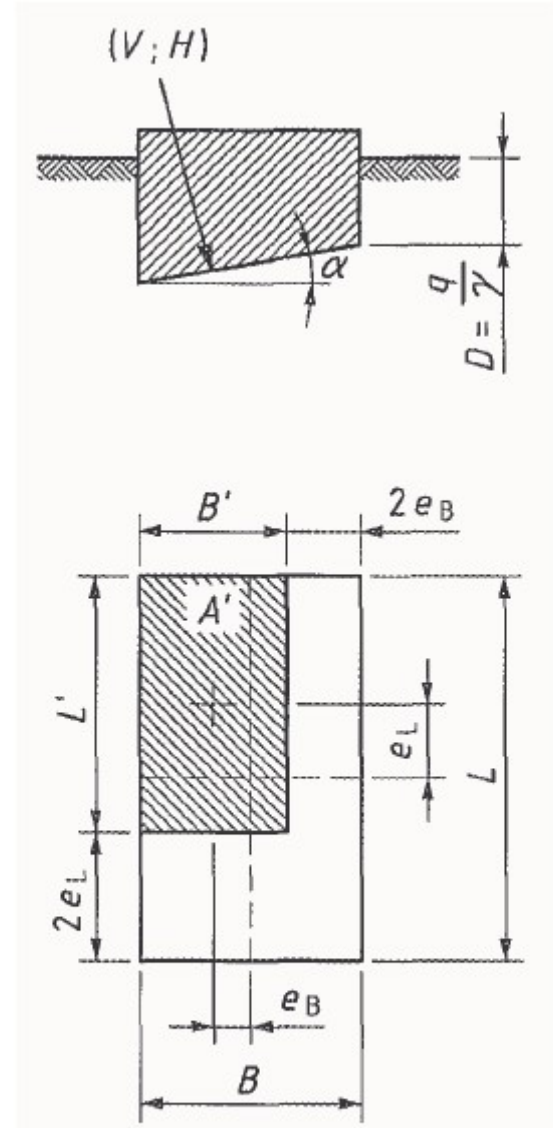
capacità portante – condizioni non drenate

EUROCODICE EC7

$$q_{lim} = (\pi+2) c_u b_c s_c i_c + q \quad q = \gamma D$$

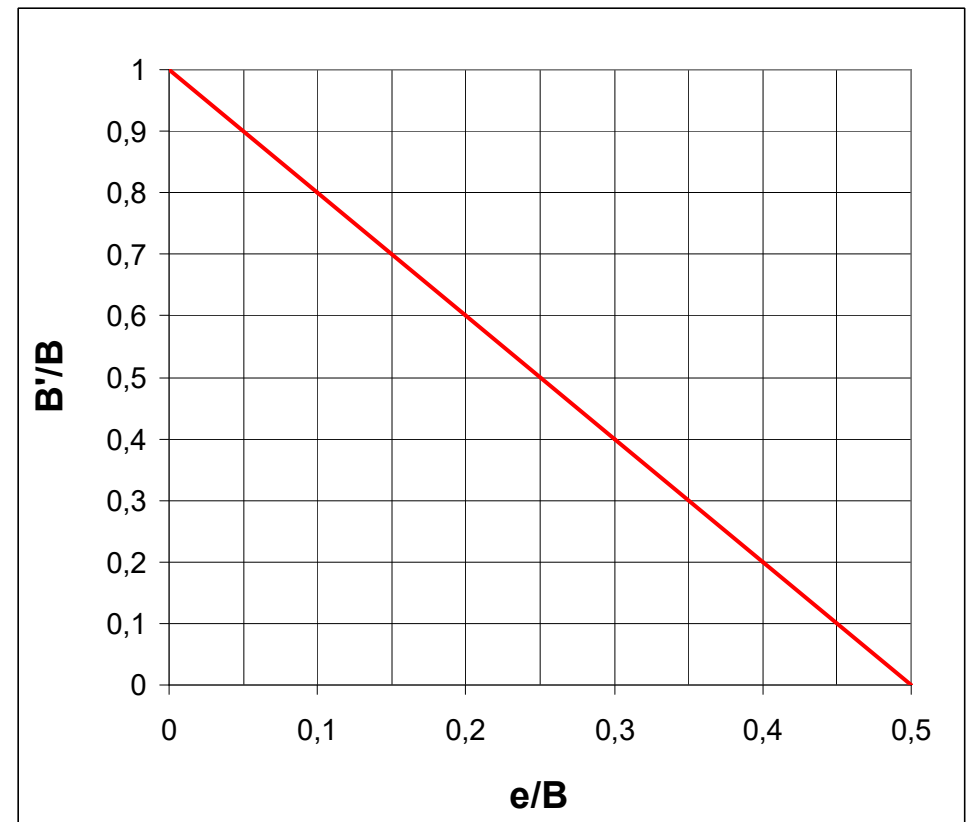
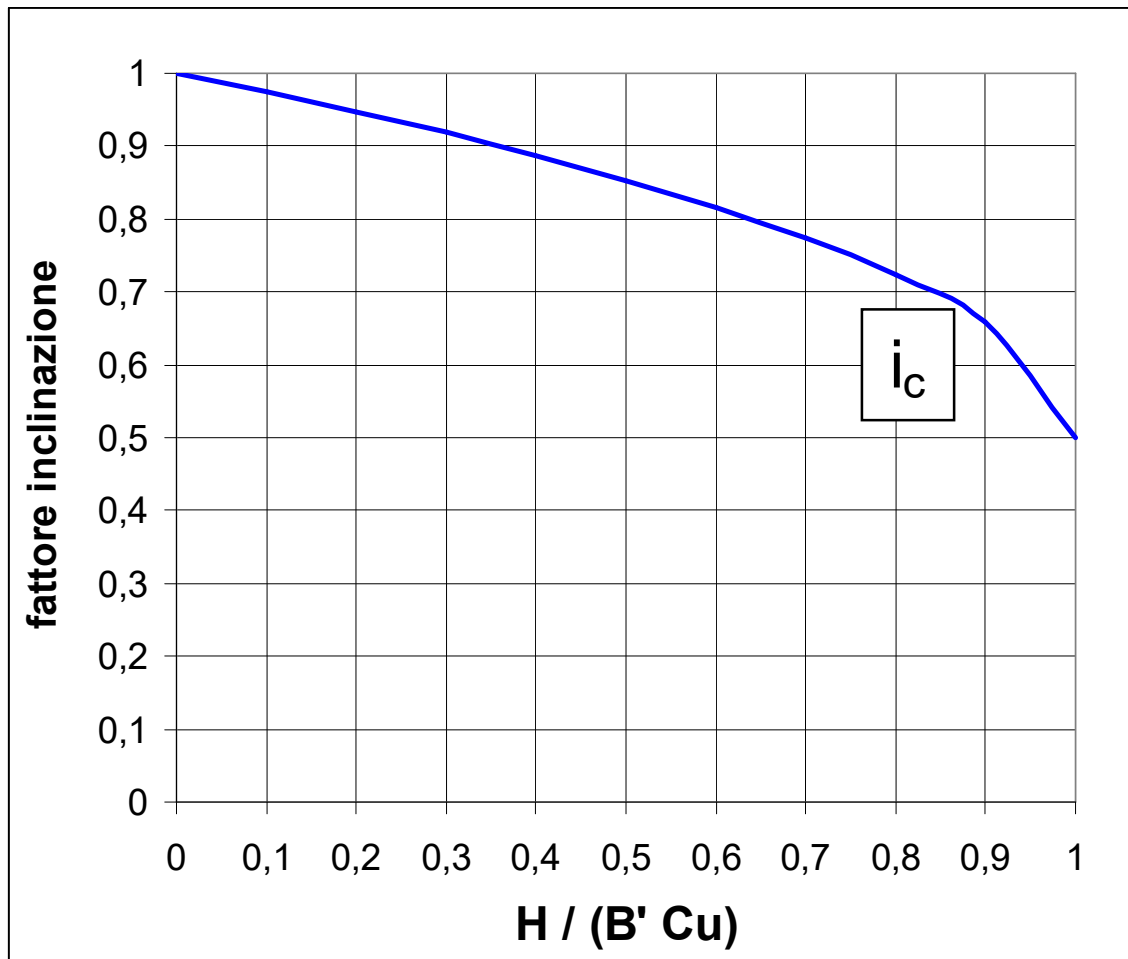
fattori adimensionali:

- inclinazione della base: $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi+2)$
- forma della fondazione:
 - forma rettangolare: $s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$
 - quadrata o circolare: $s_c = 1,2$
- inclinazione del carico: $i_c = 0,5 \{1 + [1 - (H / (A' c_u))]^{0,5}\}$
(con $H \leq A' c_u$)



FONDAZIONE CONTINUA

argilla



capacità portante – condizioni drenate

$$q_{lim} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad q' = \gamma' D$$

fattori adimensionali:

- capacità portante:

$$N_q = \text{EXP}(\pi \tan \varphi') \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi' \quad \text{dove } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (base ruvida)}$$

- inclinazione della base:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

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

- forma della fondazione:

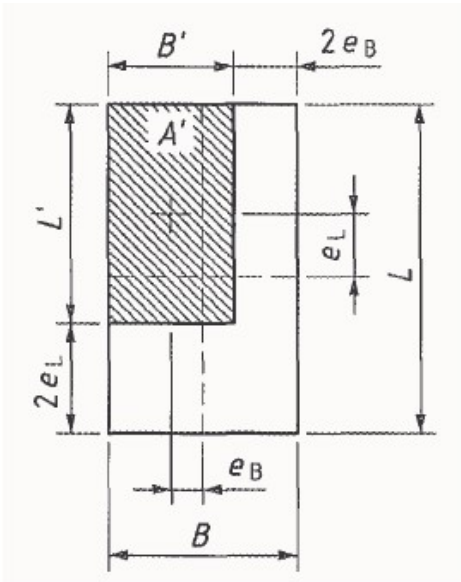
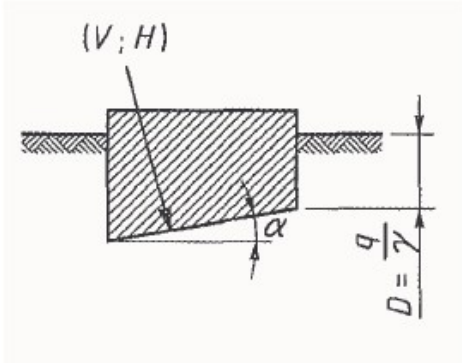
forma rettangolare: $s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$

quadrata o circolare: $s_q = 1 + \sin \varphi'$

forma rettangolare: $s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$

quadrata o circolare: $s_\gamma = 0,7$

rettangolare, quadrata o circolare: $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$



- inclinazione del carico:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

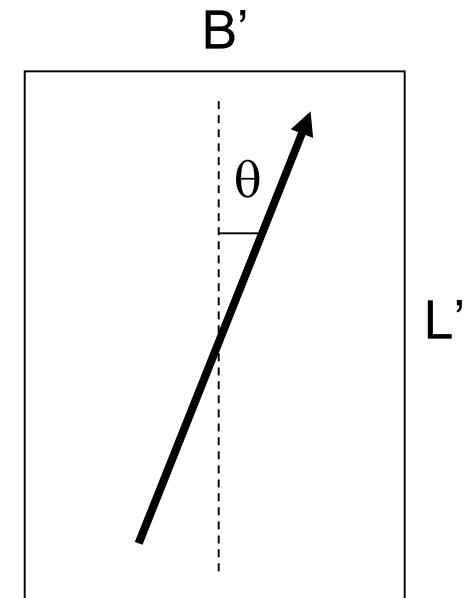
ove:

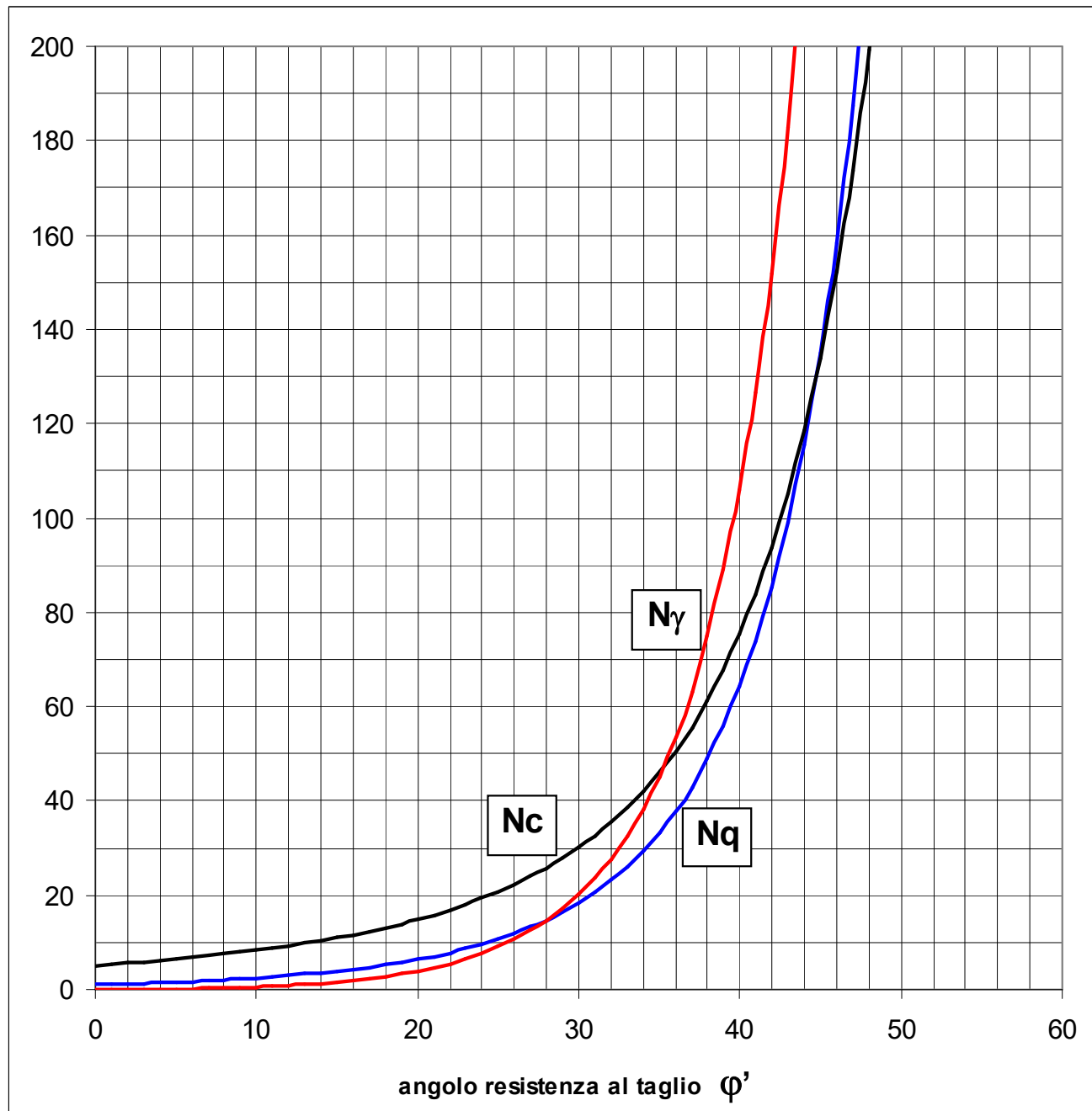
$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] \quad \text{quando H agisce nella direzione di B'}$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] \quad \text{quando H agisce nella direzione di L'}$$

quando il carico orizzontale H agisce in una direzione che forma un angolo θ con la direzione di L' si ha:

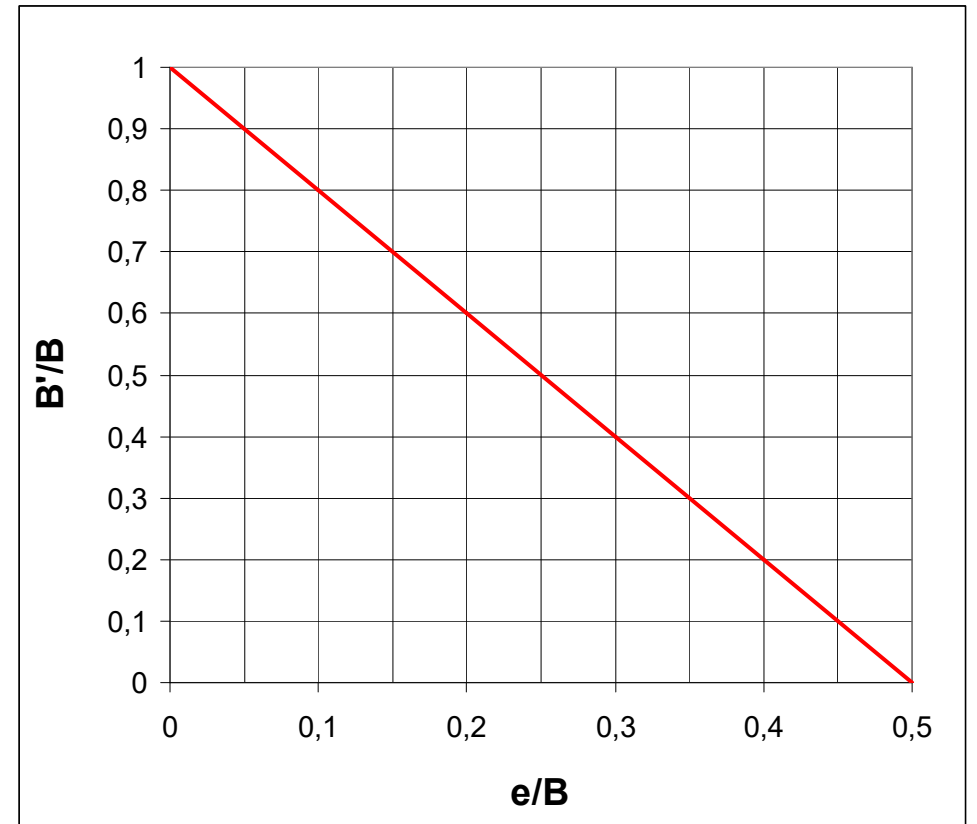
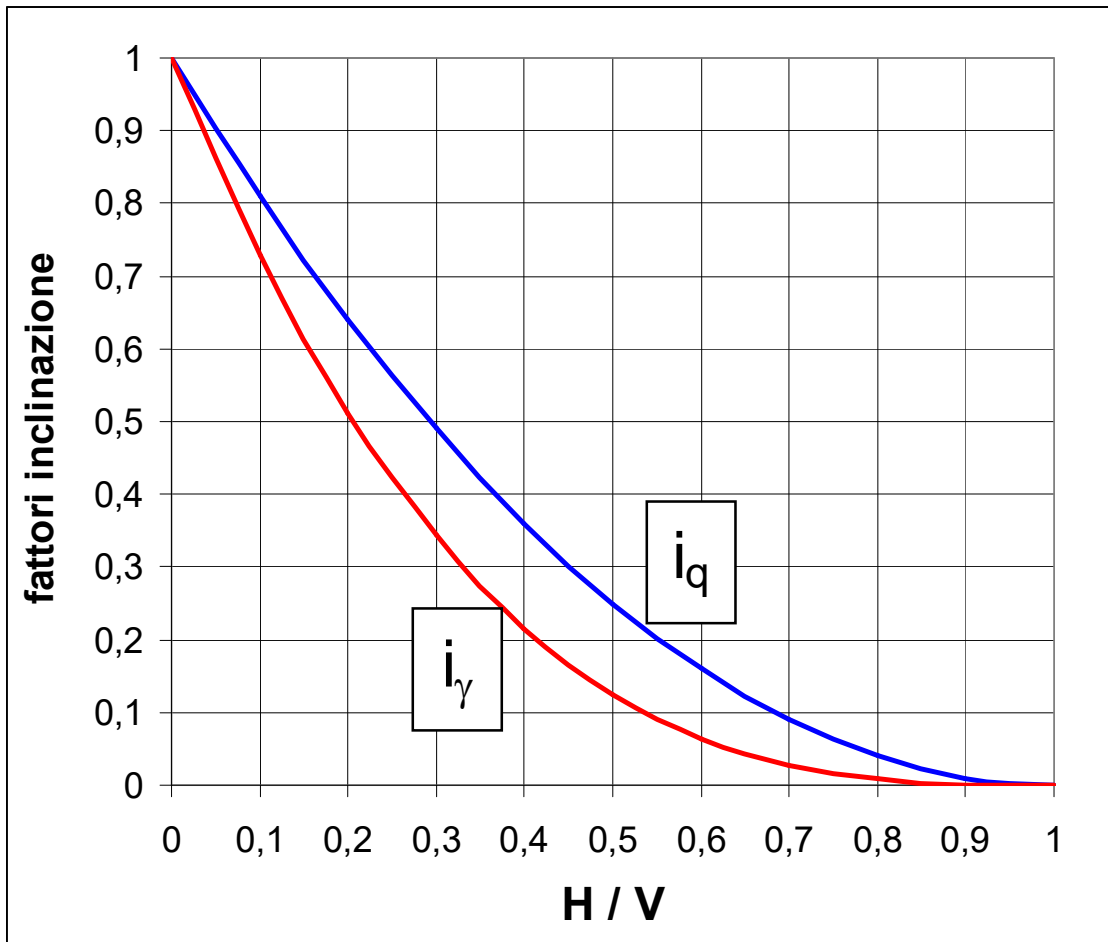
$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$





FONDAZIONE CONTINUA

sabbia o ghiaia ($c' = 0$)



VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

ipotesi: fondazione nastriforme carico verticale centrato (V)

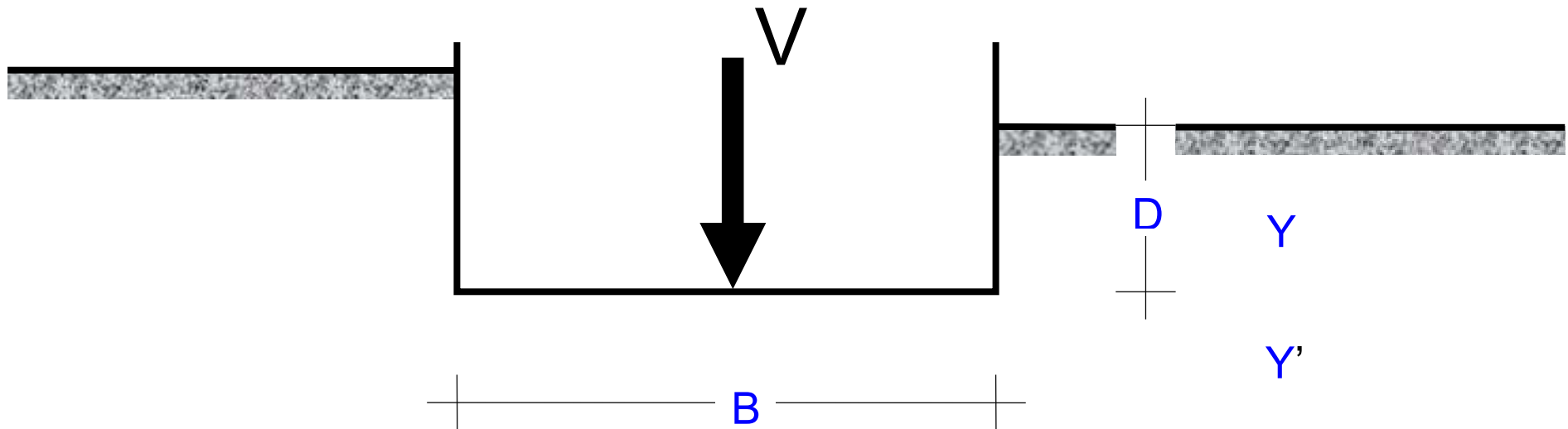
condizioni drenate:

$$q_{lim} = c N_c + Y D N_q + 0,5 Y' B N_\gamma$$

condizioni non drenate:

$$q_{lim} = C_u N_c + Y D$$

D = profondità minima



VERIFICA A SCORRIMENTO

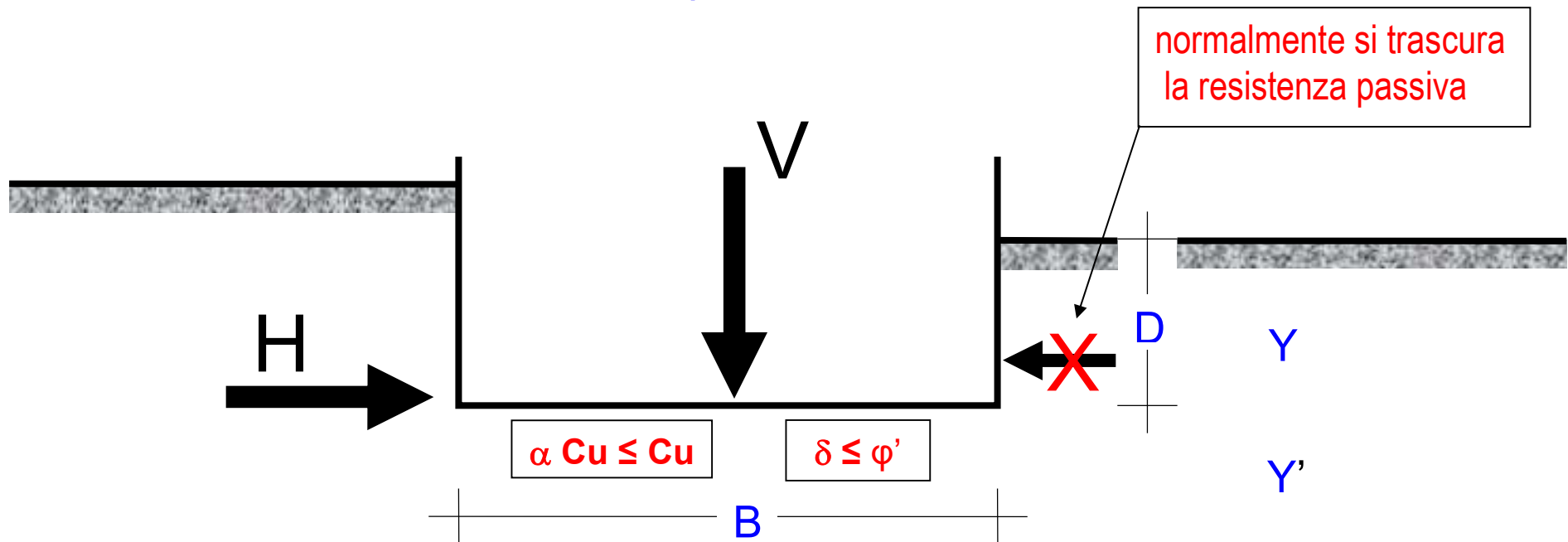
ipotesi: fondazione nastriforme carico orizzontale (H)

condizioni drenate: $H_{lim} = V \operatorname{tg} \delta$ (di solito $c' = 0$)

condizioni non drenate: $H_{lim} = A' \alpha C_u = (B' L') \alpha C_u$

α = coefficiente di adesione

D = profondità minima

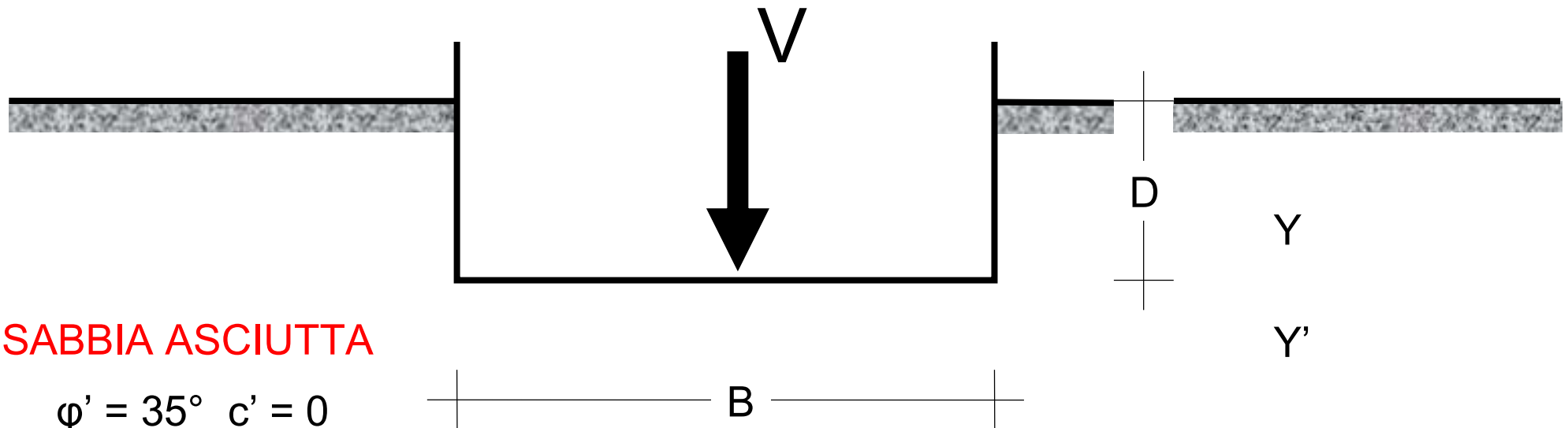


ESEMPIO

fondazione nastriforme $B = 1,50 \text{ m}$ $D = 1,00 \text{ m}$

condizioni statiche (drenate)

carico verticale centrato (V)



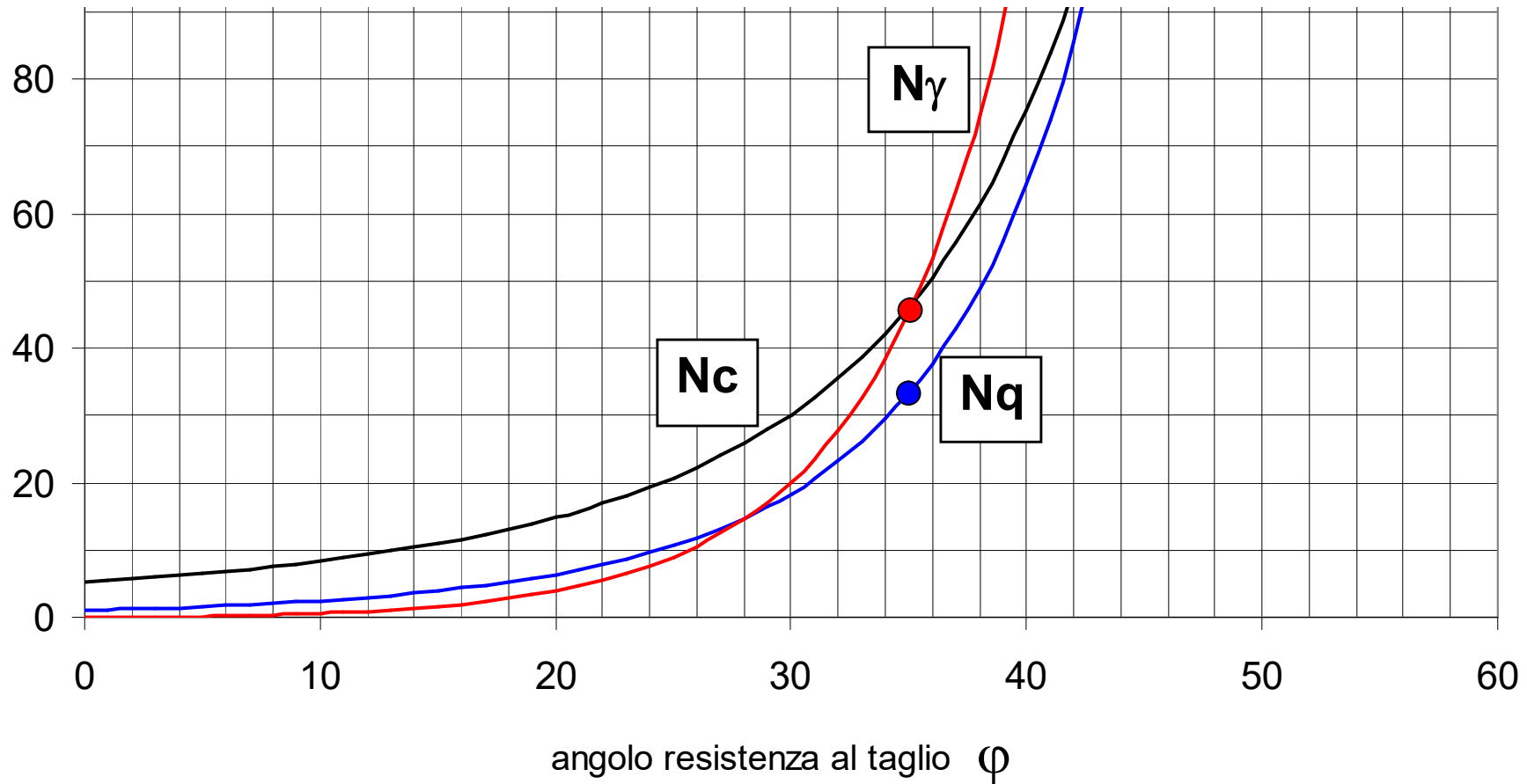
SABBIA ASCIUTTA

$$\phi' = 35^\circ \quad c' = 0$$

$$Y = Y' = 18 \text{ kN/m}^3$$

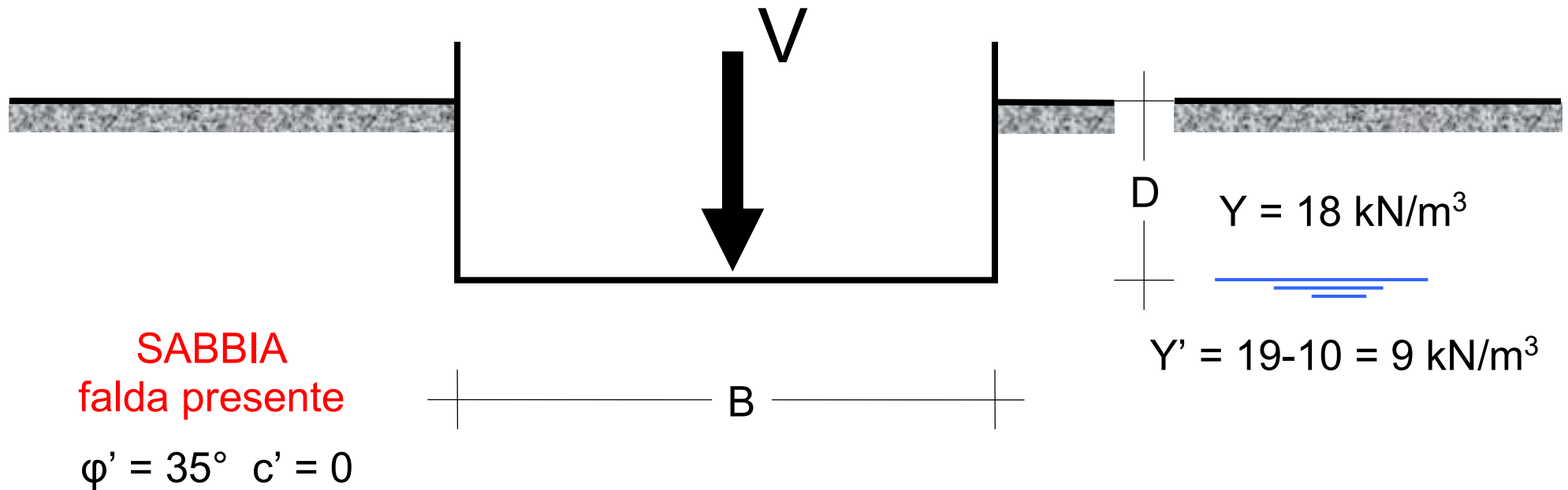
$$q_{lim} = Y D N_q + 0,5 Y' B N_\gamma = 18 \times 1,00 \times 33 + 0,5 \times 18 \times 1,50 \times 45 = 1202 \text{ kPa}$$

$$V_{lim} = q_{lim} B = 1803 \text{ kN/m} \sim 180 \text{ t/m}$$



$$q_{lim} = Y D N_q + 0,5 Y' B N_\gamma = 18 \times 1,00 \times 33 + 0,5 \times 9 \times 1,50 \times 45 = 898 \text{ kPa}$$

$$V_{lim} = q_{lim} B = 1347 \text{ kN/m} \sim 135 \text{ t/m}$$



ESEMPIO

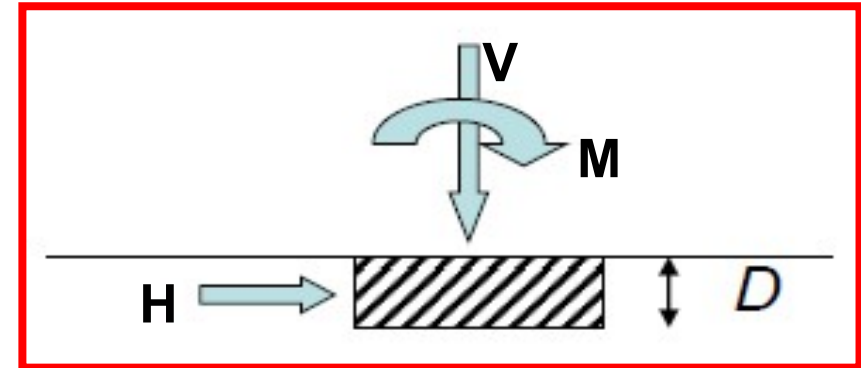
fondazione nastriforme terreno sabbioso

condizioni sismiche

carico verticale (V)

momento flettente (M)

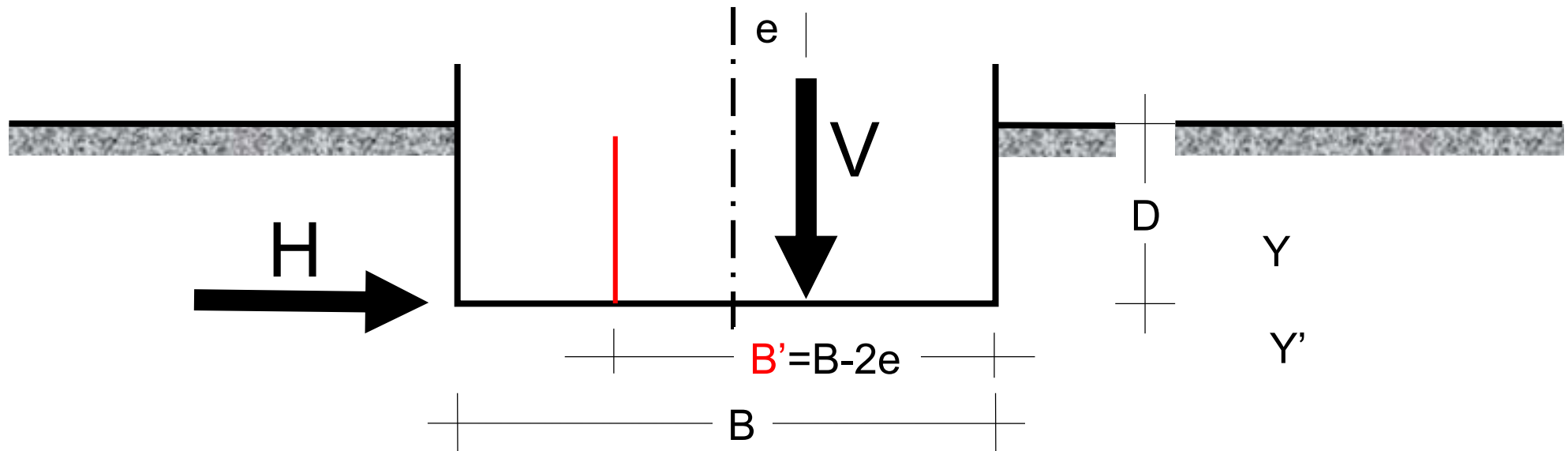
azione orizzontale (H)

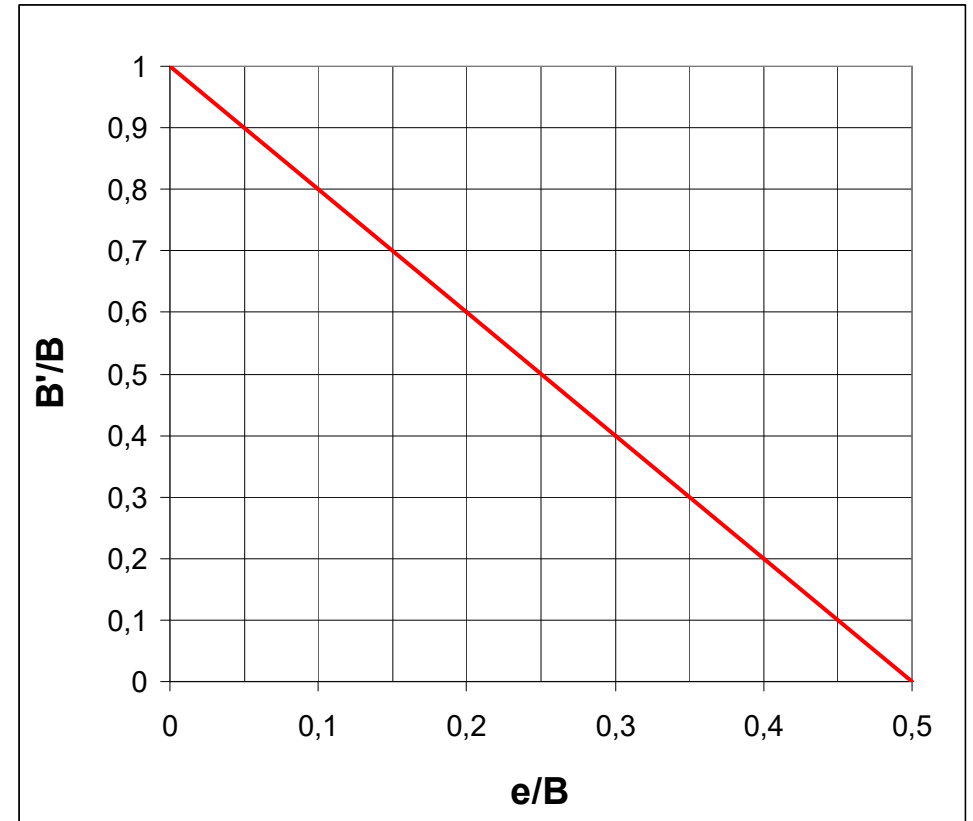
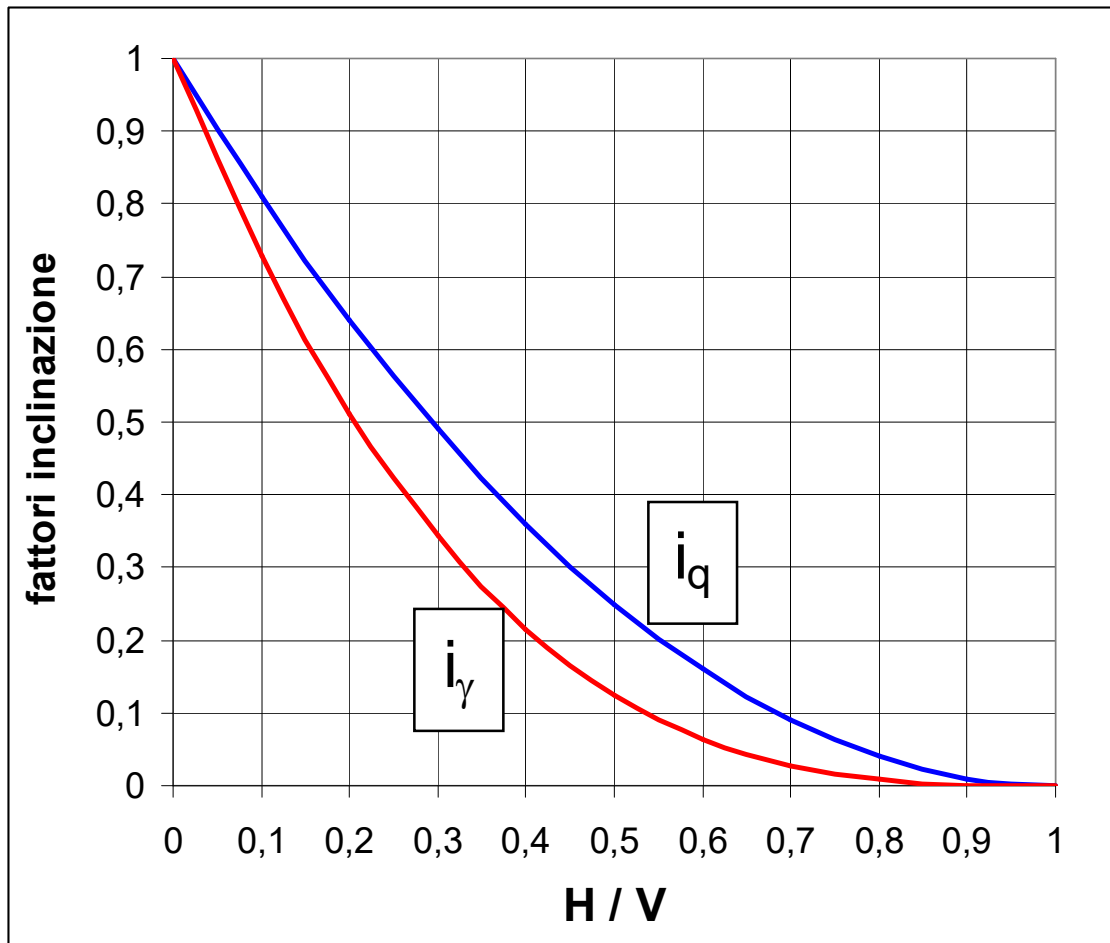


$$e = M / V$$

$$q_{lim} = Y D N_q i_q + 0,5 Y' B' N_\gamma i_\gamma$$

$$V_{lim} = q_{lim} B'$$

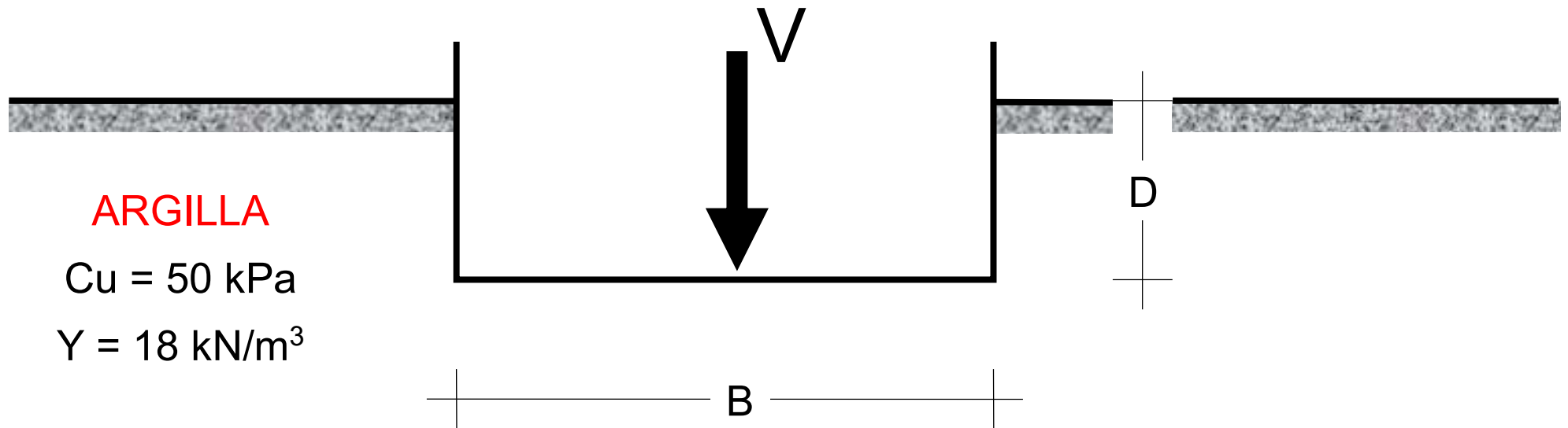




In realtà i coefficiente N_q e N_γ subiscono lievi decrementi (effetto sismicità).
 Le NTC 2018 consentono di non tenere conto di tali decrementi.
 E' da attendersi inoltre una possibile diminuzione dei valori di resistenza
 causa incremento della pressione interstiziale Δu

ESEMPIO

fondazione nastriforme $B = 1,50 \text{ m}$ $D = 1,00 \text{ m}$ terreno coesivo
condizioni statiche (non drenate)
carico verticale centrato (V)



$$q_{lim} = (\pi+2) C_u + Y D = 5,14 \times 50 + 18 \times 1,00 = 275 \text{ kPa}$$

$$V_{lim} = q_{lim} B = 413 \text{ kN/m} \sim 40 \text{ t/m}$$

ESEMPIO

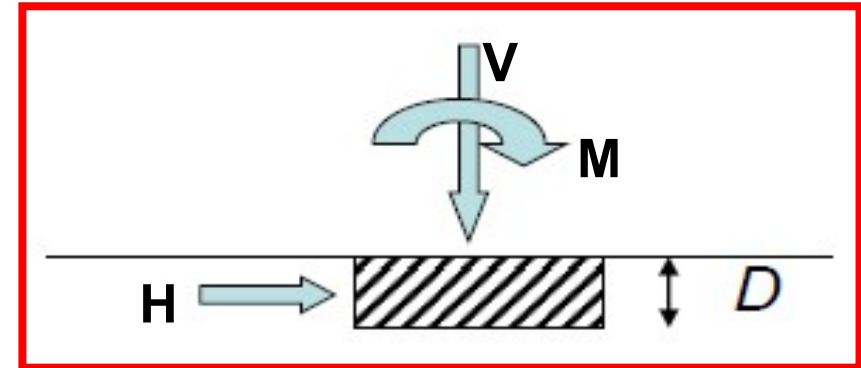
fondazione nastriforme terreno coesivo

condizioni sismiche

carico verticale (V)

momento flettente (M)

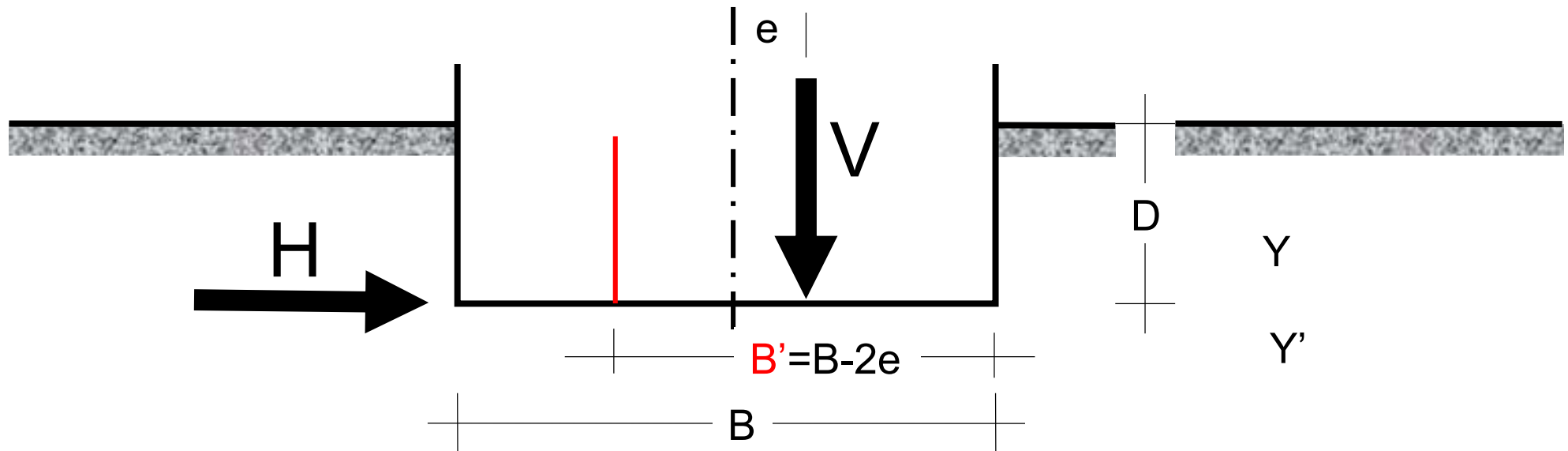
azione orizzontale (H)



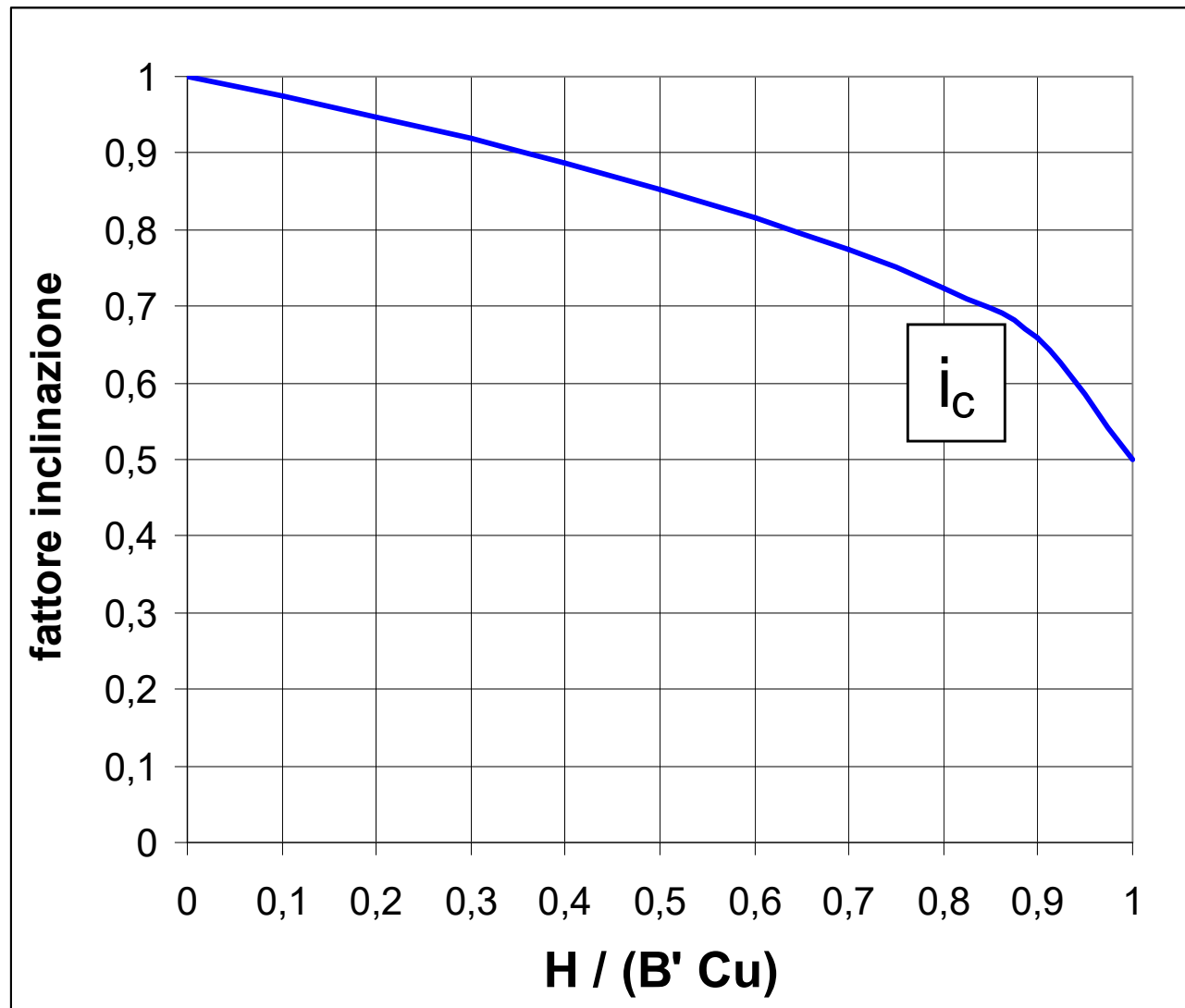
$$e = M / V$$

$$q_{lim} = (\pi+2) C_u i_c + \gamma D$$

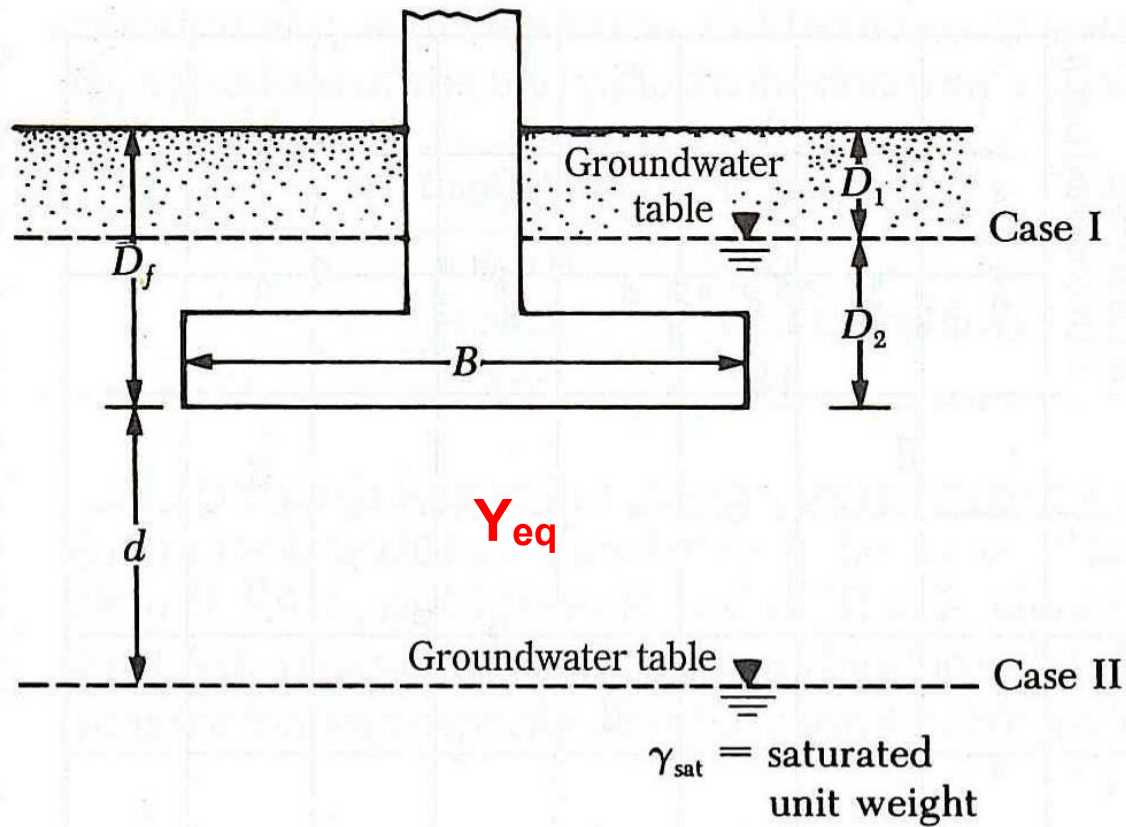
$$V_{lim} = q_{lim} B'$$



in realtà anche il coefficiente $N_c = 5,14$ subisce un lieve decremento
(effetto sismicità)



è da attendersi inoltre un modesto decremento del parametro Cu



effetto falda
 Das (2004)

$$Y' = Y_{sat} - Y_w$$

$$0 \leq d \leq B$$

$$Y_{eq} = Y' + (d/B) (Y - Y')$$

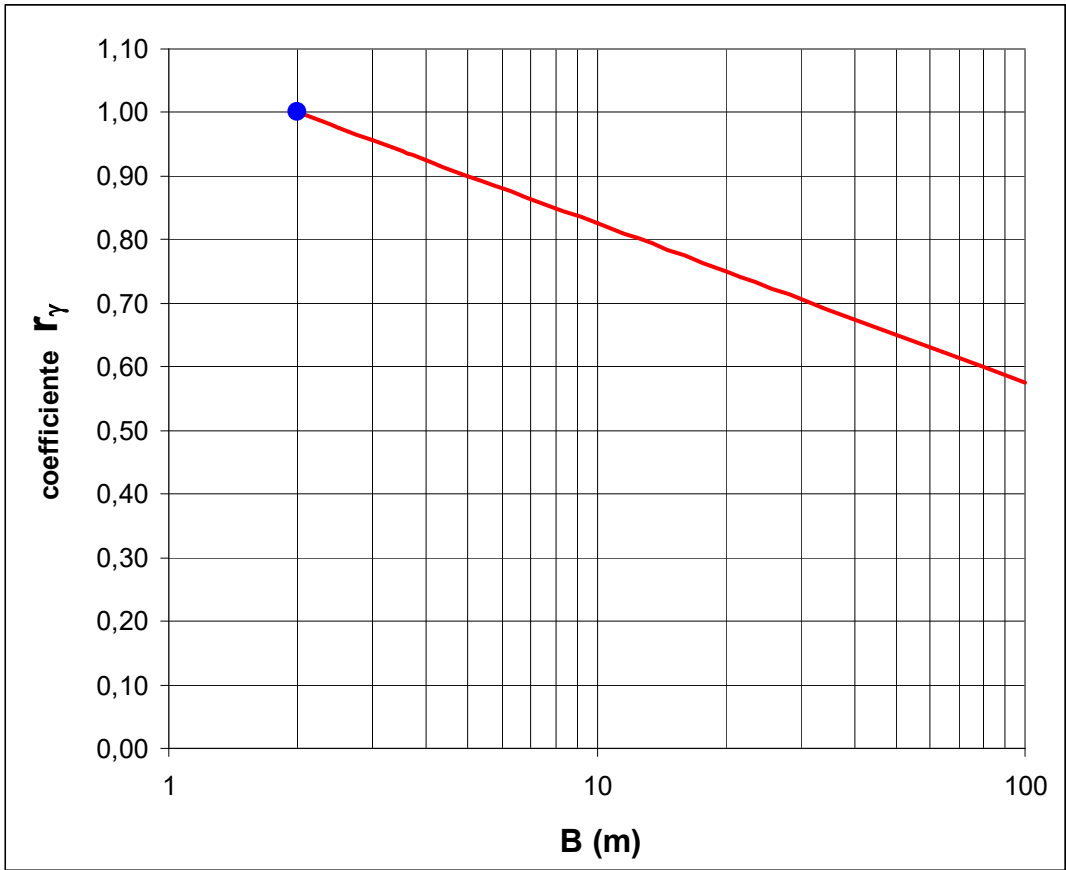
$$d = 0 \quad Y_{eq} = Y'$$

$$d \geq B \quad Y_{eq} = Y$$

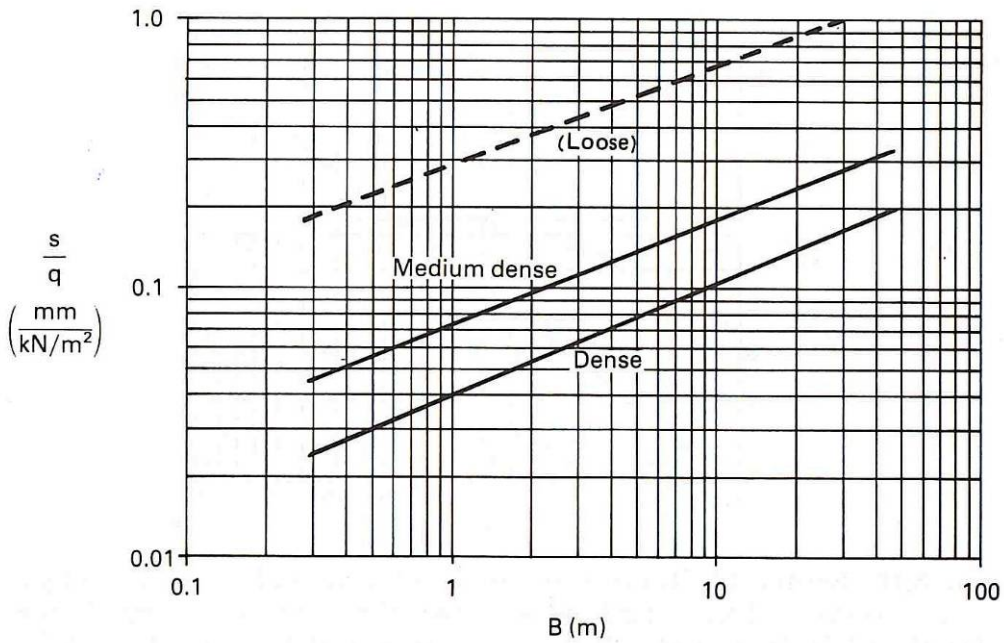
$$q_{lim} = Y D N_q s_q i_q + 0,5 Y_{eq} B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = Y D N_q s_q i_q + 0,5 Y_{eq} B N_\gamma s_\gamma i_\gamma r_\gamma$$

effetto larghezza
fondazione su sabbia
Bowles (1996)



meglio procedere a una
stima del cedimento



max involuppo cedimenti
in sabbia
Burland et Al. (1977)

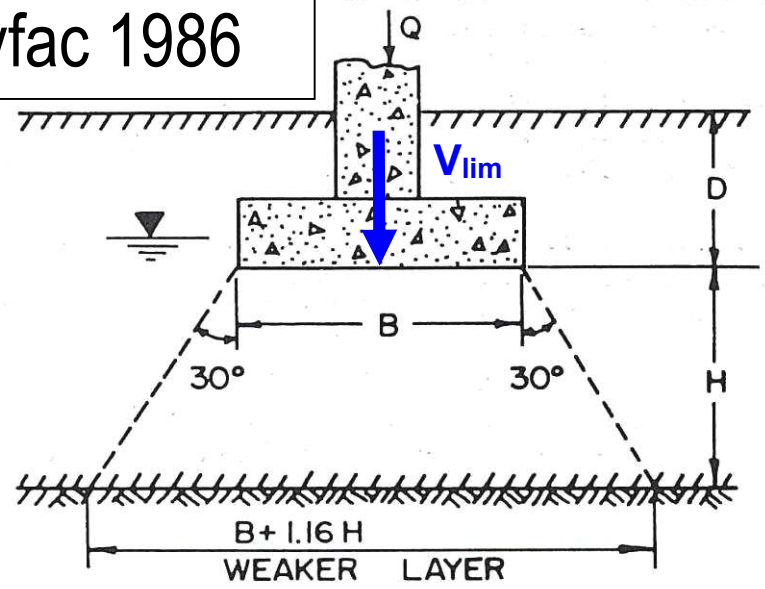
strato tenero alla profondità H dal piano fondazione (coesione C_u)

$$B_{eq} = B + 1,16H$$

$$L_{eq} = L + 1,16H$$

$$q_{lim} = V_{lim}/(BL) = [(1 + 0,2 B_{eq}/L_{eq}) C_u N_c] (B_{eq} L_{eq})/(BL) + \gamma D$$

Navfac 1986



Q = applied load, not including weight of foundation itself.

L = length of foundation.

$(B + 1.16H) (L + 1.16H)$ = area stressed in weaker layer.

$$\frac{Q}{(B + 1.16H)(L + 1.16H)} \leq \text{nominal value of allowable bearing pressure.}$$

Area stressed in weaker layer shall not extend beyond intersection of 30° planes extending downward from adjacent foundations.

Costet & Sanglerat 1975

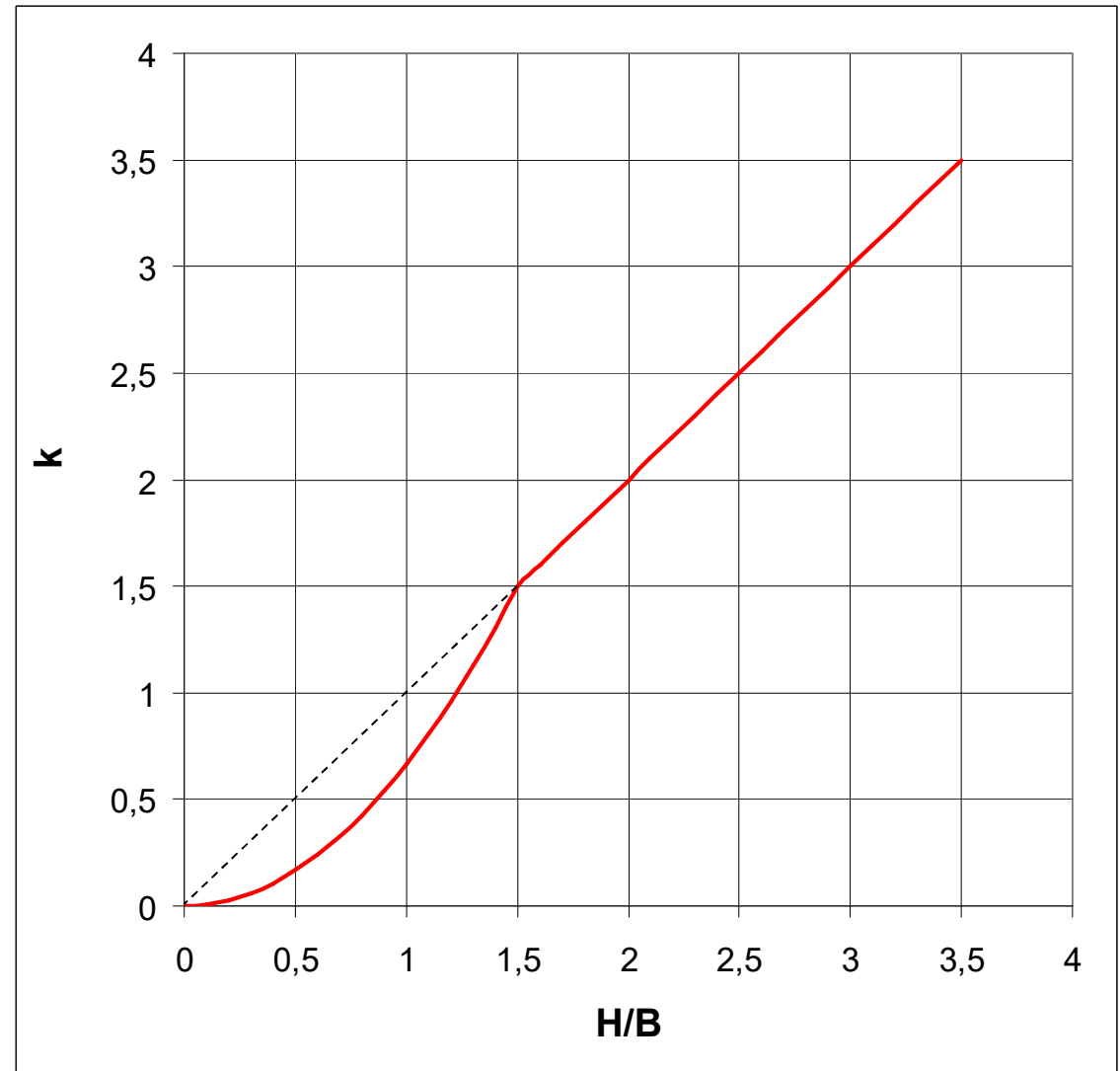
$$B_{eq} = B + kB$$

$$L_{eq} = L + kB$$

$$q_{lim} = V_{lim}/(BL) = [(1 + 0,2 B_{eq}/L_{eq}) C_u N_c] (B_{eq} L_{eq})/(BL) + \gamma D$$

$$k = (2/3)(H/B)^2 \quad \text{per } H/B < 1,5$$

$$k = H/B \quad \text{per } H/B \geq 1,5$$



ESEMPIO

fondazione nastriforme

$$B = 1,50 \text{ m}$$

$$D = 1,00 \text{ m}$$

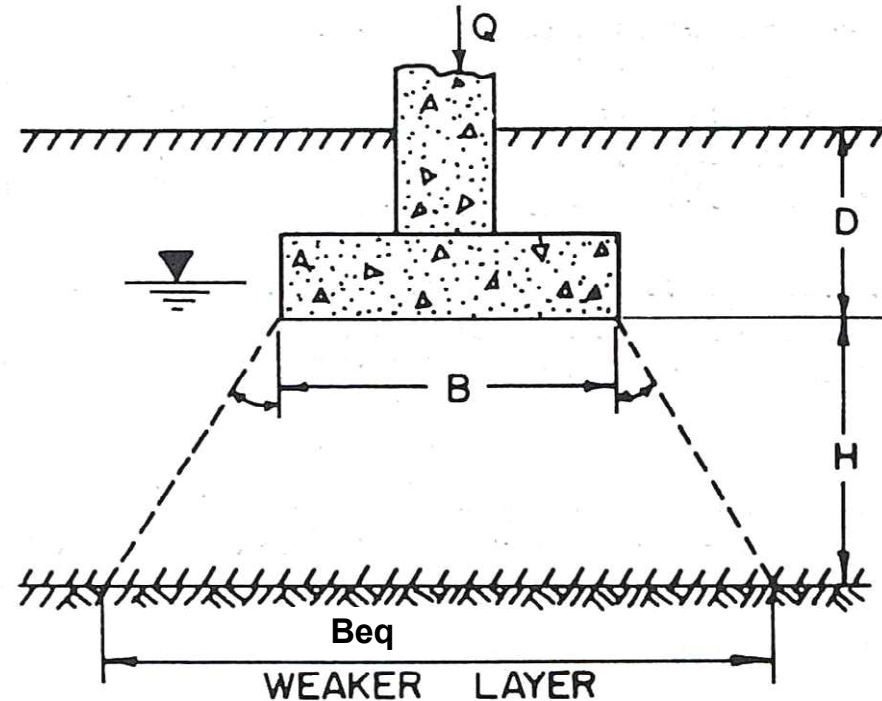
$$H = 1,50 \text{ m} \quad H/B = 1$$

strato superiore:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

strato coesivo sottostante:

$$C_u = 30 \text{ kPa}$$



Navfac (1986): $B_{eq} = B(1+1,16 H/B) = 3,24 \text{ m}$

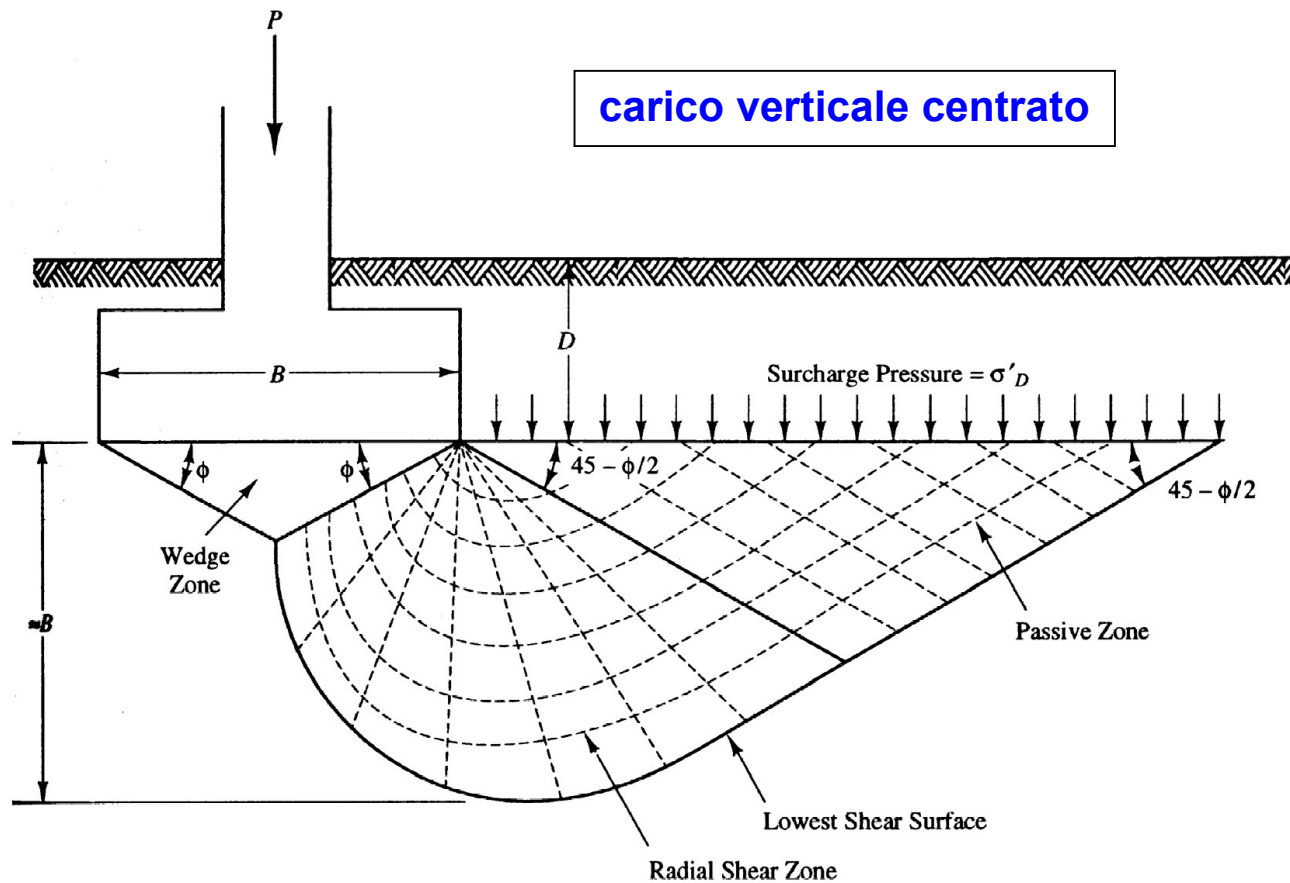
$$q_{lim} = V_{lim}/B = C_u N_c (B_{eq}/B) + \gamma D = 30 \times 5,14 \times (3,24/1,50) + 18 \times 1,00 = 351 \text{ kPa}$$

Costet-Sanglerat (1975): $B_{eq} = B[1+(2/3)(H/B)^2] = 2,50 \text{ m} \quad (H/B < 1,5)$

$$q_{lim} = V_{lim}/B = C_u N_c (B_{eq}/B) + \gamma D = 30 \times 5,14 \times (2,50/1,50) + 18 \times 1,00 = 275 \text{ kPa}$$

per strato coesivo immediatamente sottostante la fondazione ($H = 0$):

$$q_{lim} = C_u N_c + \gamma D = 30 \times 5,14 + 18 \times 1,00 = 172 \text{ kPa}$$



prova CPT
valutazione diretta
capacità portante
fondazioni superficiali
 (Robertson & Cabal 2012)

terreni granulari

$$q_{lim} = 0,5 Y B N_Y s_Y + Y D N_q s_q$$

N_q, N_Y funzioni di ϕ'

$q_{lim} = 0,16 q_{c(media)}$

terreni coesivi

$$q_{lim} = C_u N_c s_c + Y D$$

$$N_c = \pi + 2 = 5,14$$

$q_{lim} = 0,30 q_{c(media)} + Y D$

$q_{c(media)}$ valutata entro la profondità B sotto la fondazione

ESEMPIO

fondazione nastriforme

larghezza $B = 2,00 \text{ m}$

profondità $D = 1,00 \text{ m}$

terreno argilloso $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$

fra 1,00 e 3,00 m di profondità (entro profondità B sotto la fondazione):

$q_{c(\text{media})} = 1,0 \text{ MPa} = 1000 \text{ kPa}$

$$q_{\text{lim}} = 0,30 q_{c(\text{media})} + \gamma D = 0,30 \times 1000 + 18,0 \times 1,0 = 318 \text{ kPa}$$

vanno applicati i coefficienti di sicurezza parziali
per ottenere il valore di progetto

FONDAZIONI SUPERFICIALI

verifiche di sicurezza (SLU)

NTC 2008

CONDIZIONI SISMICHE: AZIONI: $\gamma = 1$

Approccio 1:

– Combinazione 1: (A1+M1+R1)

STR

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

GEO

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

NTC 2008

CONDIZIONI SISMICHE: AZIONI: $\gamma = 1$

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

C7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)

C7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

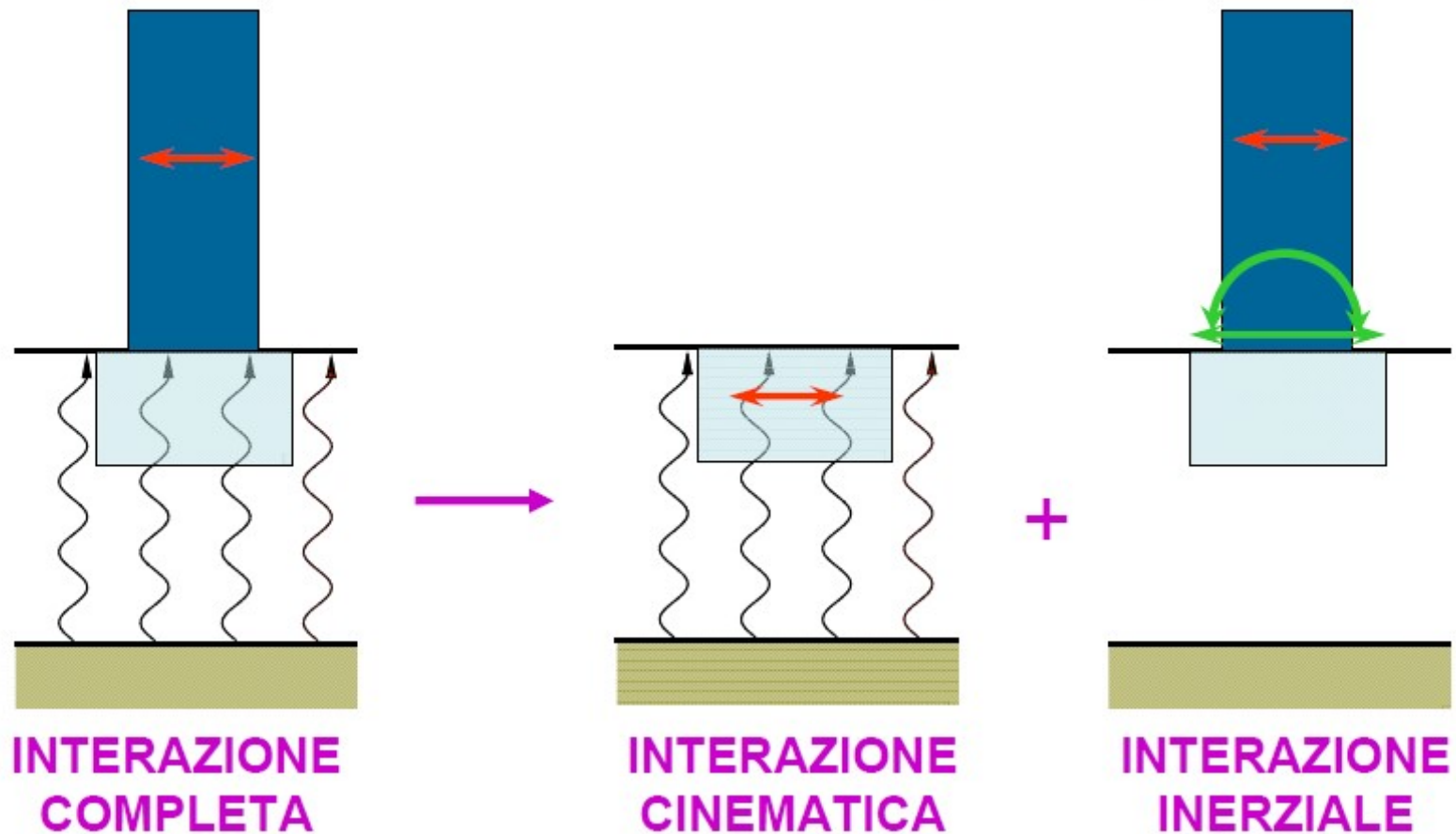
L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2.

Nell'Approccio 1, per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno si utilizza la Combinazione 2 ponendo i coefficienti parziali A_2 della Combinazione pari all'unità (§ 7.11.1).

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori K_{hk} possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii (§ 7.11.3.5.2).

- 1) interazione fondazione – terreno (cinematica)
- 2) interazione sovrastruttura – fondazione (inerziale)



effetto cinematico indotto dal sisma

NTC 2008

$$k_{hk} = k_h$$

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h.$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

riferimento
normativa PENDII

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

effetto cinematico indotto dal sisma

coefficienti di riduzione dei fattori di capacità portante (Paolucci & Pecker 1997):

$$z_\gamma = N_{\gamma.eq}/N_\gamma = (1 - k_{hk} / \tan \varphi)^{0,35} \quad (\text{da applicare a } N_\gamma)$$

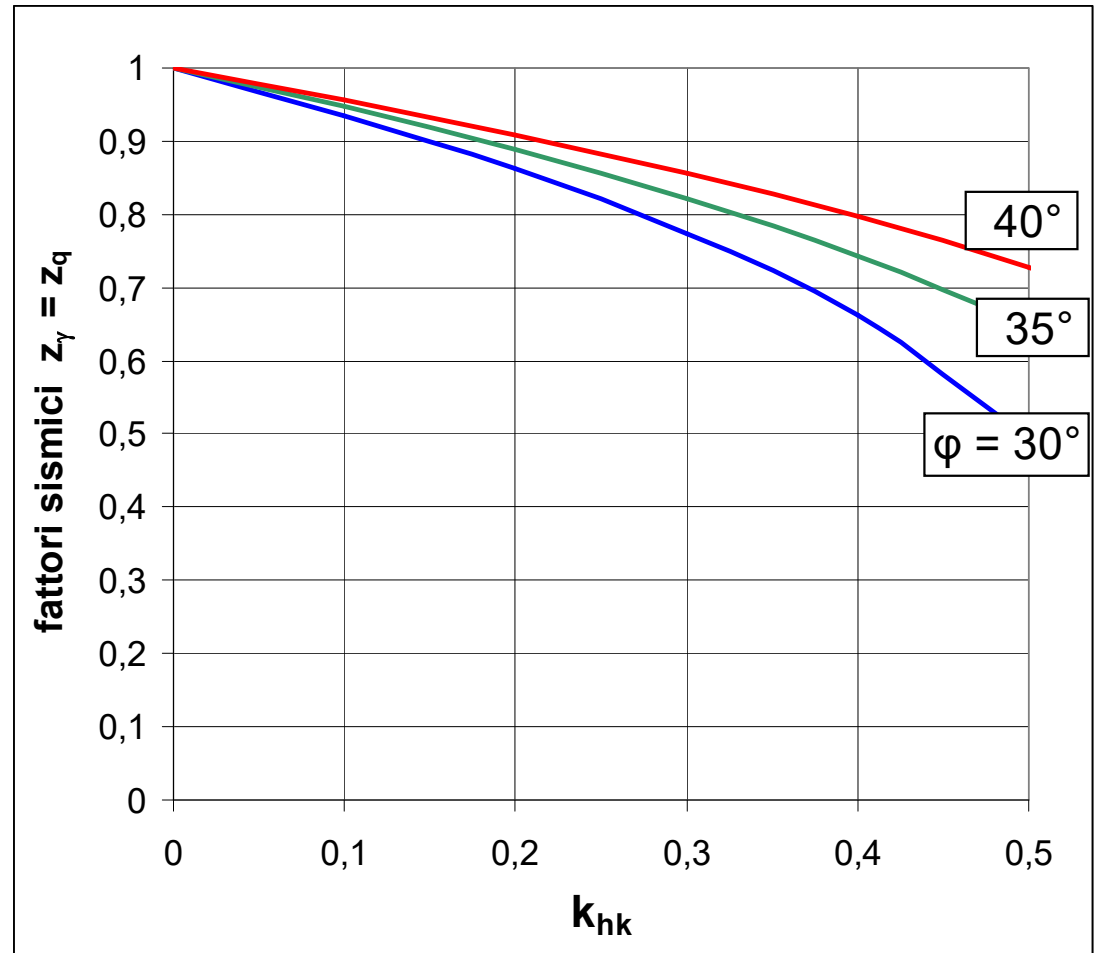
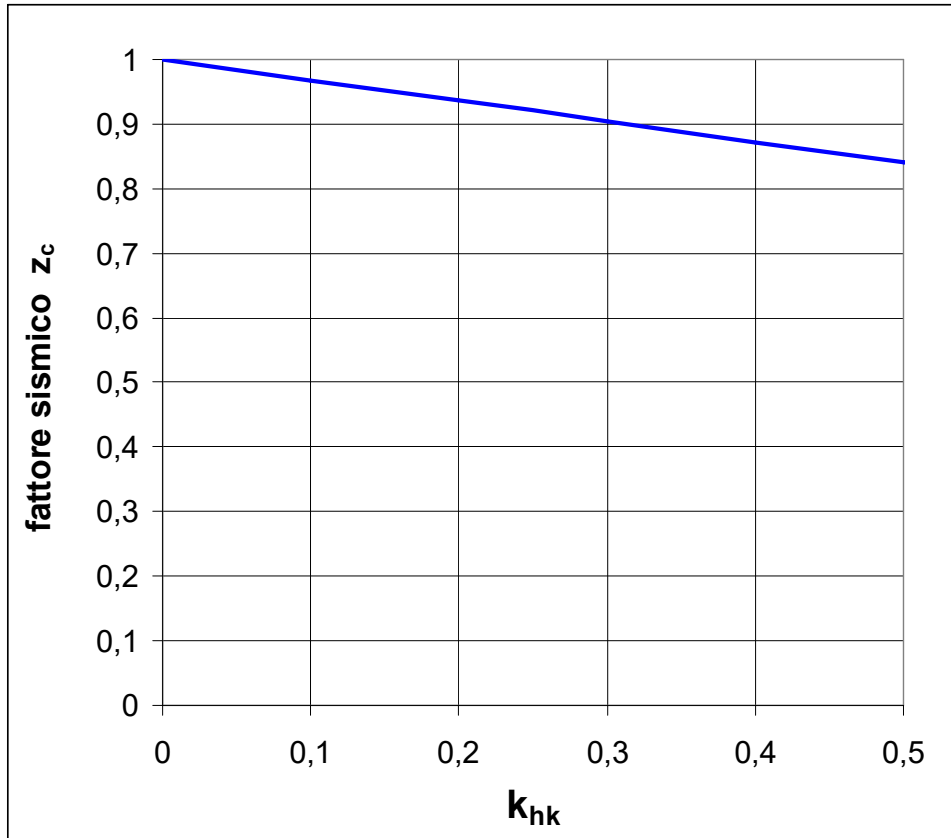
$$z_q = N_{q.eq}/N_q = (1 - k_{hk} / \tan \varphi)^{0,35} \quad (\text{da applicare a } N_q)$$

$$z_c = N_{c.eq}/N_c = (1 - 0,32 k_{hk}) \quad (\text{da applicare a } N_c)$$

$$k_{hk} = k_h$$

$$z_\gamma = N_{\gamma.eq}/N_\gamma \quad z_q = N_{q.eq}/N_q \quad z_\gamma = z_q$$

$$z_c = N_{c.eq}/N_c \quad z_c$$



CONDIZIONI STATICHE

Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR)
il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

FONDAZIONI SUPERFICIALI

verifiche di sicurezza (SLV)

CONDIZIONI SISMICHE

azioni - parametri geotecnici: $\gamma = 1$

Nelle verifiche SLU di tipo strutturale (STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

“Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.”

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Applicando il valore $\gamma_R = 2,3$ le nuove NTC 2018 consentono di non tenere conto della riduzione dei coefficienti di capacità portante per effetto del sisma

NTC 2018

“Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l’estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell’effetto dell’inclinazione e dell’eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l’effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1,8.”

Si può pertanto non applicare alcuna riduzione ai fattori di capacità portante, per effetto del sisma (simbolo “eq” sta per earthquake):

$$N_{c.eq} = N_c$$

$$z_c = 1$$

$$N_{\gamma.eq} = N_{\gamma}$$

$$z_{\gamma} = 1$$

$$N_{q.eq} = N_q$$

$$z_q = 1$$

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

tempo di ritorno:

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{V_R})$$

Esempio

CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI SISMICHE terreni coesivi

azioni - parametri terreno: $\gamma = 1$

accelerazione max (suolo rigido): $a_g = 0,162 g$ (TR = 712 anni)

accelerazione max (suolo tipo C): $a_{max} = S a_g = 0,237 g$

plinto su terreno argilloso

verifica a breve termine (condizioni non drenate)

dimensioni: $B = L = 3,00 m$

profondità imposta: $D = 1,50 m$

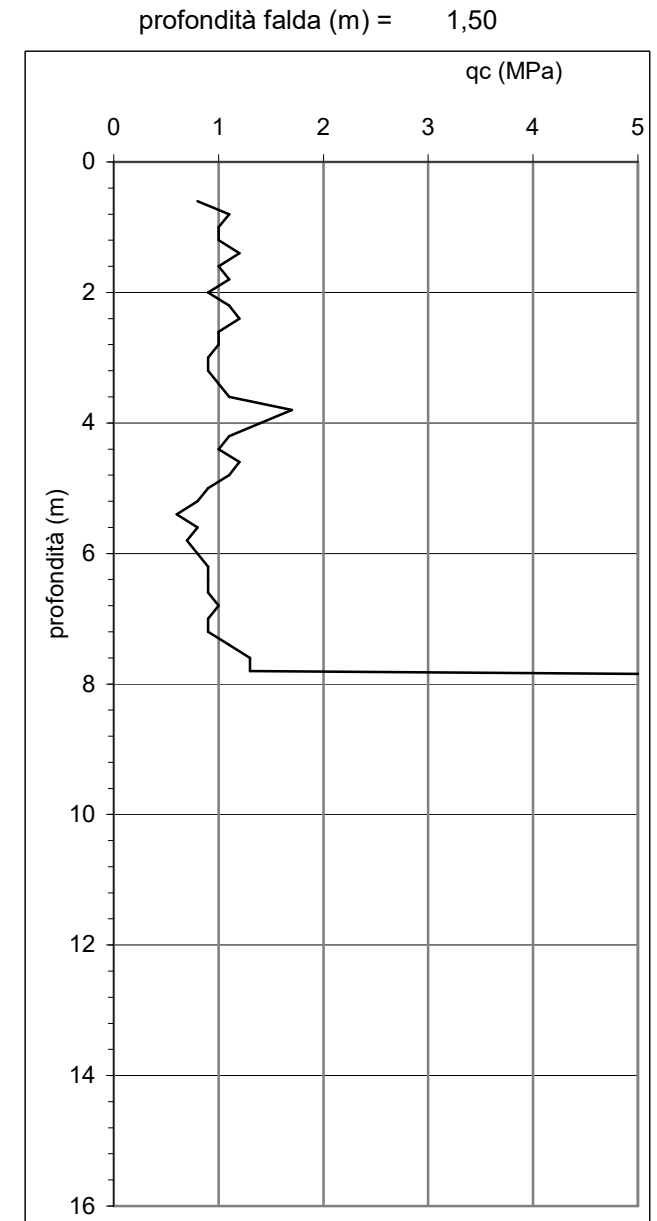
$q_c = 1,0 MPa = 10 bar$ ($\gamma = 18 kN/m^3$)

coesione non drenata:

$c_u = q_c / 20 = 0,5 bar = 50 kPa$

parametri caratteristici:

$c_{uk} = c_u = 50 kPa$



NTC 2018 CONDIZIONI SISMICHE: azioni - parametri terreno: $\gamma = 1$

parametri di progetto: $\gamma = 1$

$$C_{ud} = C_{uk} / \gamma_{cu} = 50 / 1,00 = 50 \text{ kPa}$$

plinto quadrato: $B = 3,00 \text{ m}$ ($A = 9,00 \text{ m}^2$)

profondità: $D = 1,50 \text{ m}$

valori caratteristici delle azioni:

$$V_k = 700 \text{ kN} \quad M_k = 250 \text{ kNm} \quad H_k = 120 \text{ kN}$$

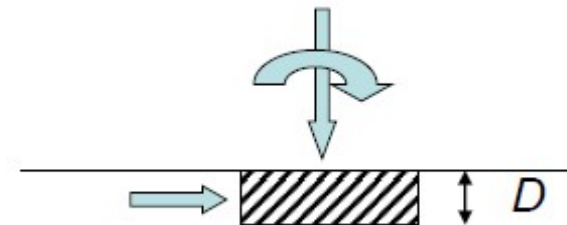
azioni sismiche: $\gamma = 1$

azioni di progetto:

$$V_d = 700 \times 1 = 700 \text{ kN}$$

$$M_d = 250 \times 1 = 250 \text{ kNm}$$

$$H_d = 120 \times 1 = 120 \text{ kN}$$



azione di progetto per valutazione capacità portante:

$$E_d = V_d = 700 \text{ kN}$$

eccentricità: $e = M_d / V_d = 250/700 = 0,36 \text{ m}$

resistenza di progetto:

$$R_d = A' q_{lim} / \gamma_R$$

dimensioni ridotte: $L' = B = 3,00 \text{ m}$ $B' = (B - 2e) = 2,28 \text{ m}$

area ridotta: $A' = L' B' = B (B - 2e) = 6,84 \text{ m}^2$

$$q_{lim} = [N_c z_c] c_u b_c s_c i_c + q$$

$$q = Y D = 18 \times 1,50 = 27 \text{ kPa}$$

fattore di capacità portante:

$$N_c = 5,14$$

fattore di riduzione (effetto cinematico):

$$z_c = 1$$

fattore di pendenza: $b_c = 1$ (base fondazione: pendenza nulla)

fattore di forma: $s_c = 1 + 0,2 B'/L' = 1 + 0,2 \times 2,28/3,00 = 1,152$

fattore di inclinazione: $i_c = 0,5 \{ 1 + [1 - H_d / (A' c_u)]^{0,5} \} =$
 $= 0,5 \times \{ 1 + [1 - 120 / (6,84 \times 50)]^{0,5} \} = 0,903$

$$q_{lim} = (5,14 \times 1) \times 50 \times 1 \times 1,152 \times 0,903 + 27 = 294 \text{ kPa}$$

$$R_d = A' q_{lim} / \gamma_R = 6,84 \times 294 / 2,3 = 874 \text{ kN}$$

APPROCCIO 2: (A1+M1+R3)

$$E_d = V_d = 700 \text{ kN}$$

$$700 < 874 \text{ kN/m}$$

$E_d \leq R_d$ verifica soddisfatta

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1,8

**EFFETTUARE SEMPRE
VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE**
(fattori amplificazione sollecitazioni: 1,3 – 1,5)

Esempio

CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI STATICHE terreni coesivi

APPROCCIO 2: (A1+M1+R3)
verifica (GEO)

plinto su terreno argilloso

verifica a breve termine (condizioni non drenate)

dimensioni: $B = L = 3,00 \text{ m}$

profondità imposta: $D = 1,50 \text{ m}$

$q_c = 1,0 \text{ MPa} = 10 \text{ bar}$ ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)

coesione non drenata:

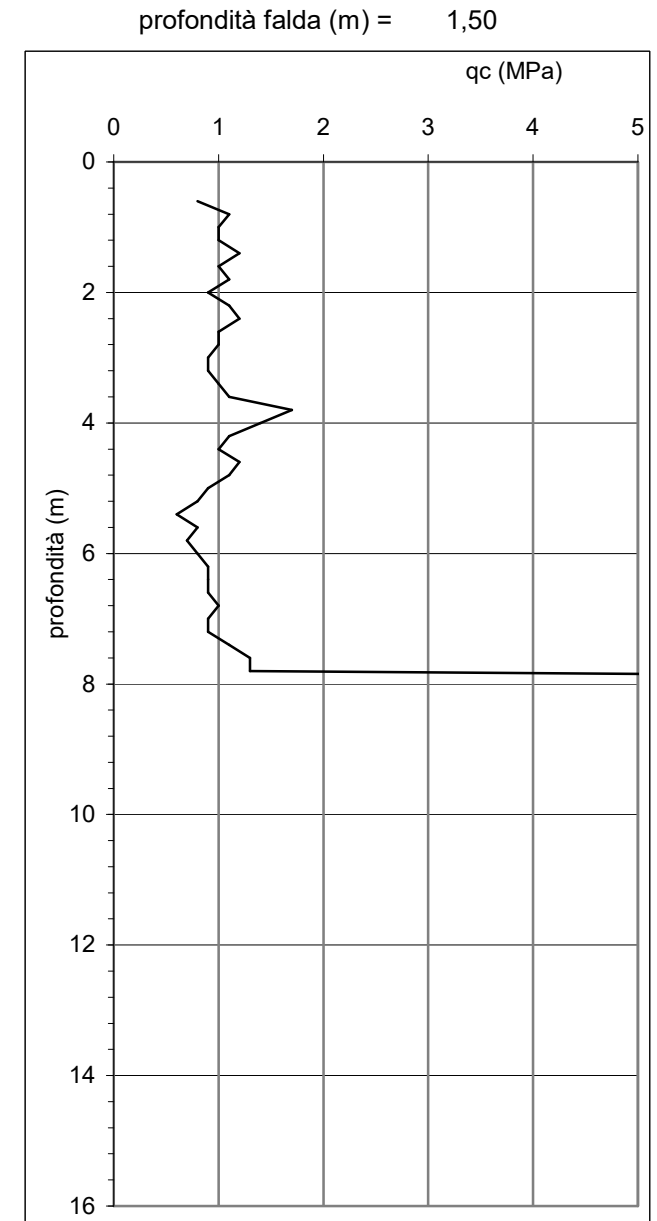
$c_u = q_c / 20 = 0,5 \text{ bar} = 50 \text{ kPa}$

parametri caratteristici:

$c_{uk} = c_u = 50 \text{ kPa}$

parametro di progetto:

$c_{ud} = c_{uk} / \gamma_{cu} = c_u / 1,00 = 50 \text{ kPa}$



Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

plinto quadrato: $B = 3,00 \text{ m}$ ($A = 9,00 \text{ m}^2$)
profondità: $D = 1,50 \text{ m}$

$V_G = 500 \text{ kN}$ $M_G = 0 \text{ kNm}$ $H_G = 0 \text{ kN}$
 $V_Q = 160 \text{ kN}$ $M_Q = 0 \text{ kNm}$ $H_Q = 0 \text{ kN}$

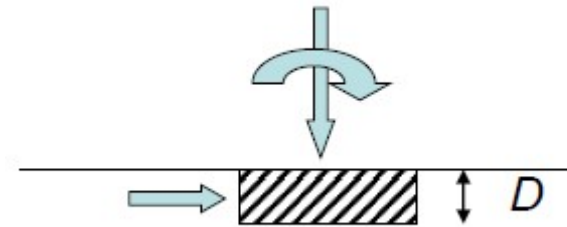
APPROCCIO 2: (A1+M1+R3)

Azioni di progetto:

$$V_d = 500 \times 1,3 + 160 \times 1,5 = 890 \text{ kN}$$

$$M_d = 0$$

$$H_d = 0$$



azione di progetto per valutazione capacità portante:

$$E_d = V_d = 890 \text{ kN}$$

eccentricità: $e = M_d / V_d = 0$

resistenza di progetto:

$$R_d = A' q_{lim} / \gamma_R$$

dimensioni ridotte: $L' = L = B = 3,00 \text{ m}$ $B' = B = 3,00 \text{ m}$ ($e = 0$)
area ridotta: $A' = L' B' = 9,00 \text{ m}^2$

$$q_{lim} = [N_c z_c] c_u b_c s_c i_c + q \qquad q = Y D = 18 \times 1,50 = 27 \text{ kPa}$$

fattore di capacità portante: $N_c = 5,14$

fattore di riduzione (effetto cinematico): $z_c = 1$

fattore di pendenza: $b_c = 1$ (base fondazione: pendenza nulla)

fattore di forma: $s_c = 1 + 0,2 B'/L' = 1 + 0,2 \times 3,00/3,00 = 1,2$

fattore di inclinazione: $i_c = 0,5 \{ 1 + [1 - H_d / (A' c_u)]^{0,5} \} = 1$

$$q_{lim} = (5,14 \times 1) \times 50 \times 1 \times 1,2 \times 1 + 27 = 335 \text{ kPa}$$

$$R_d = A' q_{lim} / \gamma_R = 9,00 \times 335 / 2,3 = 1311 \text{ kN} \quad \text{APPROCCIO 2: (A1+M1+R3)}$$

$$E_d = V_d = 890 \text{ kN}$$

$$890 < 1311 \text{ kN/m} \quad E_d \leq R_d \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

A RIGORE DOVREBBERO ESSERE EFFETTUATE
VERIFICHE
SIA A BREVE TERMINE CHE A LUNGO TERMINE

PER ARGILLE DI MEDIA E BASSA CONSISTENZA RISULTANO DI NORMA
PIU' SFAVOREVOLI LE VERIFICHE A BREVE TERMINE
(CONDIZIONI NON DRENATE)

PER ARGILLE SOVRA CONSOLIDATE POTREBBERO
RISULTARE PIU' SFAVOREVOLI LE VERIFICHE A LUNGO TERMINE
(CONDIZIONI DRENATE)

Esempio

CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI SISMICHE **terreni granulari**

azioni - parametri terreno: $\gamma = 1$

accelerazione max (suolo rigido): $a_g = 0,162 \text{ g}$ (TR = 712 anni)

accelerazione max (suolo tipo C): $a_{\max} = S a_g = 0,237 \text{ g}$

TRAVE CONTINUA su terreno sabbioso **verifica in condizioni drenate**

(sia a breve che a lungo termine)

larghezza: $B = 2,00 \text{ m}$

profondità imposta: $D = 1,50 \text{ m}$

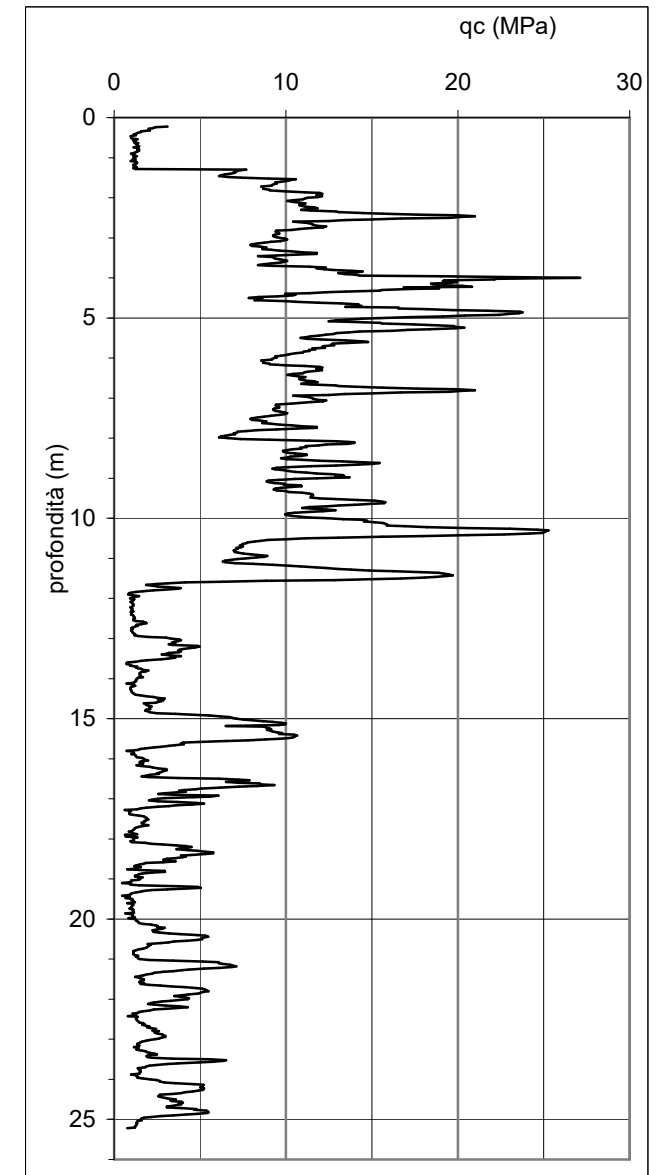
prof. significativa ai fini della capacità portante:

$$D + B = 3,50 \text{ m}$$

entro profondità significativa (3,50 m)

$q_c(\text{media}) = 10,0 \text{ MPa} = 100 \text{ bar}$

profondità falda (m) = 1,50



prof. 0,00-1,50 m

$$Y = 18 \text{ kN/m}^3$$

prof. > 1,50 m

$$Y' = 10 \text{ kN/m}^3$$

prof. falda: 1,50 m dal p.c.

(sopra falda)

(sotto falda)

$$\text{profondità } 3,50 \text{ m: } \sigma'_{vo} = 1,50 \times 18 + (3,50 - 1,50) \times 10 = 47 \text{ kPa}$$

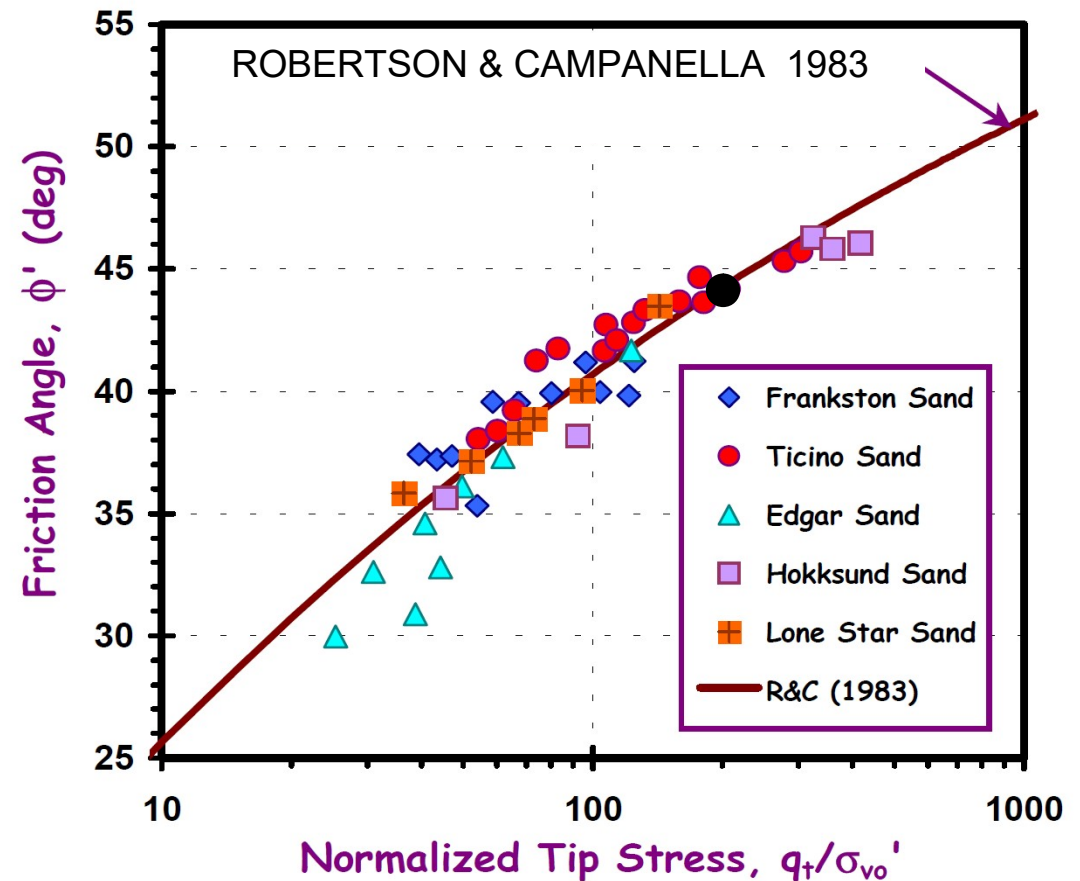
$$q_c \sim q_t = 10,0 \text{ MPa} = 10000 \text{ kPa}$$

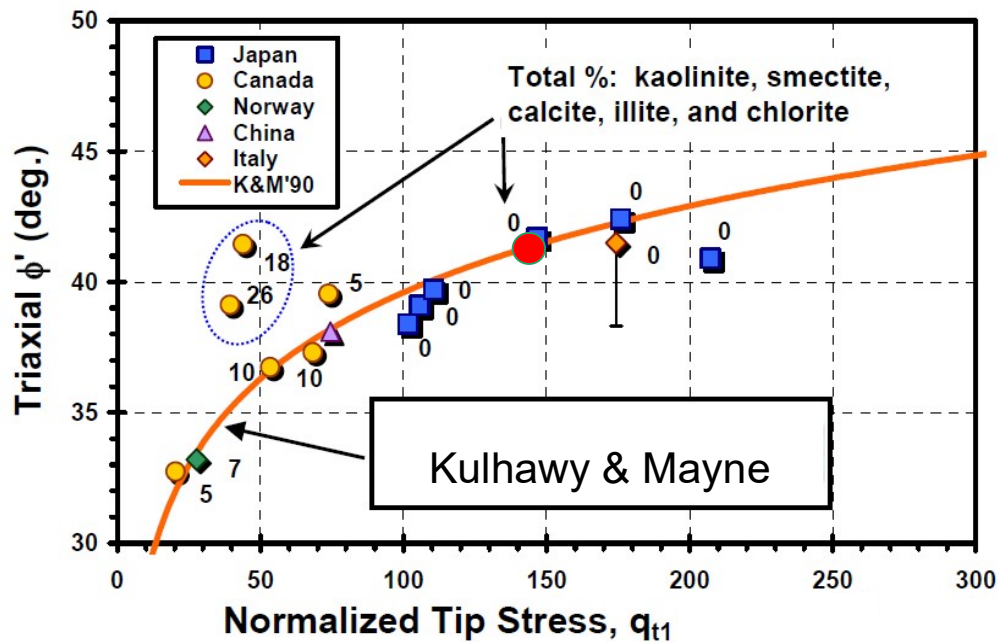
Robertson & Campanella (1983):

$$q_t / \sigma'_{vo} = 10000 / 47 = 213$$

angolo resistenza al taglio:

$$\phi' = 44^\circ$$





Kulhawy & Mayne (1990):

Sabbie: $q_t \approx q_c$ (MPa)

$$q_{t1} = (q_t / p_a) \cdot C_N = (q_t / p_a) \cdot (p_a / \sigma'_{vo})^{0.5} = (10000/100) \times (100/47)^{0.5} = 146$$

angolo resistenza al taglio:

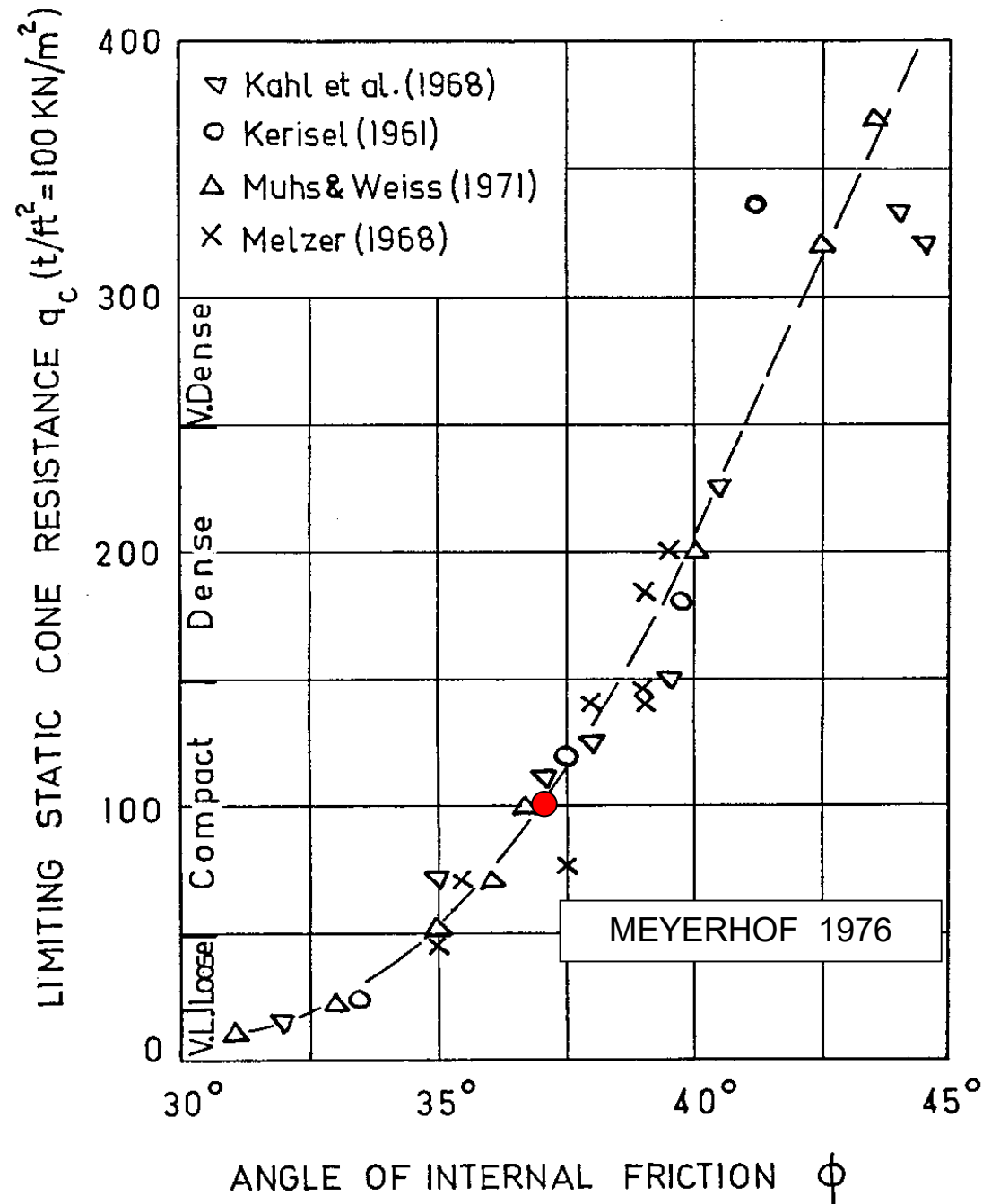
$$\phi' = 41^\circ$$

$$q_c \sim q_t = 10,0 \text{ MPa} = 10000 \text{ kPa} = 100 \text{ tsf}$$

Meyerhof (1976):

angolo resistenza al taglio:

$$\phi' = 37^\circ \quad (\text{Meyerhof})$$



prudenzialmente si assume:

$$\varphi'_k = 37^\circ$$

CONDIZIONI SISMICHE: AZIONI - PARAMETRI GEOTECNICI: $\gamma = 1$

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / 1,00$$

$$\varphi'_d = 37^\circ$$

$$c'_d = c'_k = 0$$

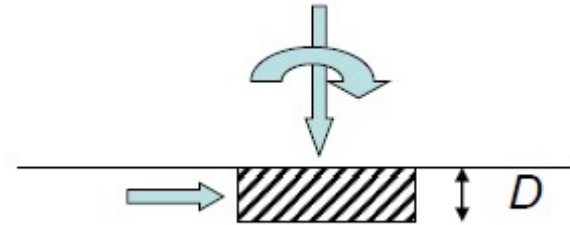
terreno piuttosto addensato – coefficiente sicurezza liquefazione $FSL > 2$
in presenza di sisma si ipotizza incremento nullo pressione interstiziale e
nessuna riduzione angolo resistenza al taglio

trave continua: $B = 2,00 \text{ m}$
profondità: $D = 1,50 \text{ m}$

azioni sismiche: $\gamma = 1$

Azioni di progetto:

$V_k = 250 \text{ kN/m}$	$V_d = 250 \text{ kN/m}$
$M_k = 75 \text{ kNm/m}$	$M_d = 75 \text{ kNm/m}$
$H_k = 40 \text{ kN/m}$	$H_d = 40 \text{ kN/m}$



azione di progetto per valutazione capacità portante:

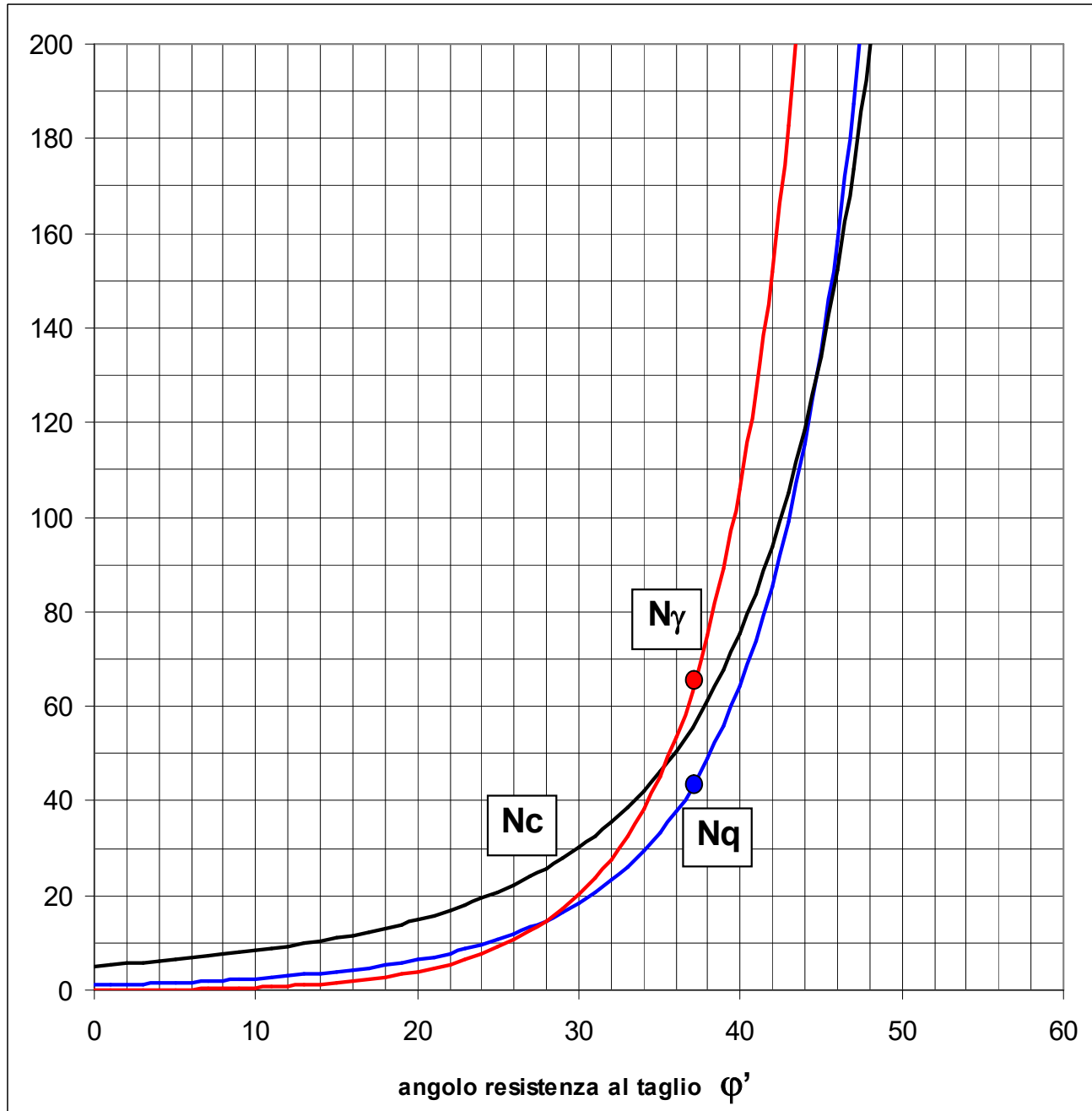
$E_d = V_d = 250 \text{ kN}$

eccentricità: $e = M_d / V_d = 75/250 = 0,30 \text{ m}$

larghezza ridotta: $B' = (B - 2e) = 2,00 - 2 \times 0,30 = 1,40 \text{ m}$

area ridotta: $A' = 1,40 \text{ m}^2/\text{m}$

$$\varphi'_d = 37^\circ$$



~~$$q_{lim} = c' [N_c z_e] b_c s_c i_c + q' [N_q z_q] b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' [N_\gamma z_\gamma] b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$~~

$$q' = Y D = 18 \times 1,50 = 27 \text{ kPa} \quad (\text{sopra falda}) \quad \varphi'_d = 37^\circ$$

$$Y' = 10 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{sotta falda}) \quad N_q = 43$$

$$N_\gamma = 65$$

fattori effetto cinematico: $z_q = z_\gamma = 1$ (possibile secondo NTC 2018)

fattori di pendenza: $b_q = b_\gamma = 1$ (base fondazione: pendenza nulla)

fattori di forma: $s_q = 1 + (B'/L') \text{ sen } \varphi'_d = 1$ ($B' = 1,40 \text{ m}$ $L' = \infty$)
 $s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L') = 1$

fattore di inclinazione: $i_q = [1 - H_d / (V_d + A' c' / \tan \varphi'_d)]^m =$
 $= [1 - 40/250]^2 = 0,706$ ($c' = 0$)
 $i_\gamma = [1 - H_d / (V_d + A' c' / \tan \varphi'_d)]^{(m+1)} =$
 $= [1 - 40/250]^3 = 0,593$

$$m = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] = 2$$

$$q_{lim} = 27 \times (43 \times 1) \times 1 \times 1 \times 0,706 + 0,5 \times 10 \times 1,40 \times (65 \times 1) \times 1 \times 1 \times 0,593 =$$

$$= 1089 \text{ kPa}$$

$$R_d = A' q_{lim} / \gamma_R = 1,40 \times 1089 / 2,3 = 663 \text{ kN/m}$$

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

$$E_d = V_d = 250 \text{ kN/m}$$

$$250 < 663 \text{ kN/m} \quad E_d \leq R_d \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1,8

**EFFETTUARE SEMPRE
VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE**
(fattori amplificazione sollecitazioni: 1,3 – 1,5)

CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI STATICHE terreni granulari

APPROCCIO 2 – (A1+M1+R3)
verifica (GEO)

TRAVE CONTINUA su terreno sabbioso
verifica in condizioni drenate
(sia a breve che a lungo termine)

larghezza: $B = 2,00$ m
profondità imposta: $D = 1,50$ m

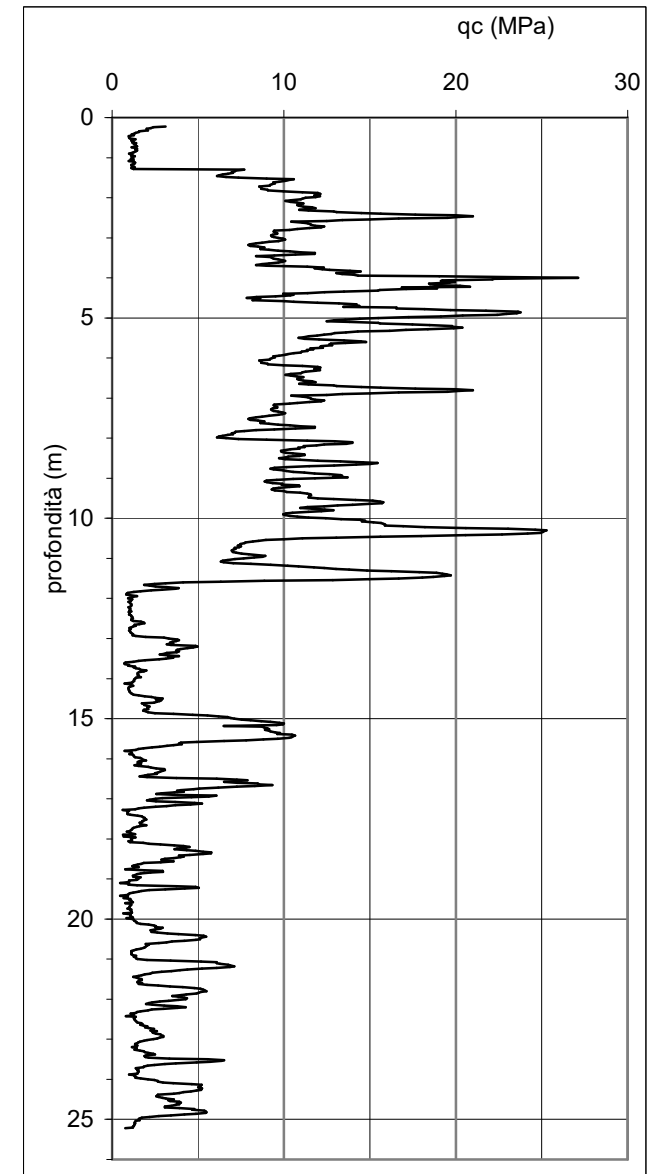
$$\varphi'_k = 37^\circ$$

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / 1,00$$

$$\varphi'_d = 37^\circ$$

$$c'_d = c'_k = 0$$

profondità falda (m) = 1,50



Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

trave continua: $B = 2,00 \text{ m}$
profondità: $D = 1,50 \text{ m}$

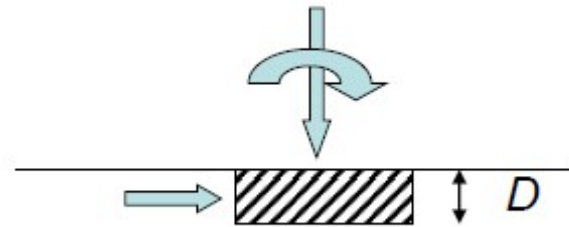
$V_G = 100 \text{ kN/m}$ $V_Q = 100 \text{ kN/m}$
 $V_G + V_Q = 200 \text{ kN/m}$

momenti e azioni orizzontali dovute esclusivamente al sisma

$M_G = M_Q = 0$
 $H_G = H_Q = 0$

Azioni di progetto:

$V_d = 100 \times 1,3 + 100 \times 1,5 = 280 \text{ kN/m}$
 $M_d = 0$
 $H_d = 0$



azione di progetto per valutazione capacità portante:

$E_d = V_d = 280 \text{ kN}$

resistenza di progetto:

$R_d = A \cdot q_{lim} / \gamma_R$ $A = 2,00 \text{ m}^2/\text{m}$

$$q_{lim} = \cancel{c' [N_c z_e] b_c s_c i_c} + q' [N_q z_q] b_q s_q i_q + 0,5 Y' B [N_\gamma z_\gamma] b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

fattori di riduzione (effetto cinematico): $z_q = z_\gamma = 1$

$$q' = Y D = 18 \times 1,50 = 27 \text{ kPa}$$

(sopra falda)

$$\varphi'_d = 37^\circ$$

$$N_q = 43$$

$$Y' = 10 \text{ kN/m}^3$$

(sotto falda)

$$N_\gamma = 65$$

fattori di pendenza: $b_q = b_\gamma = 1$ (base fondazione: pendenza nulla)

fattori di forma: $s_q = s_\gamma = 1$ ($B = 2,00 \text{ m}$ $L = \infty$)

fattori di inclinazione: $i_q = i_\gamma = 1$

fattori di sismicit : $z_q = z_\gamma = 1$

$$q_{lim} = Y D N_q + 0,5 Y' B N_\gamma$$

$$q_{lim} = 27 \times 43 + 0,5 \times 10 \times 2,00 \times 65 = 1811 \text{ kPa}$$

$$R_d = A \cdot q_{lim} / \gamma_R = 2,00 \times 1811 / 2,3 = 1575 \text{ kN/m}$$

APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

$$E_d = V_d = 280 \text{ kN/m}$$

$280 < 1575 \text{ kN/m}$ $E_d \leq R_d$ verifica soddisfatta

VERIFICA A SCORRIMENTO

NTC 2008

CONDIZIONI STATICHE

CONDIZIONI SISMICHE

~~Approccio 1~~

DA ABBANDONARE (NTC 2018)

Combinazione 1

A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2

A2+M2+R2 (GEO)

Approccio 2

Unica combinazione

A1+M1+R3 (STR e GEO)

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

NTC 2008

CONDIZIONI SISMICHE: AZIONI: $\gamma = 1$

VERIFICA A SCORRIMENTO

NTC 2018

CONDIZIONI STATICHE

Approccio 2

Unica combinazione A1+M1+R3 (STR e GEO)

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

VERIFICA A SCORRIMENTO

NTC 2018

CONDIZIONI SISMICHE

AZIONI – PARAMETRI GEOTECNICI: $\gamma = 1$

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

VERIFICA A SCORRIMENTO

terreno coesivo (condizioni non drenate):

terreno coesivo (condizioni drenate):

di norma $c' = 0$

terreno granulare:

calcestruzzo gettato in opera:

calcestruzzo prefabbricato:

$\delta = \varphi'_{cv}$ (angolo resistenza al taglio a volume costante)

$\delta = (2/3) \varphi'_{cv}$

GRANULARI:

$\varphi'_{cv.k} = 30-35^\circ$ (post picco)

COESIVI:

$\varphi'_{cv.k} =$ funzione indice di plasticità (IP)

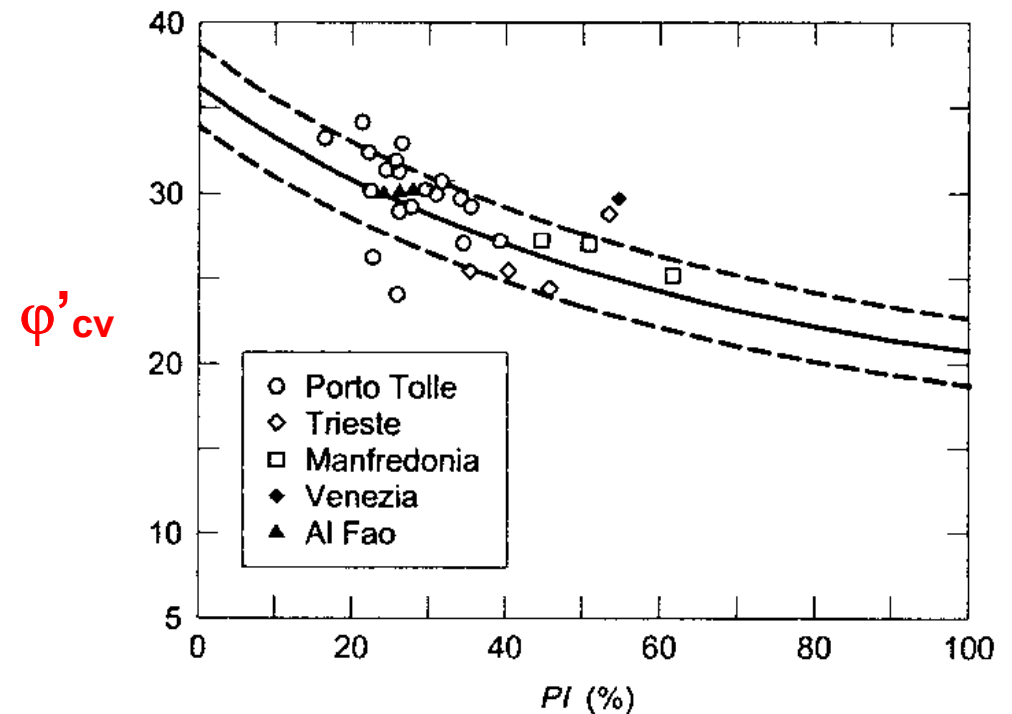
$$H < A' \alpha c_u$$

$$H < A' \alpha' c' + V \tan \delta$$

$\alpha, \alpha' =$ coefficienti di adesione

($\alpha = 0,5 \div 0,66$ $\alpha' \approx 0$)

$$H < V \tan \delta \quad (c' = 0)$$



Esempio

VERIFICA A SCORRIMENTO - CONDIZIONI SISMICHE terreni granulari

azioni - parametri terreno: $\gamma = 1$

Plinto gettato in opera

piano di posa: terreno granulare $\delta_k = \varphi'_{cv.k} = 30^\circ$

$$\tan \delta_d = \tan \varphi'_{cv.d} / 1,00 = 0,577 \quad \delta_d = 30^\circ$$

azioni:

$$V_{TOT} = 700 \text{ kN} \quad (V_G = 500 \text{ kN} \quad V_Q = 200 \text{ kN}) \quad \Rightarrow \quad V_k = 500 \text{ kN}$$

$$H_k = 120 \text{ kN}$$

azione di progetto:

$$E_d = H_d = H_k \times 1,00 = 120 \text{ kN}$$

resistenza di progetto:

$$R_d = V_d \tan \delta_d / \gamma_R = V_G \tan \delta_d / \gamma_R = 500 \times 0,577 / 1,1 = 289 \text{ kN}$$

(no carico variabile – sfavorevole)

$$120 < 289 \text{ kN} \quad E_d \leq R_d \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE
condizioni statiche – condizioni sismiche
(vedi stabilità FRONTI DI SCAVO E RILEVATI)

NTC 2008 NTC 2018
condizioni statiche

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

Tab. 6.8.I - *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

NTC 2008

condizioni sismiche

CONDIZIONI SISMICHE:
AZIONI: $\gamma = 1$

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

$$k_h = \beta_s a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

Tabella 7.11.I - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

NTC 2018

condizioni sismiche

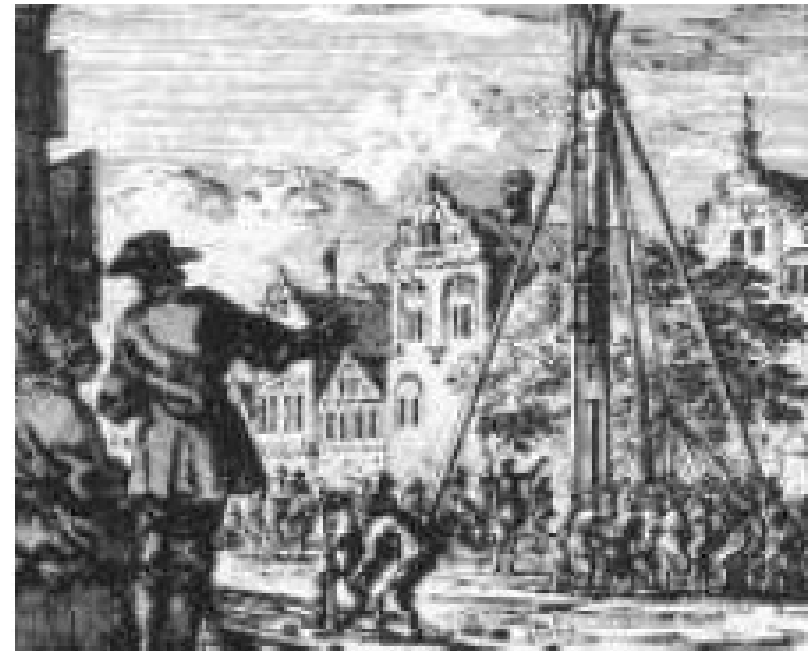
azioni - parametri geotecnici: $\gamma = 1$

resistenze di progetto: $\gamma_R = 1,2$

$$k_h = \beta_s a_{max}/g \quad \beta_s = 0,38 \text{ (stato limite ultimo SLV)}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

FONDAZIONI SU PALI

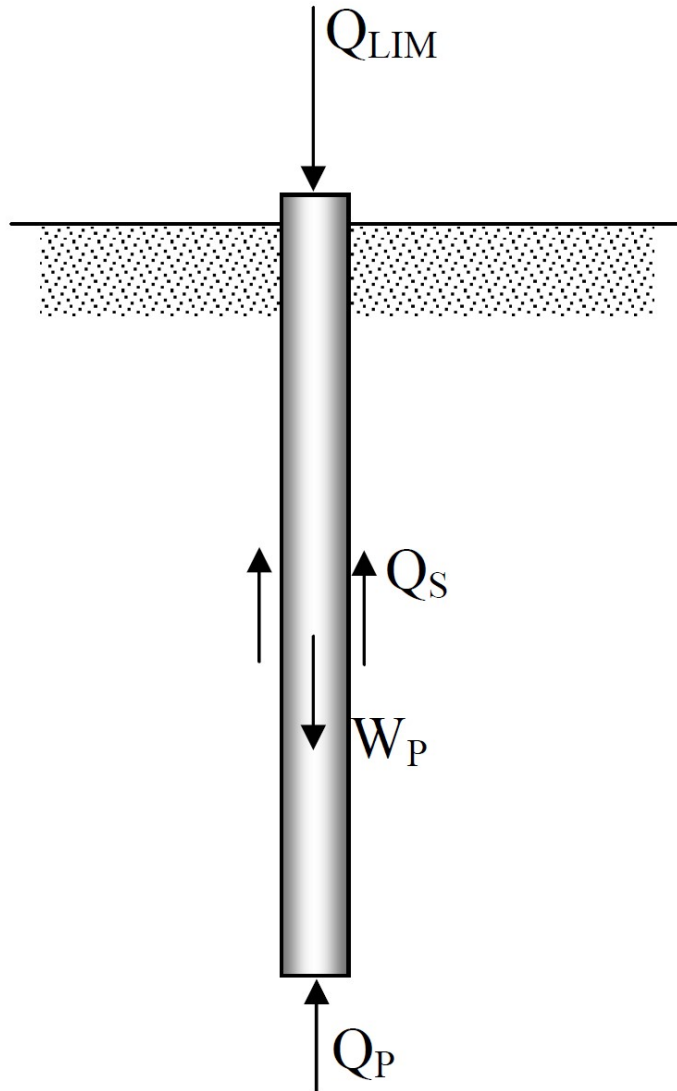


M. Heien (1712 - 1768)

METODI DI CALCOLO

AZIONI VERTICALI SUI PALI

CARICO LIMITE DEL PALO (carichi verticali)



$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

$$Q_S = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

$$Q_P = A_P \cdot q_P$$

La **resistenza laterale** raggiunge il valore limite per cedimenti relativamente ridotti, pari al massimo a 1-2 cm, ma più spesso inferiori a 1 cm, indipendentemente dal diametro del palo

La **resistenza alla punta** si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro d del palo
dell'ordine di $0,10 d$ (per pali battuti in genere e trivellati in argilla)
e dell'ordine di $0,25 d$ (per pali trivellati in sabbia)

pali infissi con base in sabbia

riferimento: Raccomandazioni AGI
sui pali di fondazione – 1984

$$q_p = q_{c(\text{media})} = (q_{c1} + q_{c2}) / 2$$

corrispondente alla media pesata
fra le profondità $(L - 8 D)$ e $(L + 4 D)$

q_{c1} = media lungo percorso a-b-c

q_{c2} = media lungo percorso c-d-e-f-g

(vedi pratica olandese)

$$\tau_s = \alpha q_c \quad (\text{superficie laterale})$$

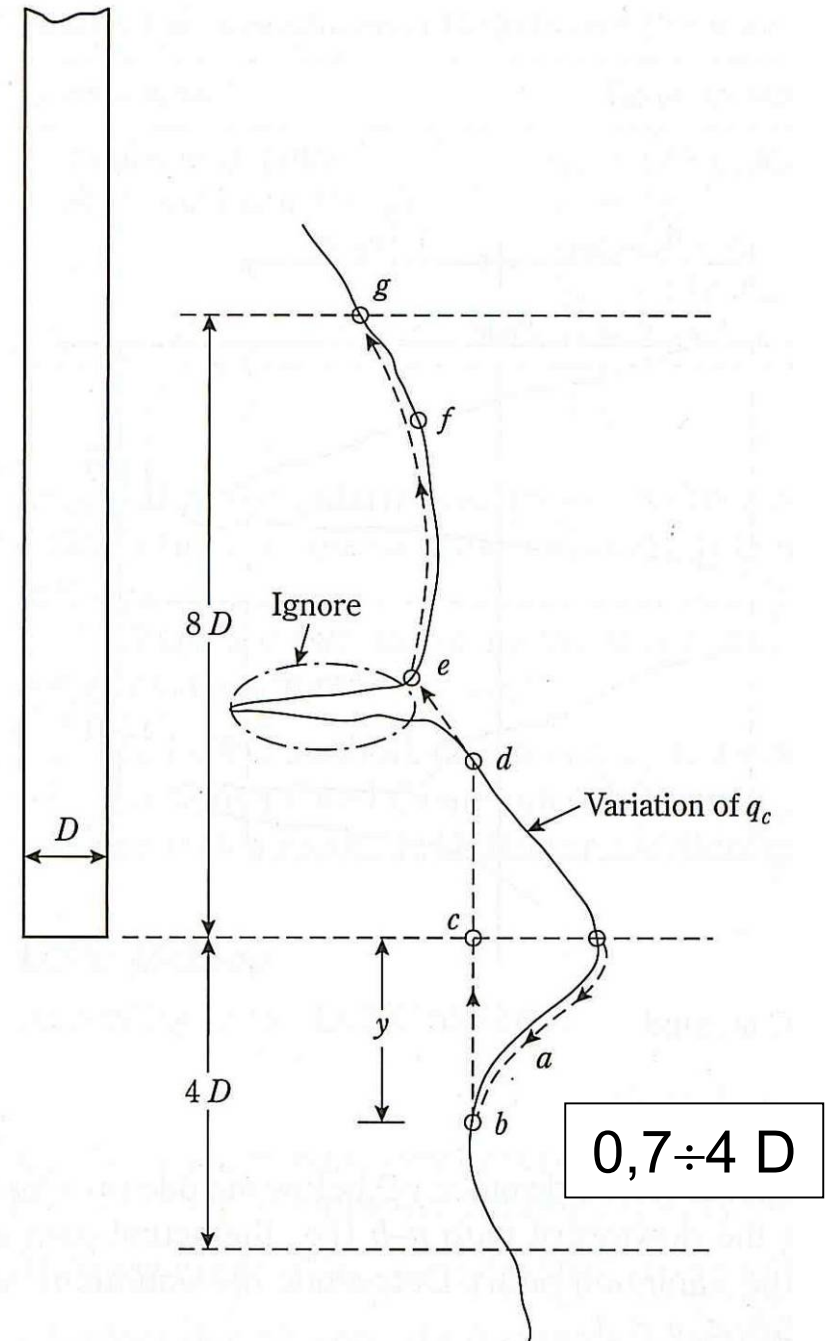
$$q_c < 2,0 \text{ MPa} \quad \alpha = 0,020$$

$$q_c = 2,0 \div 5,0 \text{ MPa} \quad \alpha = 0,015$$

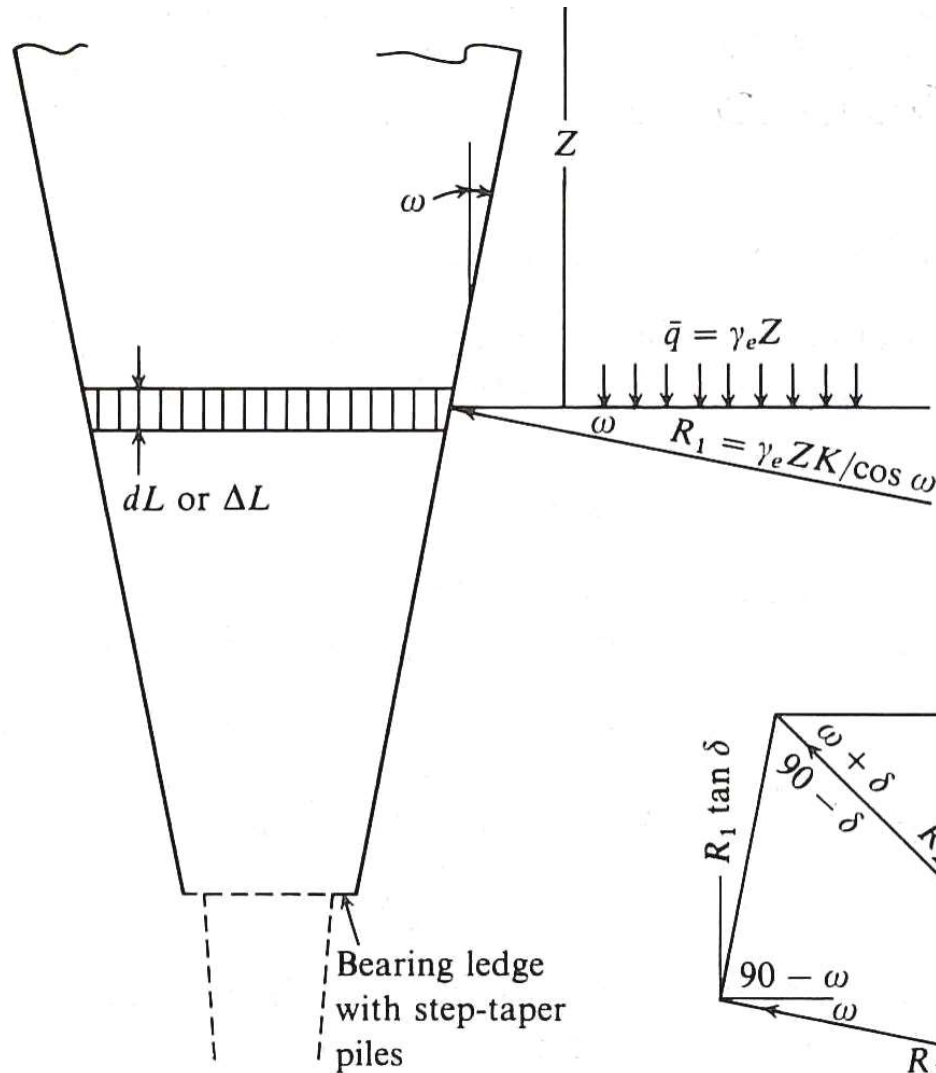
$$q_c = 5,0 \div 15,0 \text{ MPa} \quad \alpha = 0,012$$

$$q_c = 15,0 \div 20,0 \text{ MPa} \quad \alpha = 0,009$$

$$q_c > 20,0 \text{ MPa} \quad \alpha = 0,007$$



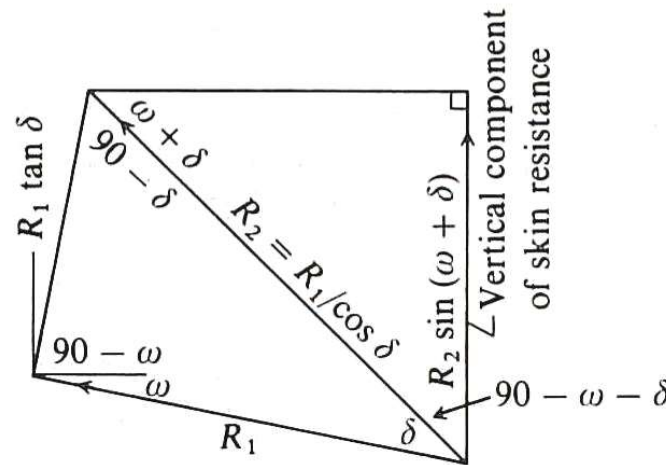
pali prefabbricati battuti tronco-conici



diametro punta $D_p = 24 \div 26$ cm
 conicità $c = 1,5\% = 1,5$ cm/m

**PORTATA PER
 CONICITA'**

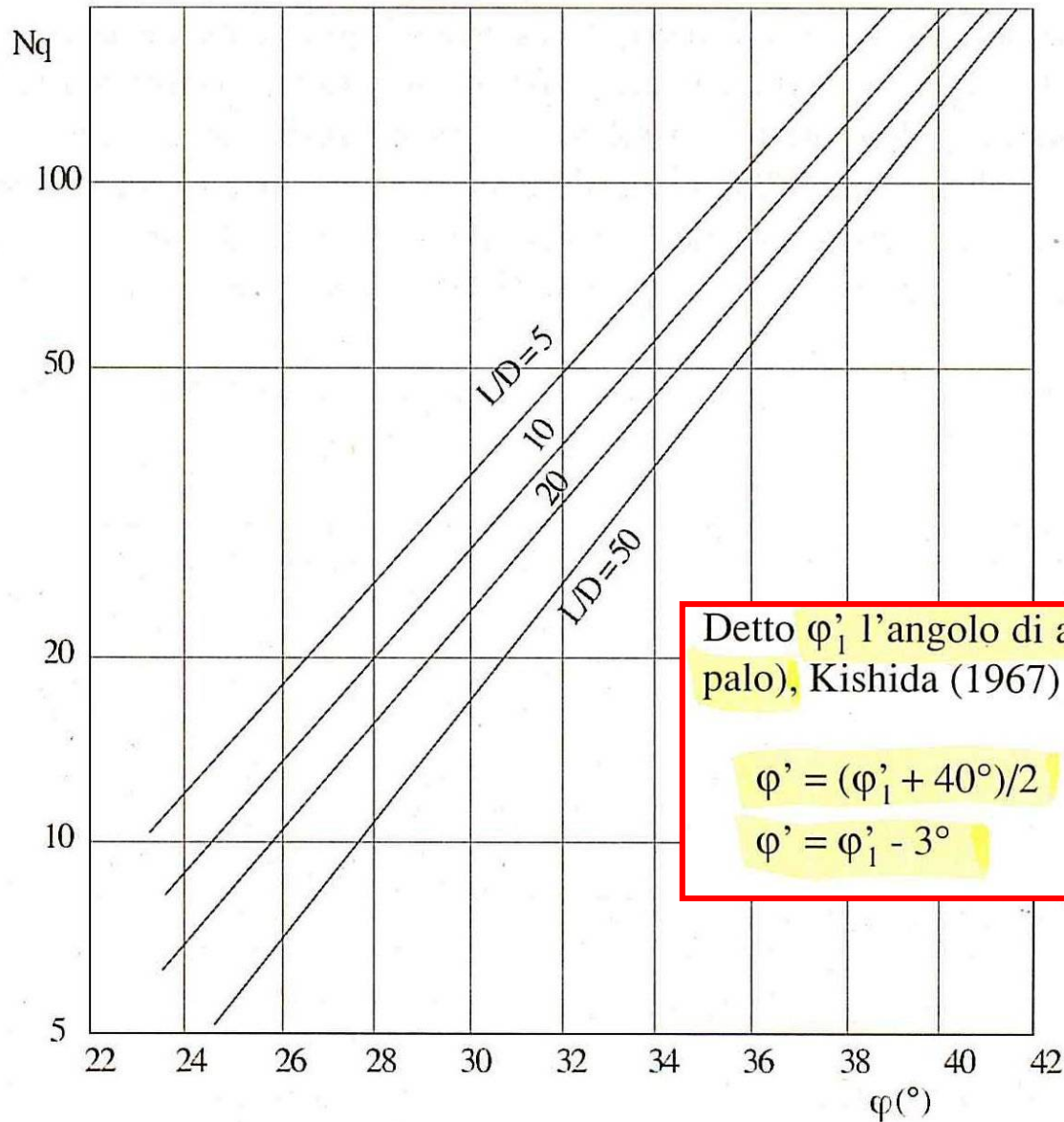
$$Q_{\text{con}} = q_c(\text{media}) \Delta A$$



(a) Pile.

(b) Force polygon.

PALI DI MEDIO DIAMETRO INFISSI E TRIVELLATI RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI GRANULARI)



Berezantzev 1961

$$q_p = \sigma'_{vL} N_q$$

σ'_{vL} = tensione verticale efficace alla base del palo

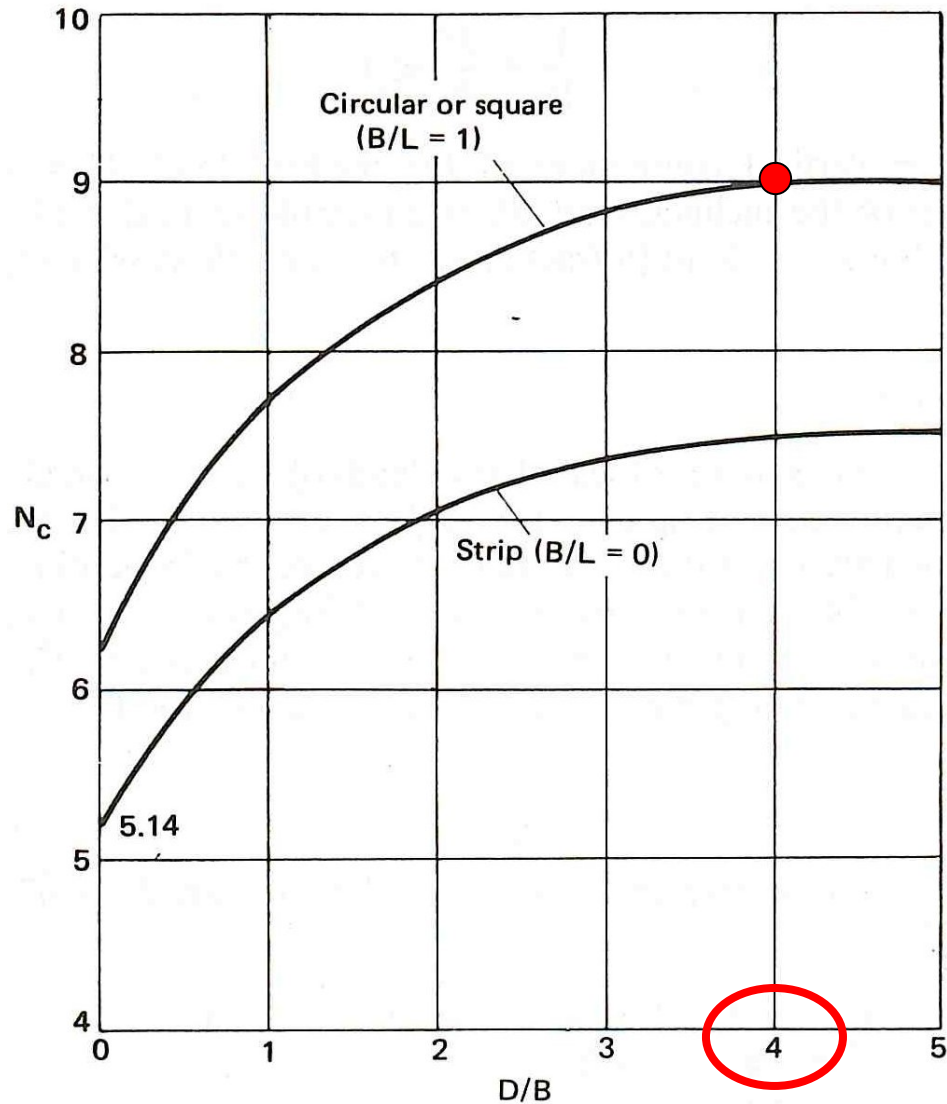
Detto φ'_1 l'angolo di attrito del deposito indisturbato (prima dell'esecuzione del palo), Kishida (1967) suggerisce di assumere:

$$\varphi' = (\varphi'_1 + 40^\circ)/2 \quad \text{per i pali battuti}$$

$$\varphi' = \varphi'_1 - 3^\circ \quad \text{per i pali trivellati.}$$

penetrazione minima nello strato portante $3d$ (pratica corrente)

PALI DI MEDIO DIAMETRO INFISSI E TRIVELLATI RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI COESIVI)



AGI 1984

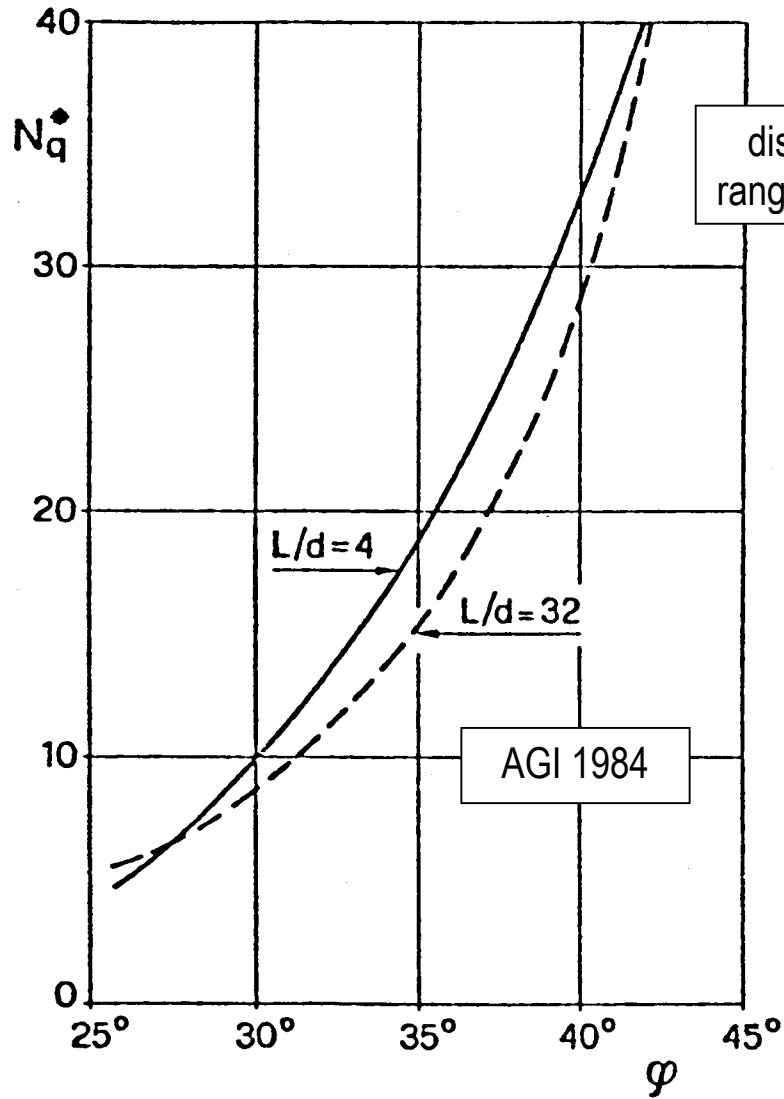
$$q_p = \sigma_{vL} + c_u N_c$$

$$N_c \sim 9$$

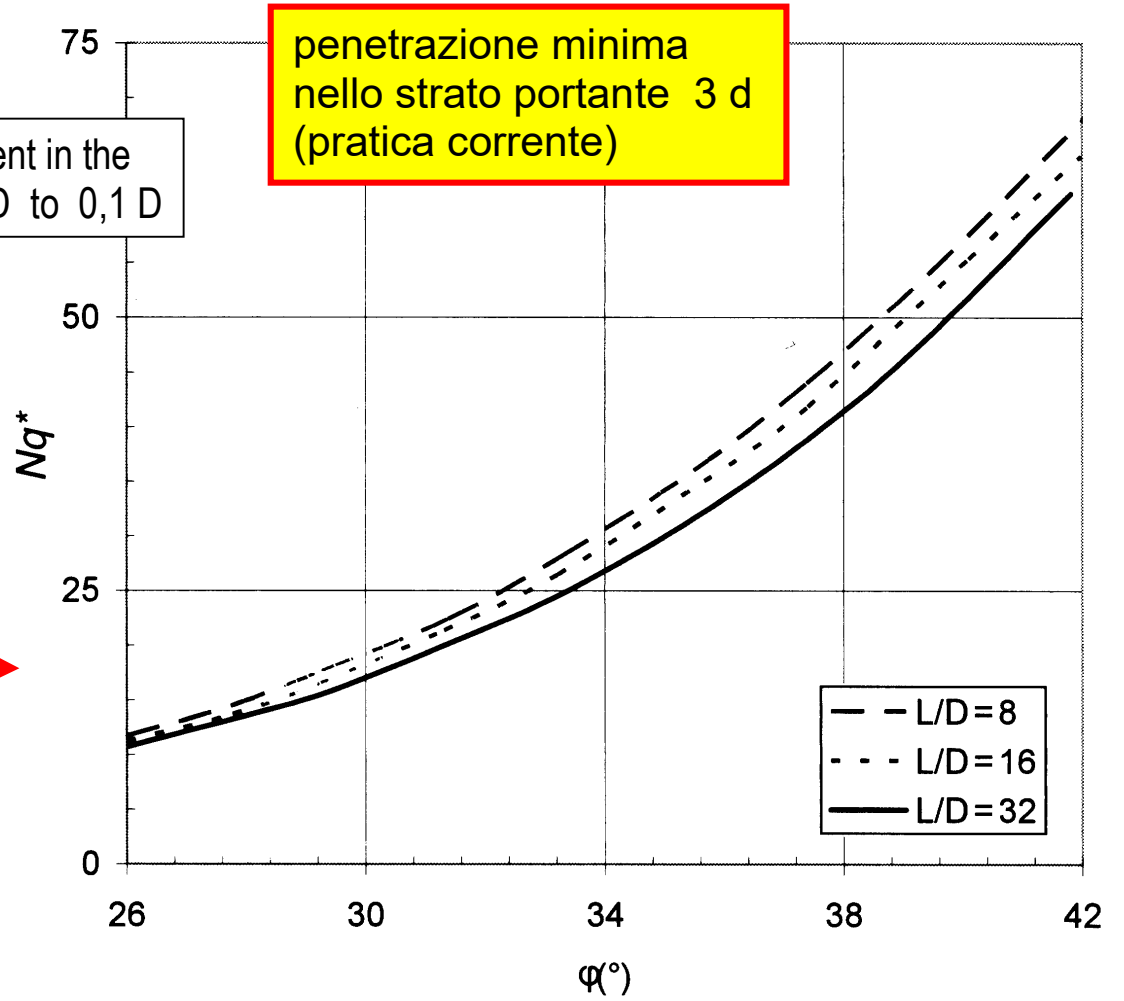
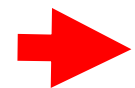
σ_{vL} = tensione verticale
totale alla base del palo

penetrazione minima
nello strato portante 4 d

PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI GRANULARI)



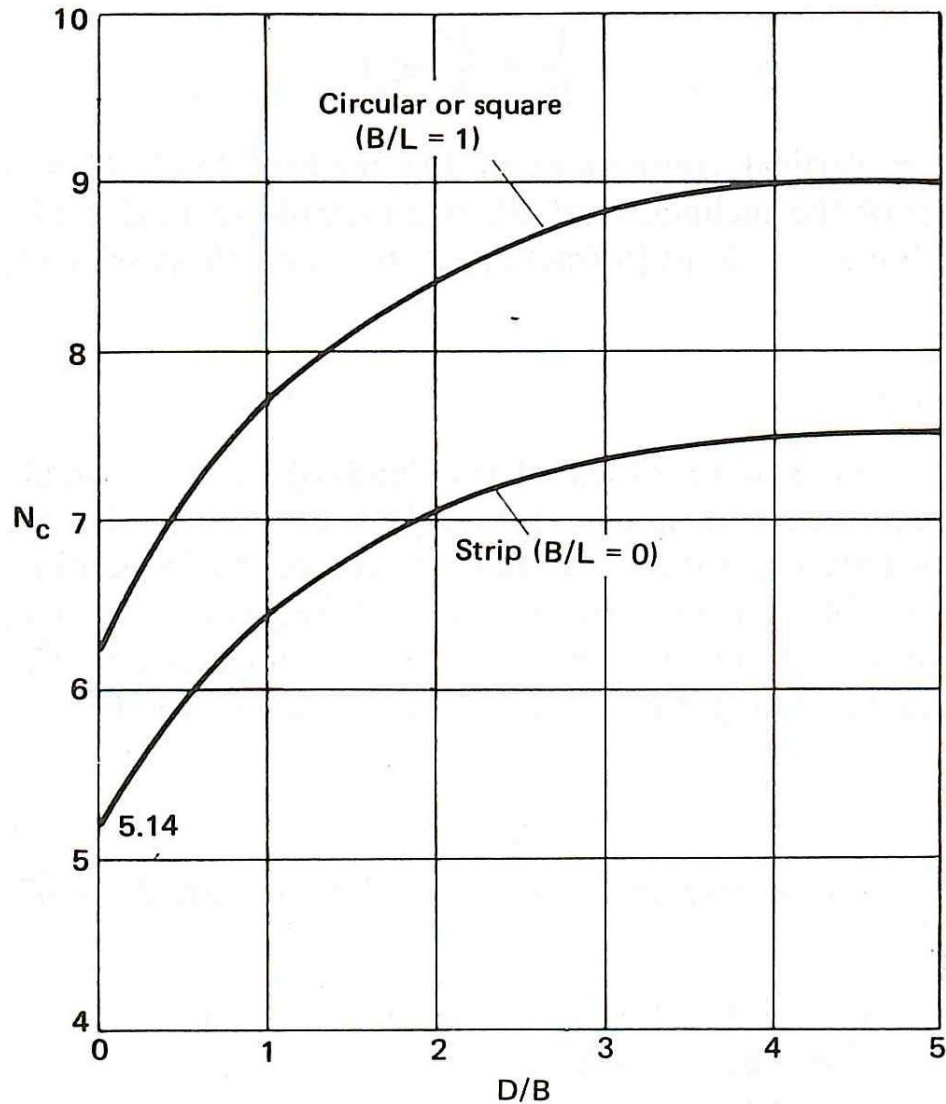
Berezantzev 1965



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

σ'_{vL} = tensione verticale efficace alla base del palo

PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI COESIVI)



AGI 1984

$$q_p = \sigma_{vL} + c_u N_c$$

$$N_c \sim 9$$

σ_{vL} = tensione verticale
totale alla base del palo

penetrazione minima
nello strato portante 4 d

PALI INFISSI E TRIVELLATI

RESISTENZA LATERALE (TERRENI GRANULARI)

$$q_s = k \sigma'_{vz} \mu$$

AGI 1984

Tab. 5.1 - Valori indicativi di k e μ dell'eq. |4| per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

PALI INFISSI E TRIVELLATI RESISTENZA LATERALE (TERRENI COESIVI)

$$q_s = q_a = \alpha C_u$$

AGI 1984

Tab. 5.2 - Valori indicativi dell'adesione q_a per pali in terreni coesivi

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a_{max}}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		$25 \div 50$	$0.85 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.65 c_u$	
		≥ 75	$0.50 c_u$	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		$25 \div 50$	$0.80 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.65 c_u$	
		> 75	$0.50 c_u$	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	$0.90 c_u$	100
		$25 \div 50$	$0.80 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.60 c_u$	
		≥ 75	$0.40 c_u$	

MICROPALI

Gettati in assenza di pressione di iniezione

Radice (iniezione per estrazione rivestimento)

IGU (iniezione unica)

IRS (iniezione ripetuta)  Tubfix

CARICO LIMITE Micropali (Bustamante & Gianeselli 1982)

$$Q_{lim} = Q_P + Q_S \quad (\text{prova CPT})$$

$$Q_P = 0,15 Q_S \quad (\text{o trascurata})$$

$$Q_S = \pi d L s \quad (s = f_p = q_c / \alpha)$$

Nature of soil	q_c (MPa)	Category									
		Coefficients, α				Maximum limit of f_p (MPa)					
		I		II		I		II		III	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Soft clay and mud	< 1	30	30	30	30	0.015	0.015	0.015	0.015	0.035	
Moderately compact clay	1 to 5	40	80	40	80	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	≥ 0.12
Silt and loose sand	≤ 5	60	150	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	-
Compact to stiff clay and compact silt	> 5	60	120	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	≥ 0.20
Soft chalk	≤ 5	100	120	100	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	-
Moderately compact sand and gravel	5 to 12	100	200	100	200	0.08	0.035	0.08	0.08	0.12	≥ 0.20
Weathered to fragmented chalk	> 5	60	80	60	80	0.12	0.08	0.12	0.12	0.15	≥ 0.20
Compact to very compact sand and gravel	> 12	150	300	150	200	0.12	0.08	0.12	0.12	0.15	≥ 0.20

Category – IA: plain bored piles; mud bored piles; hollow auger bored piles; micropiles (grouted under low pressure); cast screwed piles; piers; barrettes. IB: cased bored piles; driven cast piles. IIA: driven precast piles; prestressed tubular piles; jacket concrete piles. IIB: driven metal piles; jacked metal piles. IIIA: driven grouted piles; driven rammed piles. IIIB: high pressure grouted piles of large diameter > 250 mm; micropiles (grouted under high pressure).
 Note: Maximum limit unit skin friction, f_p : bracket values apply to careful execution and minimum disturbance of soil due to construction.

CARICO LIMITE Micropali (Bustamante & Doix 1985)

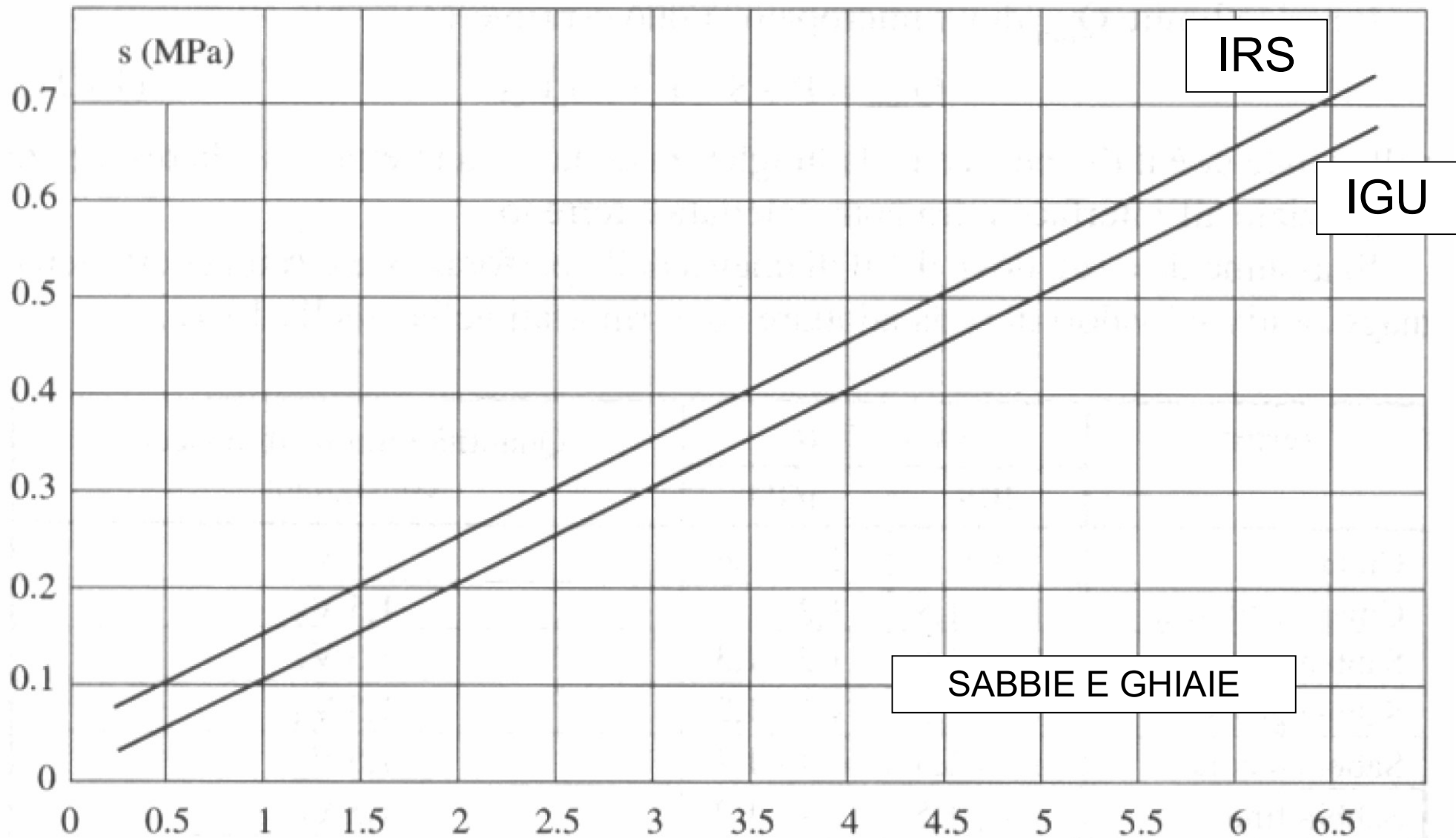
$$Q_{lim} = Q_P + Q_S$$

$$Q_P = 0,15 Q_S \quad (\text{o trascurata})$$

$$Q_S = \pi d_s L_s s$$

$$d_s = \alpha d$$

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



q_c (MPa)

10

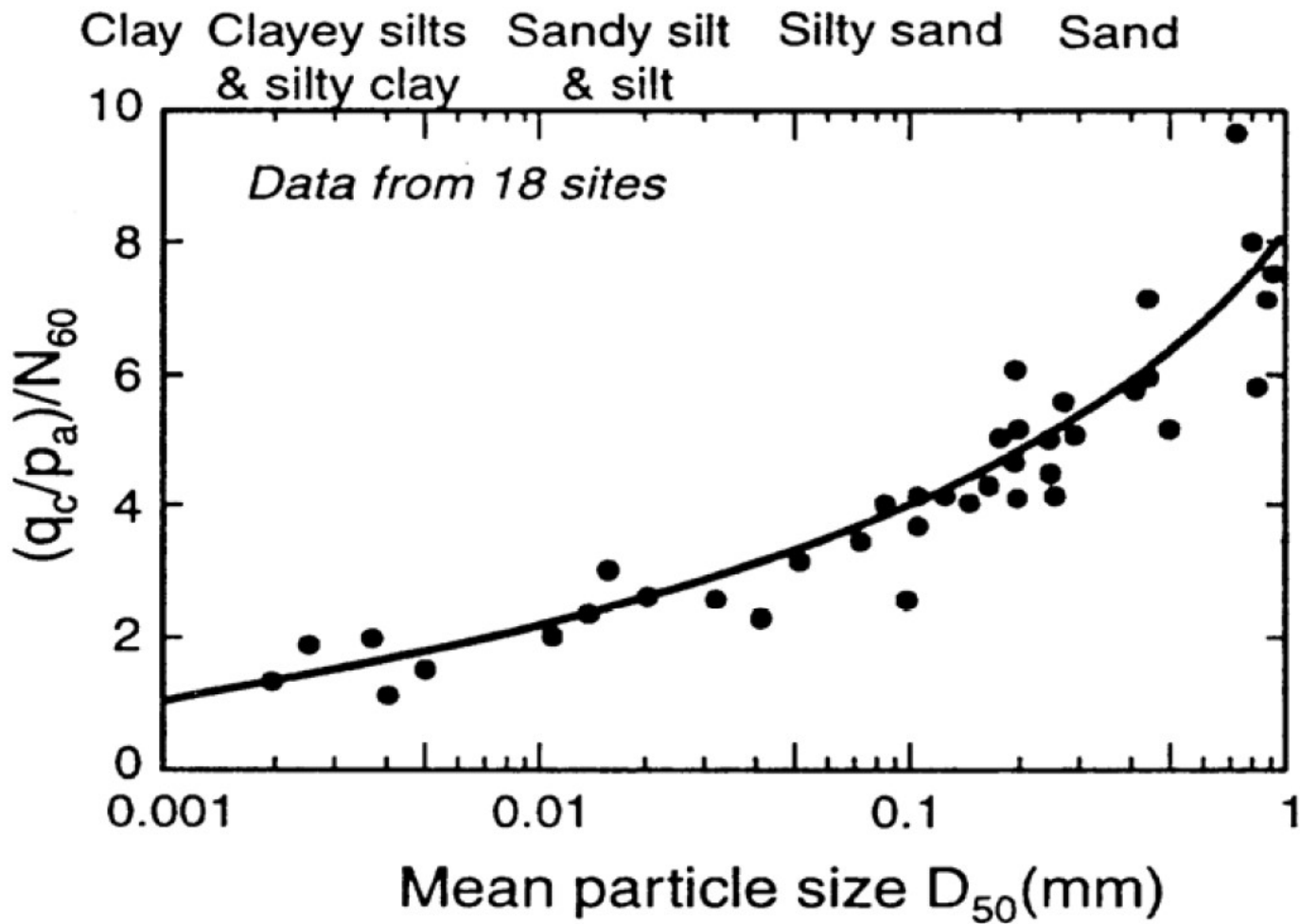
20

30

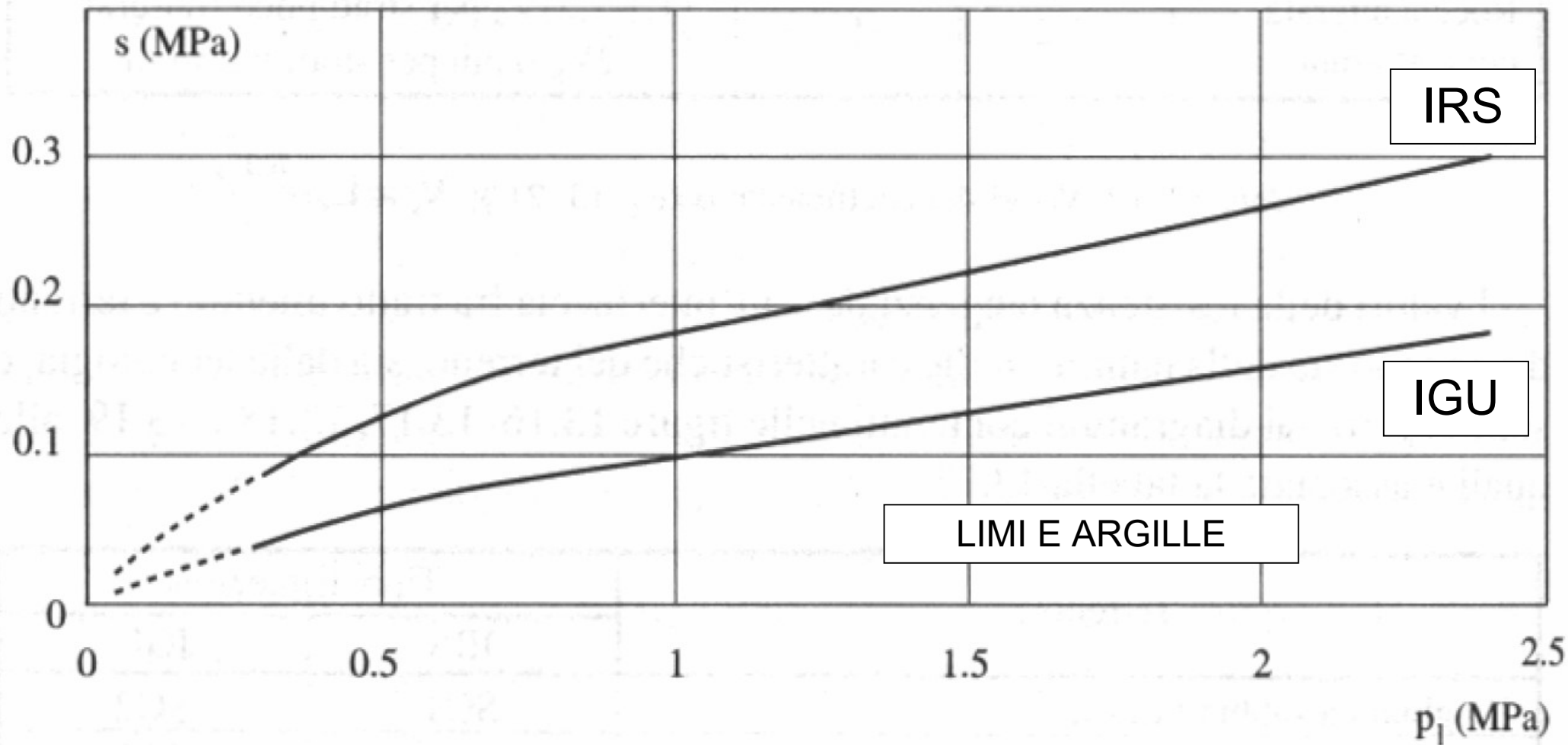
$(q_c/p_a)/N_{SPT} \sim 5$

p_1 (MPa)

	20	40	60	80	100	N_{SPT}
sciolto	moderatamente addensato	addensato	molto addensato			



CPT-SPT correlations with mean grain size
(Robertson et al., 1983)



4		8		15		30		N_{SPT}
molle		moderat. consistente		consistente		molto consistente		dura

Cu	25	50	100	200	kPa
-----------	----	----	-----	-----	-----

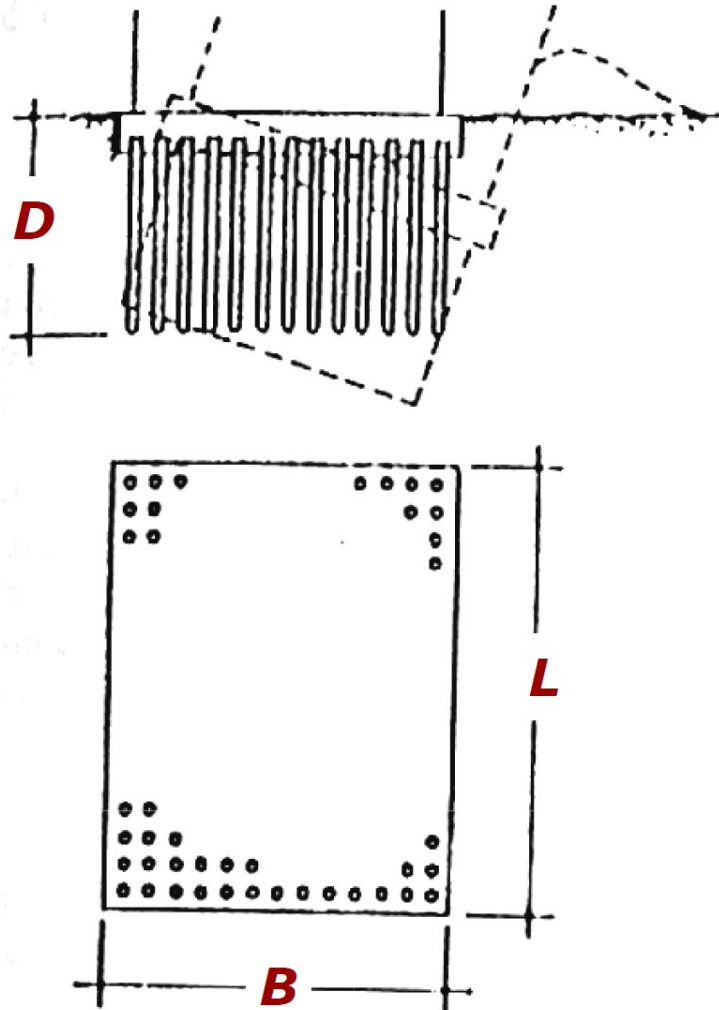
PALI – EFFETTO GRUPPO

efficienza: $\eta = Q(\text{gruppo}) / [N \ Q(\text{palo})]$

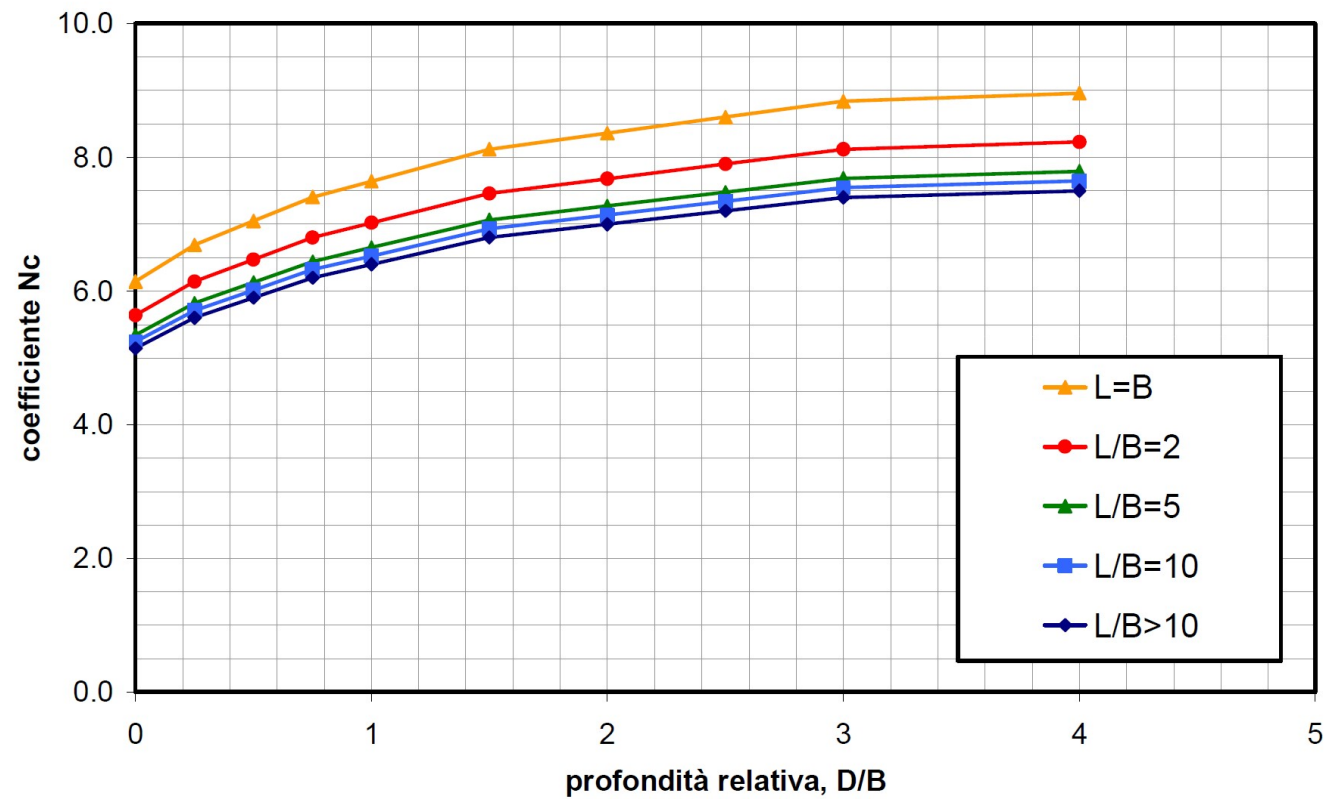
pali in sabbia: $\eta = 1$ (di norma)

$$Q(\text{gruppo}) = N \ Q(\text{palo})$$

pali in argilla: $Q(\text{gruppo}) = Q_{\text{lim},N}$



$$Q_{\text{lim},N} = BL(N_c c_u + \gamma D) + 2D(B + L)c_u$$



NTC 2008

NTC 2018

CARICHI ASSIALI e TRASVERSALI

le portate limiti (base e laterale)
rappresentano le resistenze calcolate a compressione $R_{c.cal}$

si distinguono:

resistenza calcolata:	R_{calc}
resistenza caratteristica:	R_k
resistenza di progetto:	R_d

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

NTC 2008

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

NTC 2018

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

la tabella 6.4.IV vale in ogni caso:
carichi assiali (compressione e trazione)
carichi trasversali

NTC 2018

(variazioni sottolineate in rosso)

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali che si possono riferire ad un contesto geotecnico omogeneo e lungo le quali, la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

NTC 2008

NTC 2018

“..... fra le **azioni permanenti** deve essere incluso il **peso proprio** del palo e l'effetto dell'**attrito negativo**, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II.”

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

ATTRITO NEGATIVO SUI PALI

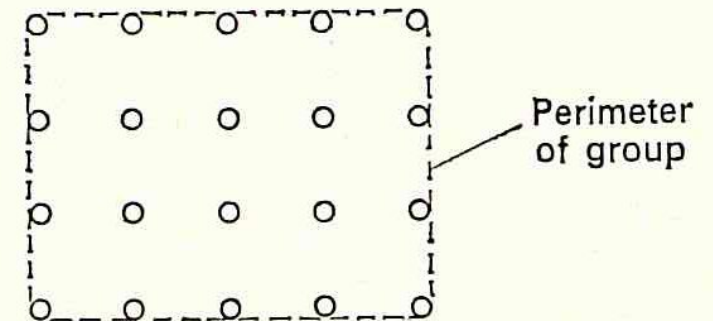
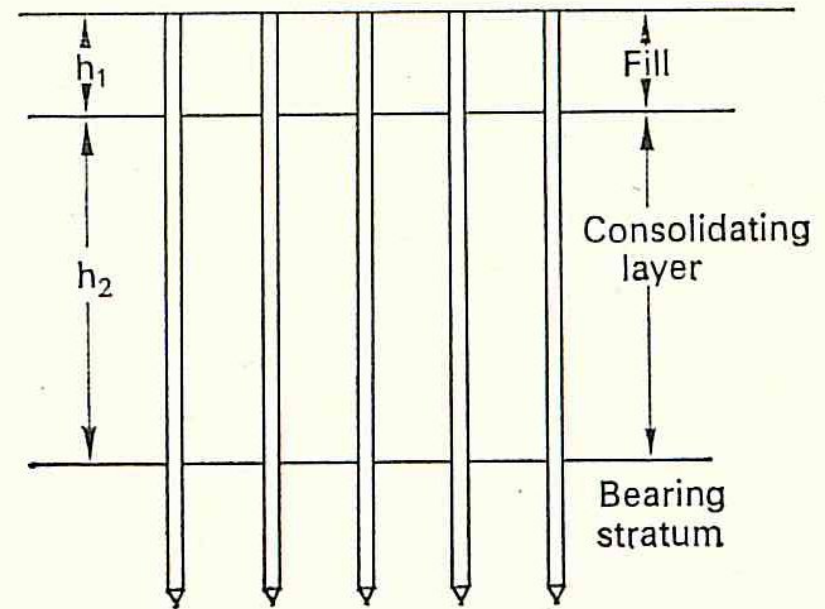
$$Q' = A \gamma h_1 / n$$

$$Q'' = c_u S h_2 / n$$

Q = carico applicato

valore max attrito negativo
(Terzaghi-Peck 1967):

$$Q_N = Q + Q' + Q''$$



Number of piles = n
Area of group = A
Length of perimeter = S

NTC 2008

Approccio 1:	
- Combinazione 1:	(A1+M1+R1)
- Combinazione 2:	(A2+M2+R2) A2+M1+R2

(STR)

(GEO)

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

$$R_d = R_k / \gamma_T$$

Approccio 2:	
(A1+M1+R3)	

(GEO)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

carichi
ASSIALI

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

carichi
TRASVERSALI

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

NTC 2008

CONDIZIONI SISMICHE: AZIONI: $\gamma = 1$

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

FONDAZIONI SU PALI

verifiche di sicurezza (SLU)

NTC 2018

CONDIZIONI STATICHE: **Approccio 2** combinazione **(A1+M1+R3)**

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,\text{cal}})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,\text{cal}})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,\text{cal}})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,\text{cal}})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

VALE PER
COMPRESSIONE (c)
TRAZIONE (t)
E ANCHE PER CARICHI
TRASVERSALI

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR)
il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

carichi
ASSIALI

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

$$R_d = R_k / \gamma_T$$

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

carichi
TRASVERSALI

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

FONDAZIONI SU PALI

verifiche di sicurezza (SLU)

NTC 2018

CONDIZIONI SISMICHE: azioni - parametri geotecnici: $\gamma = 1$

7.11.5.3 “..... Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.”

7.11.1 “..... Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 , oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.”

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

VALE PER
COMPRESSIONE (c)
TRAZIONE (t)
E ANCHE PER CARICHI
TRASVERSALI

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

carichi
ASSIALI

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

$$R_d = R_k / \gamma_T$$

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

carichi
TRASVERSALI

FONDAZIONI SU PALI
verifiche di sicurezza (SLU)

CONDIZIONI SISMICHE: **azioni - parametri geotecnici: $\gamma = 1$**

6.4.3. *FONDAZIONI SU PALI* ”..... **In presenza di azioni sismiche**, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2”

7.11.5.3.2 *Fondazioni su pali*
Stati limite ultimi (SLV)

.....
In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).

*Nei casi in cui gli **effetti di interazione cinematica** siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di $a_g > 0,25g$ e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto tra strati contigui di terreno.”*

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

tempo di ritorno:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{V_R})$$

ESEMPIO

carichi assiali

palo trivellato $D = 1,20$ m profondità: **28,00 m** dal p.c.(base in sabbia)

eseguite n. 2 indagini (n. 1 sondaggio + n. 1 CPTU)

portata critica alla base: $Q_{b.cr} =$ 4910 kN 4530 kN media = 4720 kN

portata limite laterale: $Q_s =$ 4760 kN 4340 kN media = 4550 kN

Con riferimento allo stato limite ultimo SLU e all'approccio 2 **(A1+M1+R3)**

risultano i seguenti valori della resistenza calcolate ($R_{c,cal}$),

della resistenza caratteristica ($R_{c,k}$) e

della resistenza di progetto ($R_{c,d}$) a compressione del palo isolato:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

base (media): $R_{c,cal} = 4720 \text{ kN}$ $R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi_3 = 4720 / 1,65 = 2861 \text{ kN}$

base (min): $R_{c,cal} = 4530 \text{ kN}$ $R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi_4 = 4530 / 1,55 = 2923 \text{ kN}$

base: valore minimo $R_{c,k} = 2861 \text{ kN}$

later. (media): $R_{c,cal} = 4550 \text{ kN}$ $R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi_3 = 4550 / 1,65 = 2758 \text{ kN}$

laterale (min): $R_{c,cal} = 4340 \text{ kN}$ $R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi_4 = 4340 / 1,55 = 2800 \text{ kN}$

laterale: valore minimo $R_{c,k} = 2757 \text{ kN}$

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

(A1+M1+R3)

base: $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_b = 2861 / 1,35 = 2119 \text{ kN}$

laterale: $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_s = 2757 / 1,15 = 2397 \text{ kN}$

totale: $R_{c,d} = 4516 \text{ kN} \approx 450 \text{ t}$

6.4.3.7 PROVE DI CARICO

NTC 2018

variazioni sottolineate in rosso

6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% e tale da restituire un palo ancora di grande diametro ($d \geq 80$ cm); il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tabella 6.4.III - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.*

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

NTC 2018

variazioni sottolineate in rosso

6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera

Sui pali di fondazione, ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali, devono essere eseguite prove di carico statiche per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di carico devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione. In ogni caso, per ciascun sistema di fondazione il numero complessivo di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

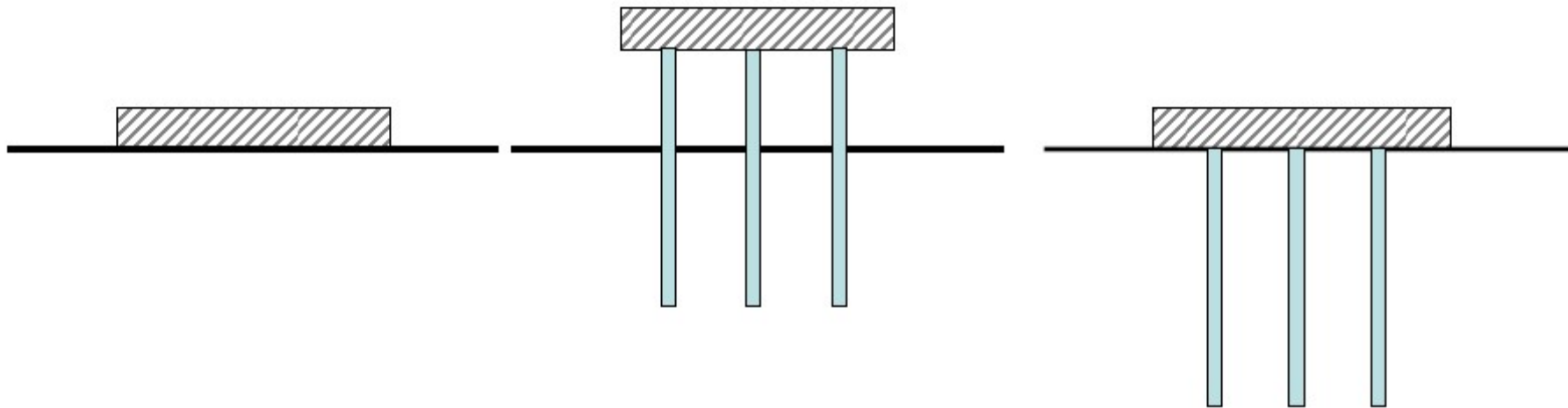
Fermo restando il numero complessivo delle prove di carico minimo sopra indicato, il numero di prove di carico statiche può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche sostitutive, da tarare con quelle statiche di progetto su pali pilota, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali, per verificarne lunghezza e integrità strutturale. In ogni caso, deve essere eseguita almeno una prova di carico statica.

Per fondazioni su pali di opere che ricadono in condizioni ambientali particolarmente severe, quali ad esempio le strutture off-shore con elevato battente d'acqua, si può fare riferimento a specifiche normative di comprovata validità.

FONDAZIONI MISTE

NTC 2018

nessuna variazione sostanziale rispetto alle NTC 2008



Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione [6.2.1] sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti.

In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale per tutti gli elementi della fondazione (struttura di collegamento e pali) e delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione [6.2.1] può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso, la verifica deve essere svolta anche per stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista, sia a breve sia a lungo termine, ottenendo la resistenza di progetto R_d dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, determinate come al § 6.4.3.1, e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella Tab. 6.4.1 (§ 6.4.2.1).

$$\gamma_R = 2,3$$

PALI IN CONDIZIONI SISMICHE

La resistenza del terreno in condizioni sismiche risulta inferiore a quella considerata in condizioni statiche
causa:

incremento pressioni interstiziali Δu

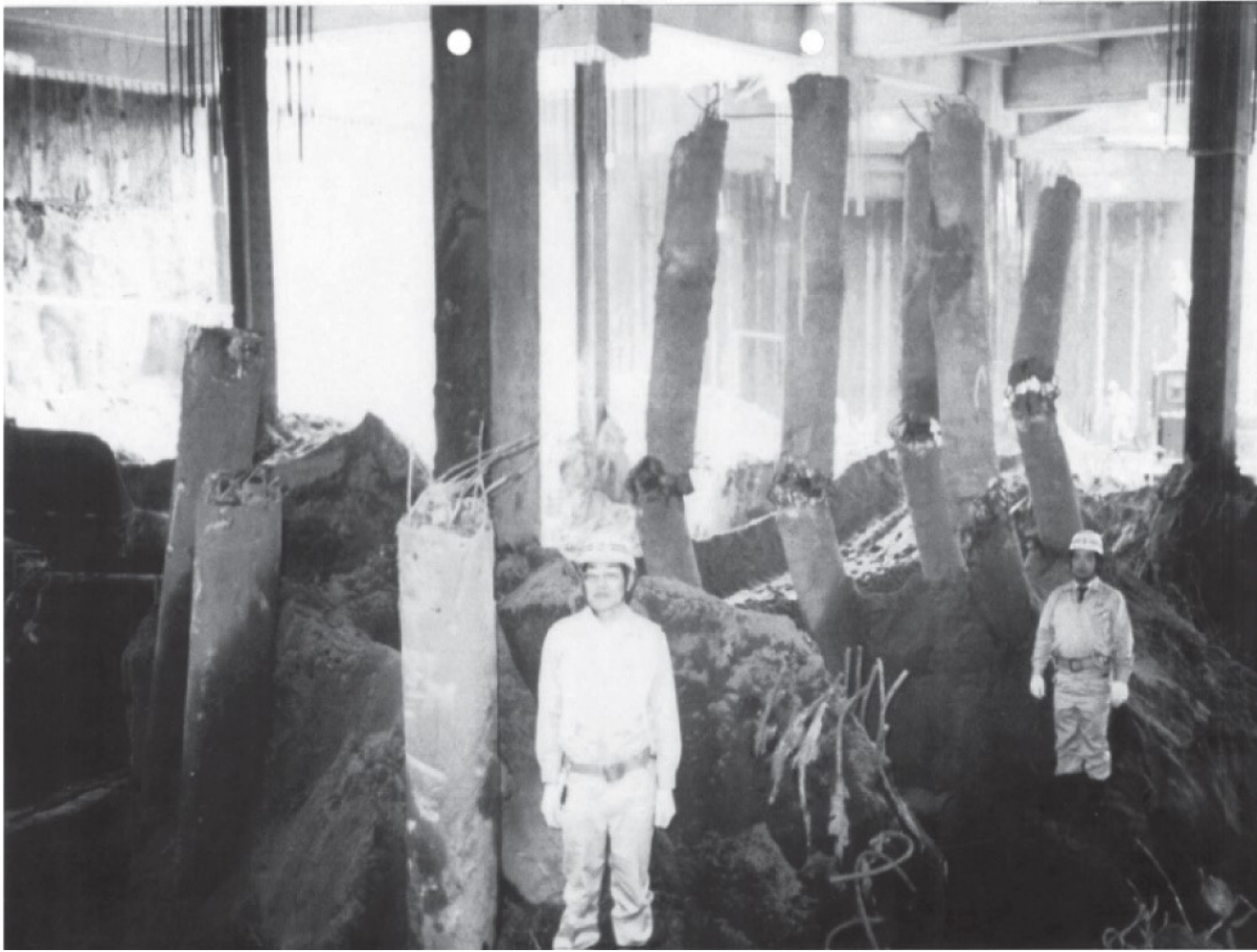
SABBIE:

riduzione angolo resistenza al taglio (ϕ') per sollecitazioni cicliche

ARGILLE:

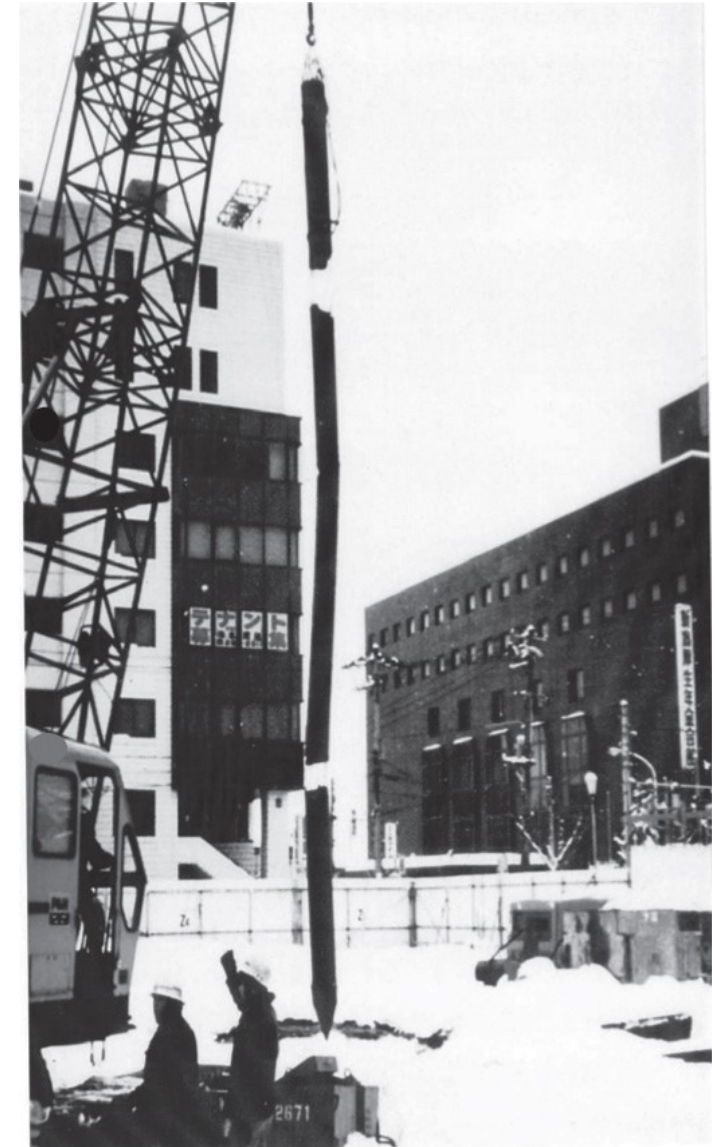
riduzione coesione non drenata (c_u) per sollecitazioni cicliche

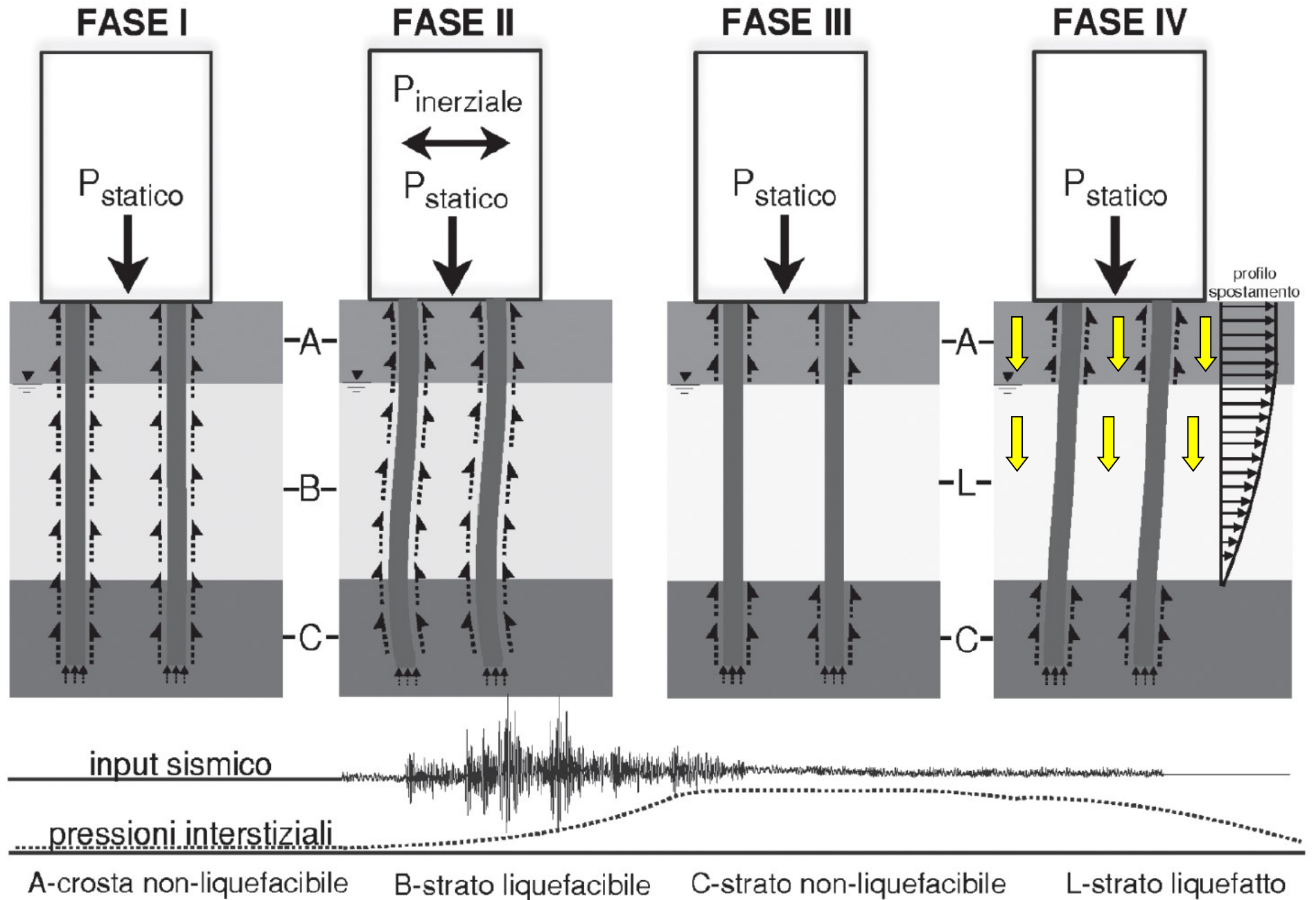
Nel caso di strati liquefacibili
si considera nullo il contributo della resistenza laterale,
valutando inoltre i possibili effetti di “attrito negativo”

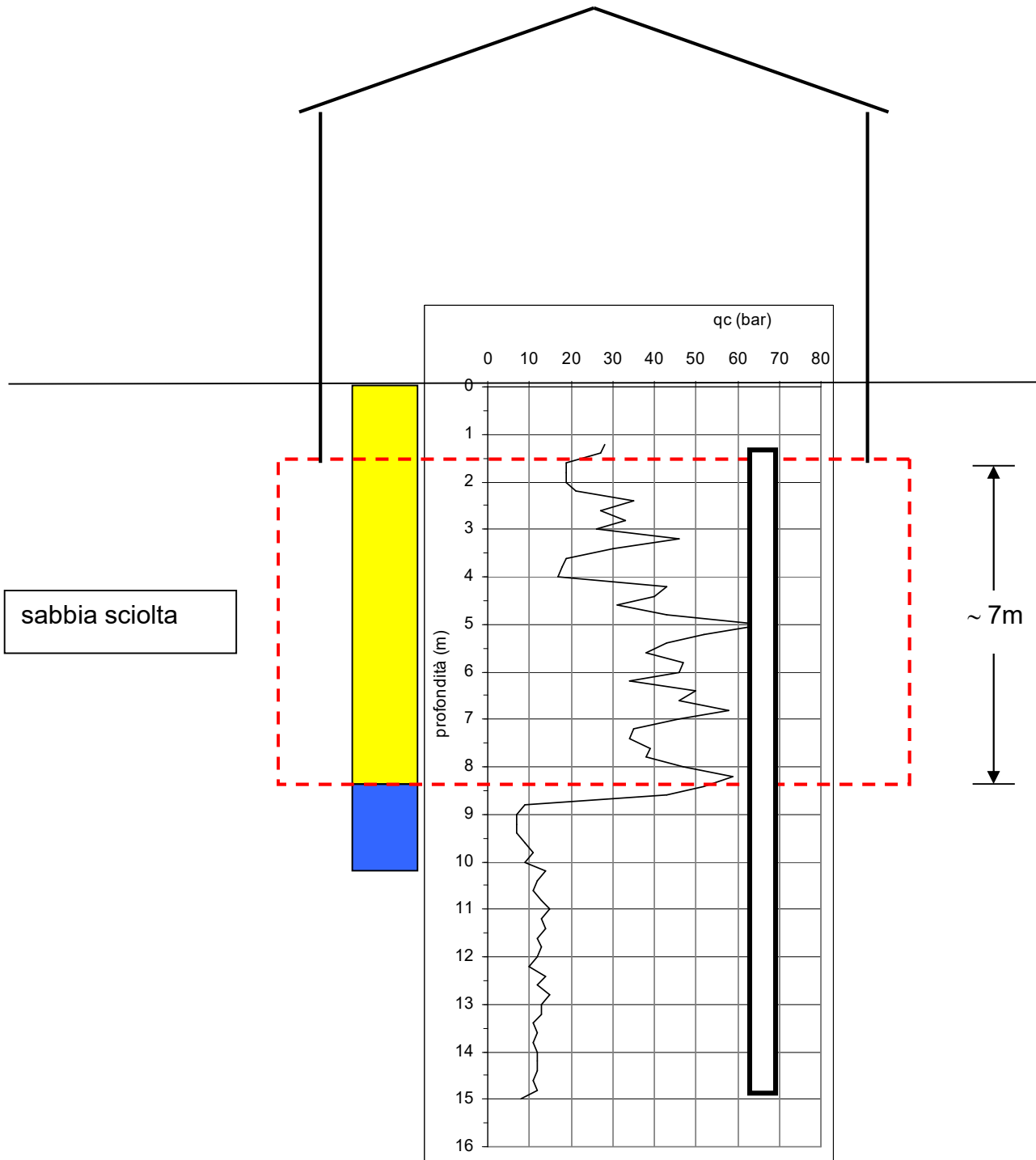


Bhattacharya & Lombardi 2012

danni nella palificata dell'edificio NHK dopo
il terremoto di Niigata del 1964







sabbia sciolta

esempio
Municipio di Mirabello (FE)
ipotesi
FONDAZIONI PROFONDE

**STRATO LIQUEFACIBILE
RESISTENZA NULLA**

~ 7m

RESISTENZA DEL PALO
affidata unicamente allo strato
argilloso sottostante la sabbia
attrito negativo indotto dal
cedimento del banco sabbioso

PALI IN CONDIZIONI SISMICHE

INTERAZIONE CINEMATICA

NTC 2018

riprendono con leggere variazioni (evidenziate in giallo) le NTC 2008

“In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all’interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).

Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E’ opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all’interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d’uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di $a_g > 0,25g$ e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto tra strati contigui di terreno.”

Permane come nelle NTC 2008 il termine “*opportuno*” per valutare i momenti flettenti sul palo dovuti all’interazione cinematica nei seguenti casi:

- 1) *costruzioni di classe III e IV*
- 2) *categorie di sottosuolo D o peggiori*
- 3) *$a_g > 0.25g$ (siti di sismicità media o alta)*
- 4) *in presenza di elevati contrasti di rigidezza*

Anche le NTC 2018 non precisano se è sufficiente una di queste condizioni o se si debbono verificare tutte insieme.

EC8 precisa che l’interazione cinematica va considerata se le suddette condizioni si verificano *simultaneamente*

INTERAZIONE CINEMATICA

secondo Nikolau et Al (2001)

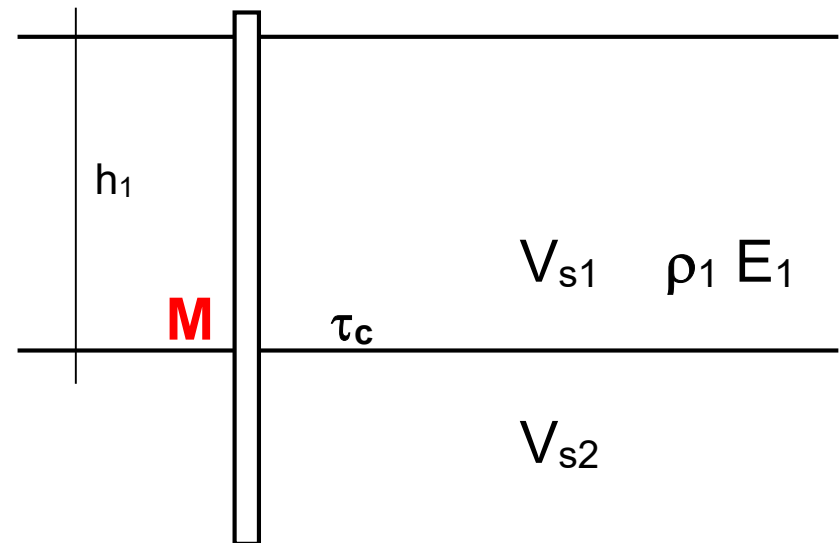
valutazione momento cinematico all'interfaccia dei due strati

$$M = \eta M_{max}^*(\omega)$$

$$M_{max}^*(\omega) = 0.042 \tau_c d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.3} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.5} \quad \tau_c \approx a_s \rho_1 h_1$$

L, d = lunghezza e diametro del palo

η dipende dal numero di cicli equivalenti al sisma e dalle condizioni del deposito (possibile risonanza o meno)



Esempio

$a_g = 0,255 \text{ g}$ $a_{\max} = S a_g = 0,375 \text{ g}$ classe d'uso IV sottosuolo D

palo calcestruzzo armato

modulo Young: $E_p = 30000 \text{ MPa} = 30.000.000 \text{ kPa}$

diametro: $d = 0,60 \text{ m}$

lunghezza: $L = 15 \text{ m}$ $L/d = 25$

velocità onde taglio:

strato 1 (argilla tenera): $V_{s1} = 100 \text{ m/s}$

strato 2 (sottostante): $V_{s2} = 200 \text{ m/s}$ $V_{s2} / V_{s1} = 2$

strato 1 (argilla tenera):

spessore: $h_1 = 10 \text{ m}$

peso di volume: $Y_1 = 18 \text{ kN/m}^3$

coefficiente di Poisson: $\nu = 0,40$

verificate tutte le condizioni sottostanti:

- 1) costruzioni di classe d'uso III e IV
- 2) categorie di sottosuolo D o peggiori
- 3) $a_g > 0.25g$ (siti di sismicità media o alta)
- 4) in presenza di elevati contrasti di rigidezza

modulo di taglio: $G_1 = (V_{s1})^2 \rho_1 = (V_{s1})^2 (Y_1 / g) = 100^2 \times 18 / 9,81 = 18349 \text{ kPa}$

coefficiente di Poisson: $\nu = 0,40$

modulo di Young: $E_1 = 2(1+\nu) G_1 = 2 \times (1+0,40) \times 18349 = 51377 \text{ kPa}$
 $E_p/E_1 = 30.000.000 / 51377 = 584$

$\tau_c = a_{\max} \rho_1 h_1 = (a_{\max}/g) \sigma_{vo} = (a_{\max}/g) (Y_1 h_1) = 0,375 \times 18 \times 10 = 67,5 \text{ kPa}$

$d^3 = 0,216 \text{ m}^3$ $L/d = 25$ $E_p/E_1 = 584$ $V_{s2} / V_{s1} = 2$

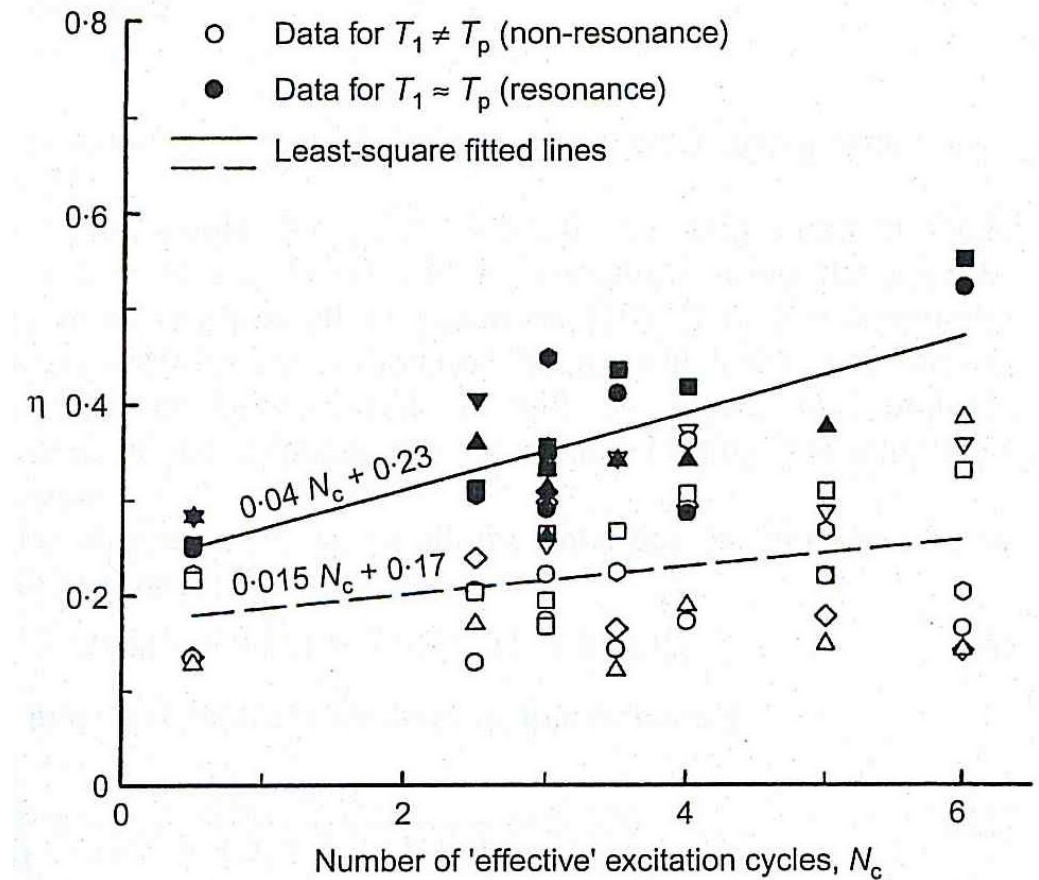
lunghezza attiva: $La = 1,5 d (E_p/E_1)^{0,25} = 4,42 \text{ m} < h_1 = 10 \text{ m}$ OK
 non si risente del vincolo in testa (palo lungo)

$$M_{\max}^*(\omega) = 0.042 \tau_c d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.3} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.5} \quad \tau_c \approx a_s \rho_1 h_1$$

$M_{\max}^*(\omega) = 0,042 \times 67,5 \times 0,216 \times (25)^{0,3} \times (584)^{0,65} \times (2)^{0,5} = 142,9 \text{ kNm}$

$$M^*_{\max}(\omega) = 142,9 \text{ kNm}$$

MAGNITUDO	N
5	3.8
5.5	4.0
6	4.5
6.5	7
7	10



ipotesi: $\eta = 0,20$
(condizioni lontane dalla risonanza)

$$M = 0,20 \times 142,9 = 28.6 \text{ kNm}$$

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE
condizioni statiche – condizioni sismiche
(vedi stabilità FRONTI DI SCAVO E RILEVATI)

NTC 2008 NTC 2018

condizioni statiche

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

Tab. 6.8.I - *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

NTC 2008

condizioni sismiche

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

CONDIZIONI SISMICHE:
AZIONI: $\gamma = 1$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

$$k_h = \beta_s a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

NTC 2018

condizioni sismiche

azioni - parametri geotecnici: $\gamma = 1$

resistenze di progetto: $\gamma_R = 1,2$

$$k_h = \beta_s a_{max}/g \quad \beta_s = 0,38 \text{ (stato limite ultimo SLV)}$$

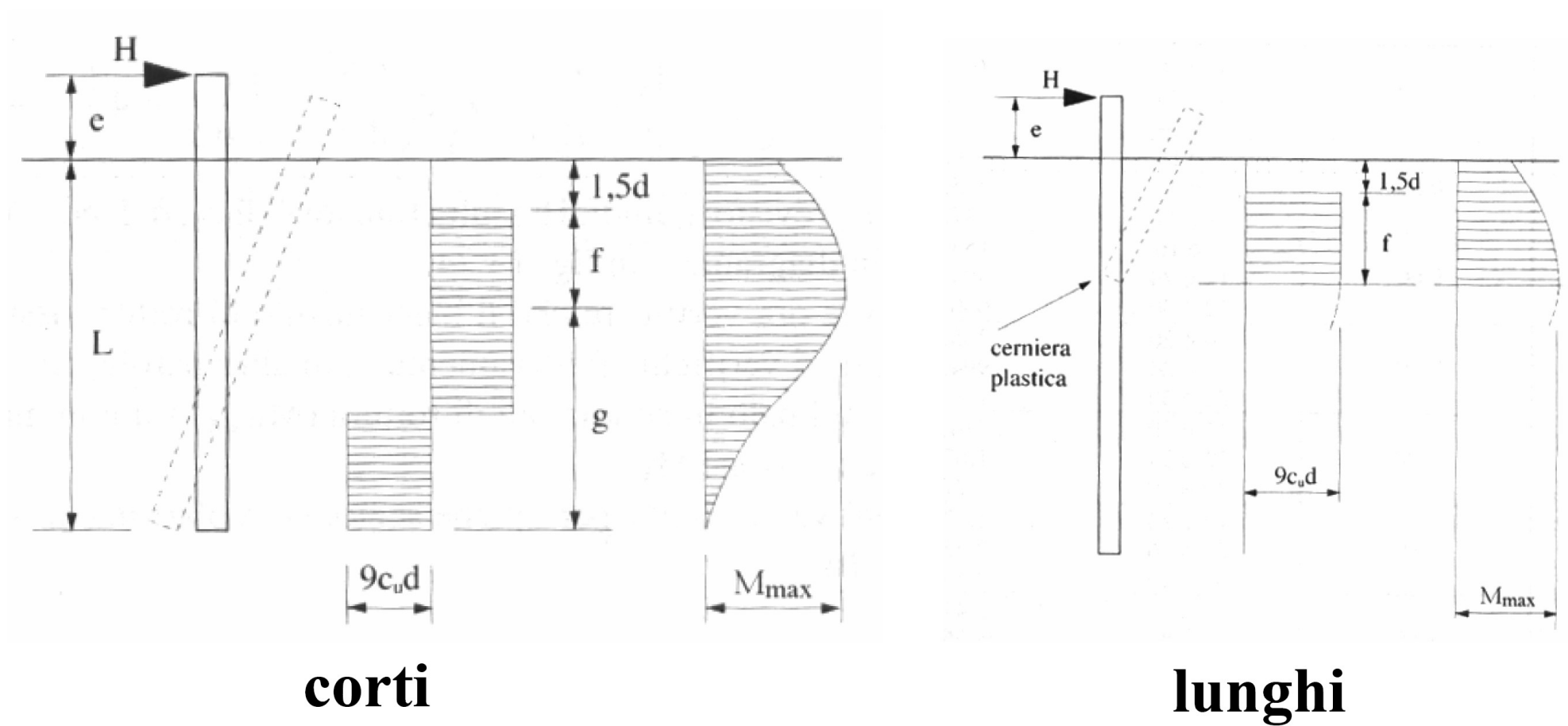
$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

METODI DI CALCOLO

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

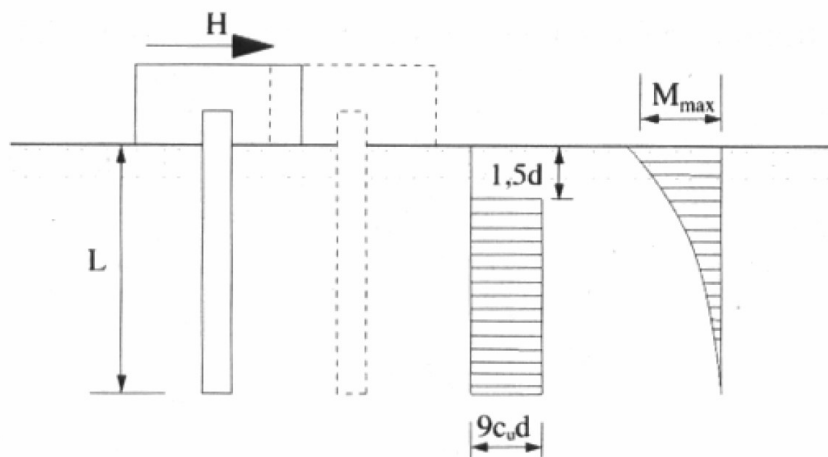
LIBERI IN TESTA – TERRENI COESIVI



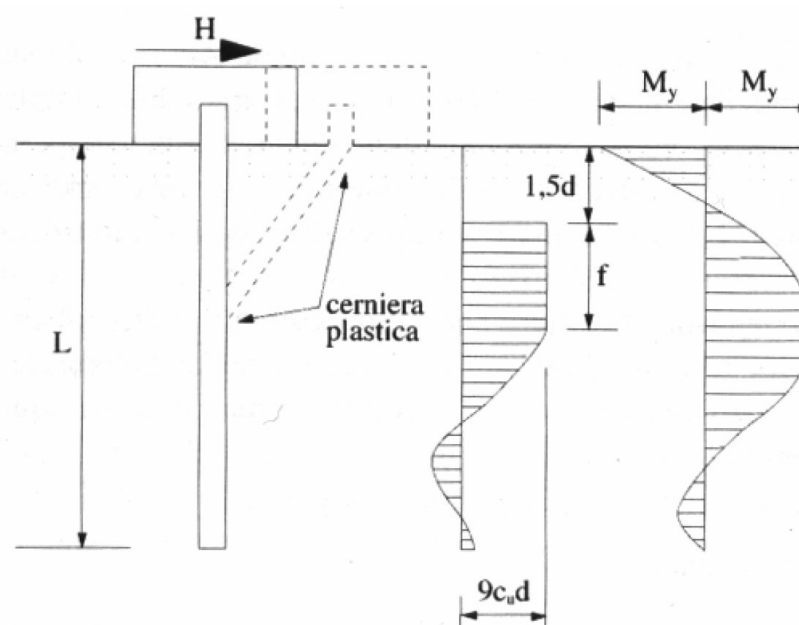
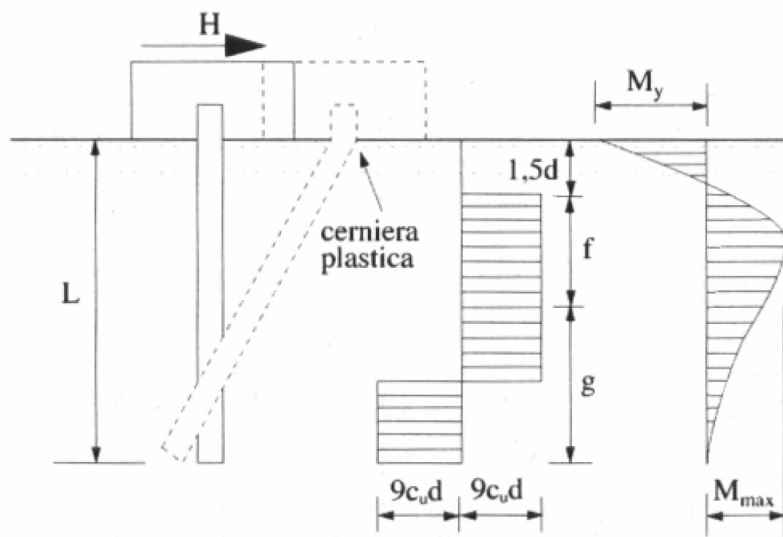
AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA – TERRENI COESIVI

corti



intermedi



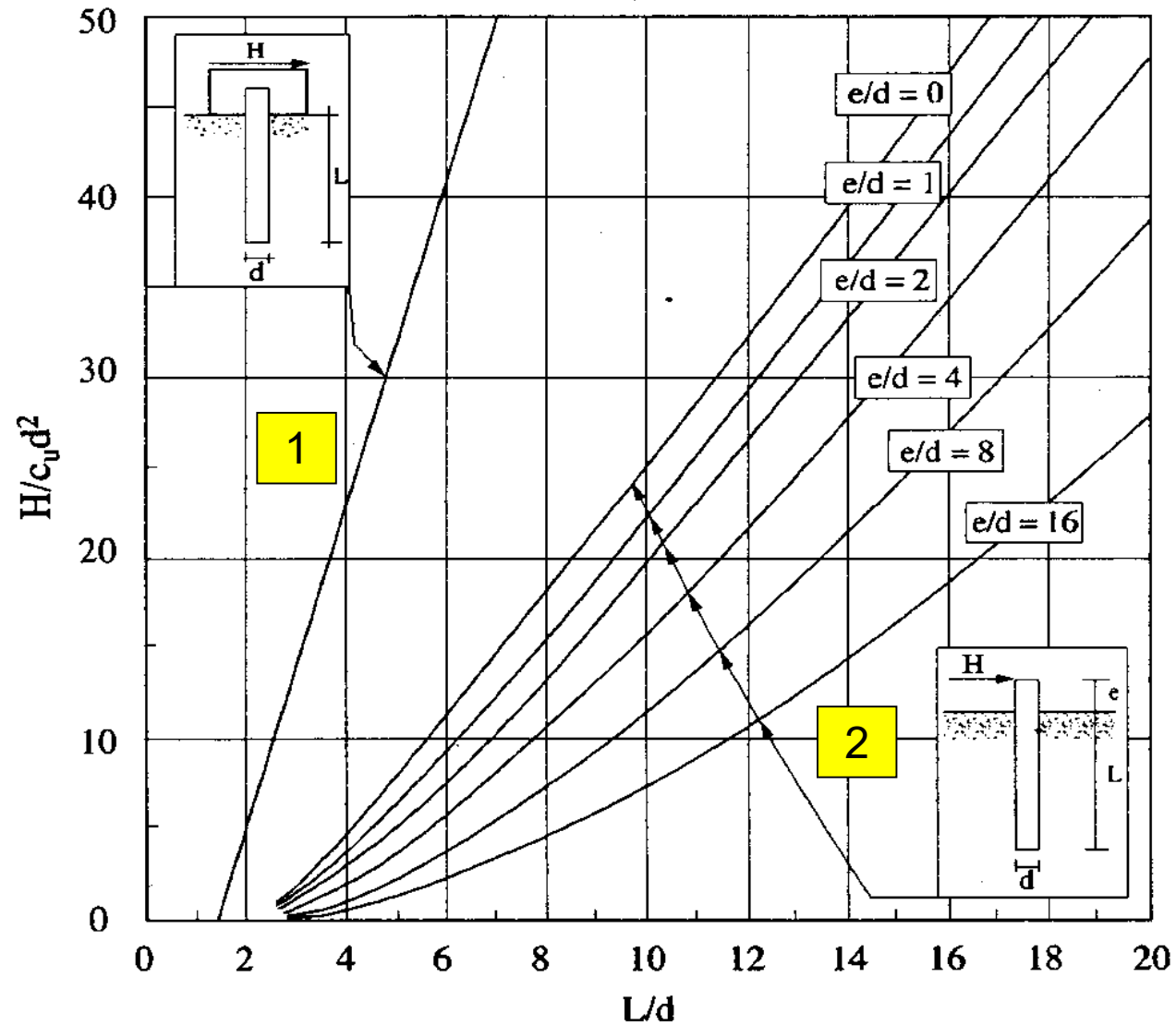
lunghi

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

TERRENI COESIVI – PALI CORTI

1

$$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$$



1

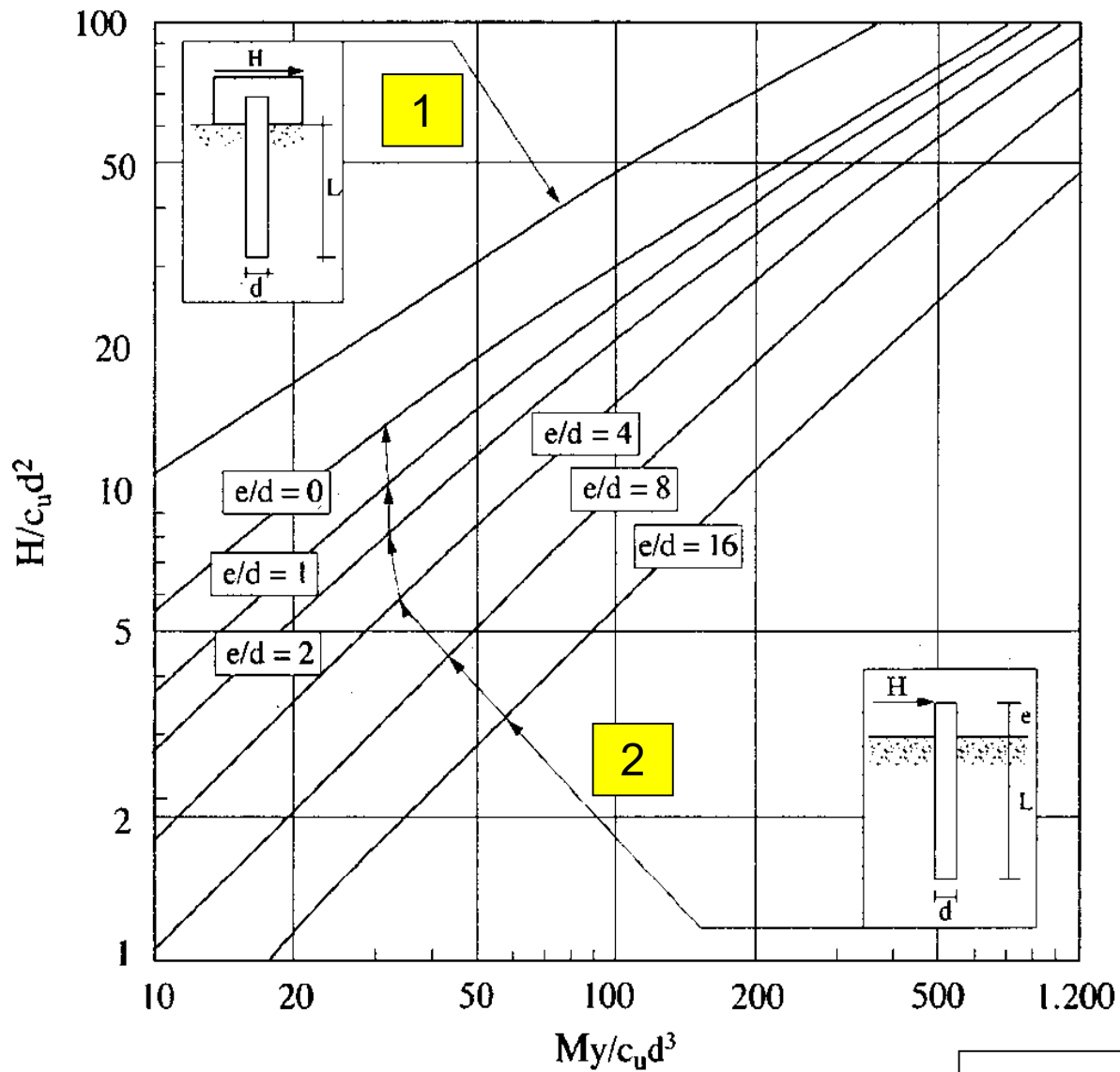
2

2

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(1,5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{L}{d} \frac{e}{d} + 6 \frac{e}{d} + 4,5}$$

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

TERRENI COESIVI – PALI LUNGHHI



1

$$\frac{H}{c_u d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

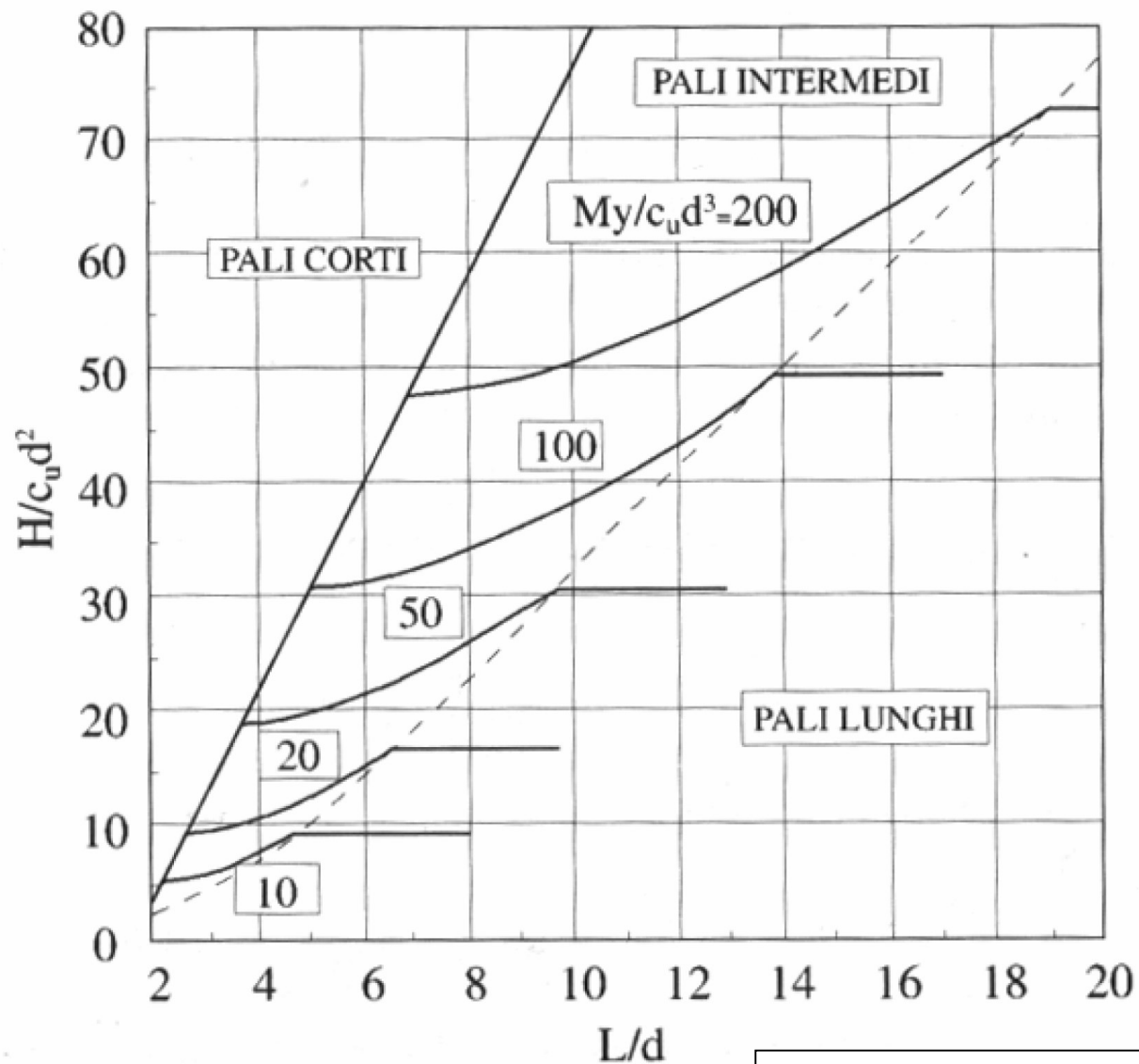
2

2

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{e}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 2,25}$$

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

TERRENI COESIVI – PALI INTERMEDI



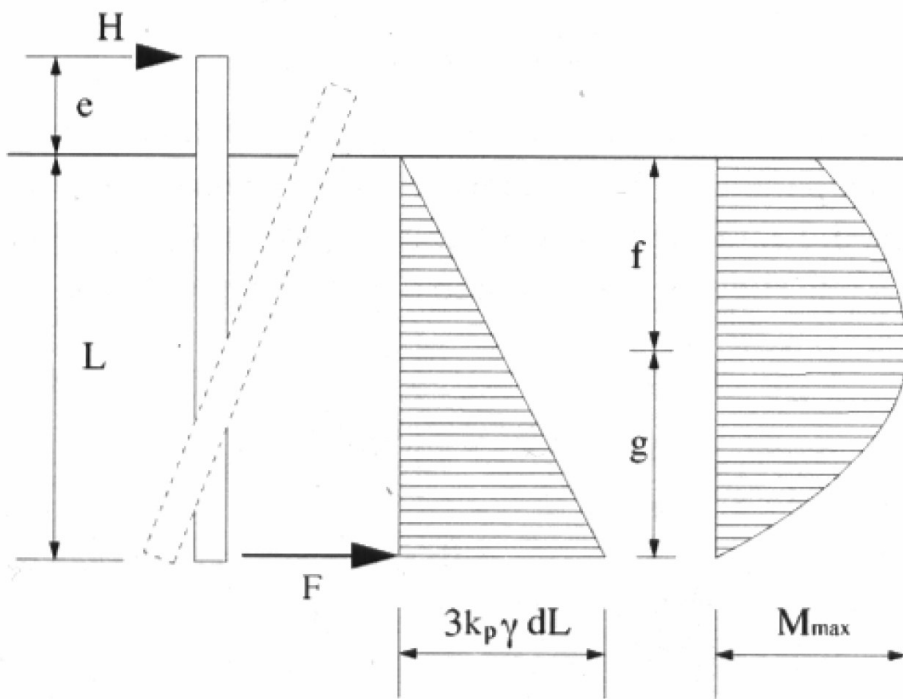
Viggiani 1999

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4,5}$$

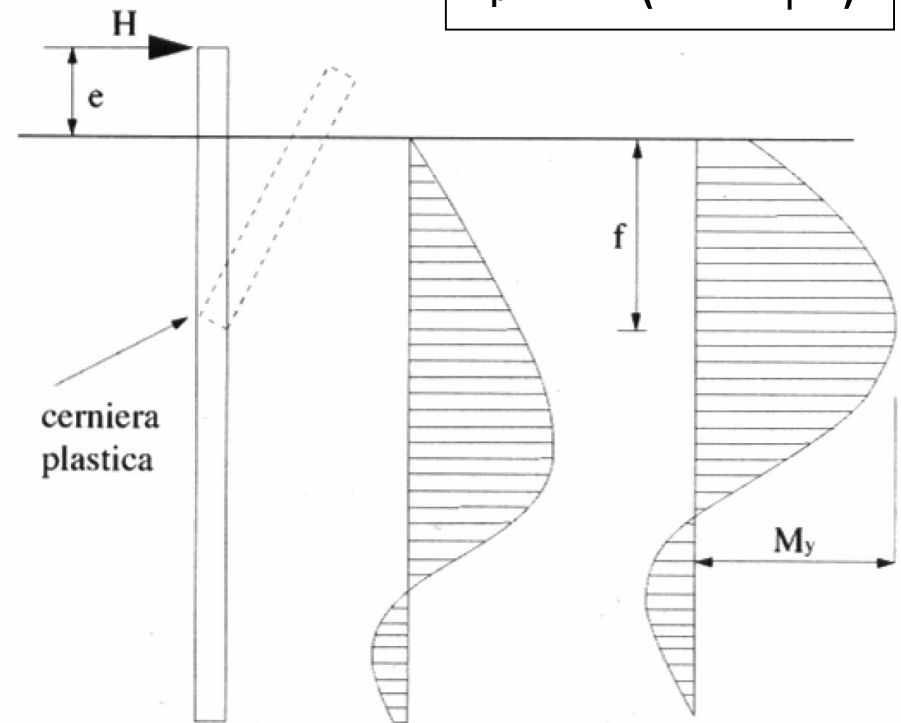
AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

LIBERI IN TESTA – TERRENI GRANULARI

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$



corti

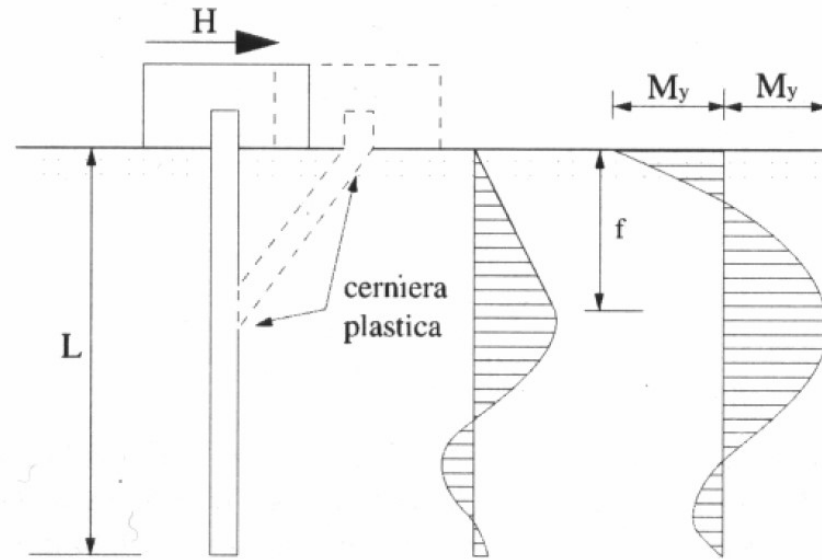
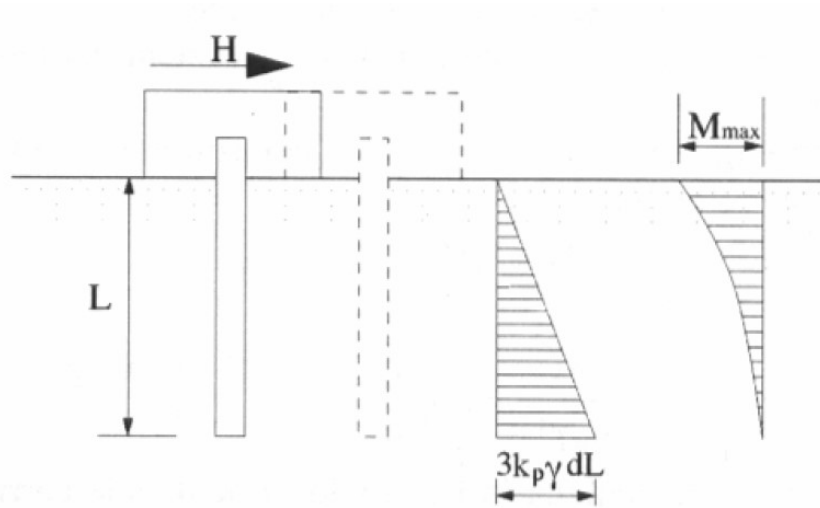


lunghi

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

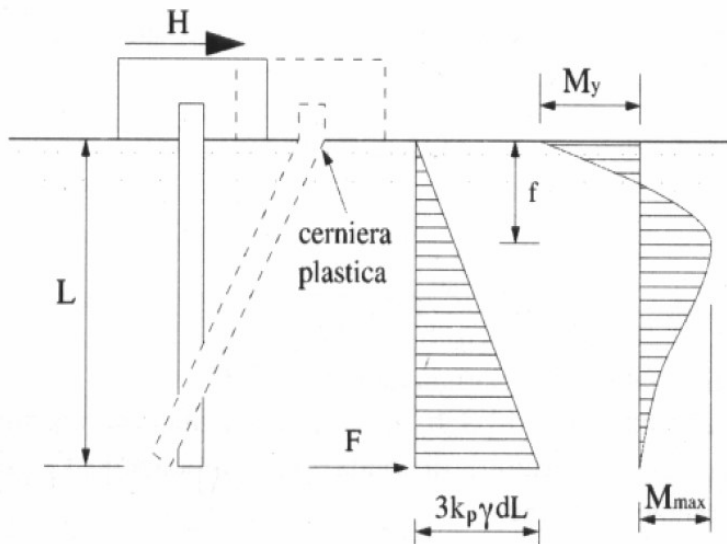
ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA – TERRENI GRANULARI

corti



lunghi

intermedi



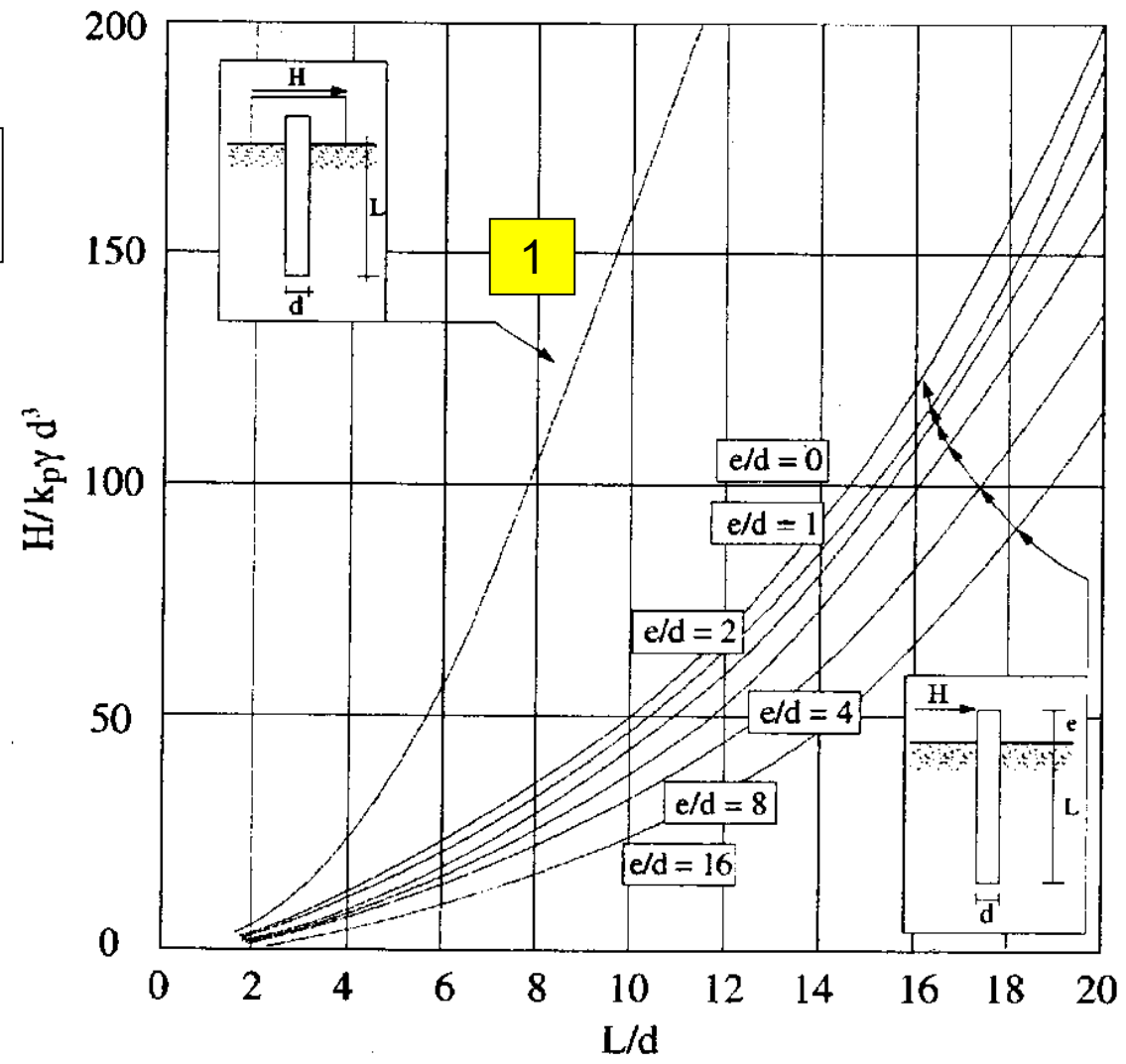
$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

TERRENI GRANULARI – PALI CORTI

1

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1,5 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$



1

2

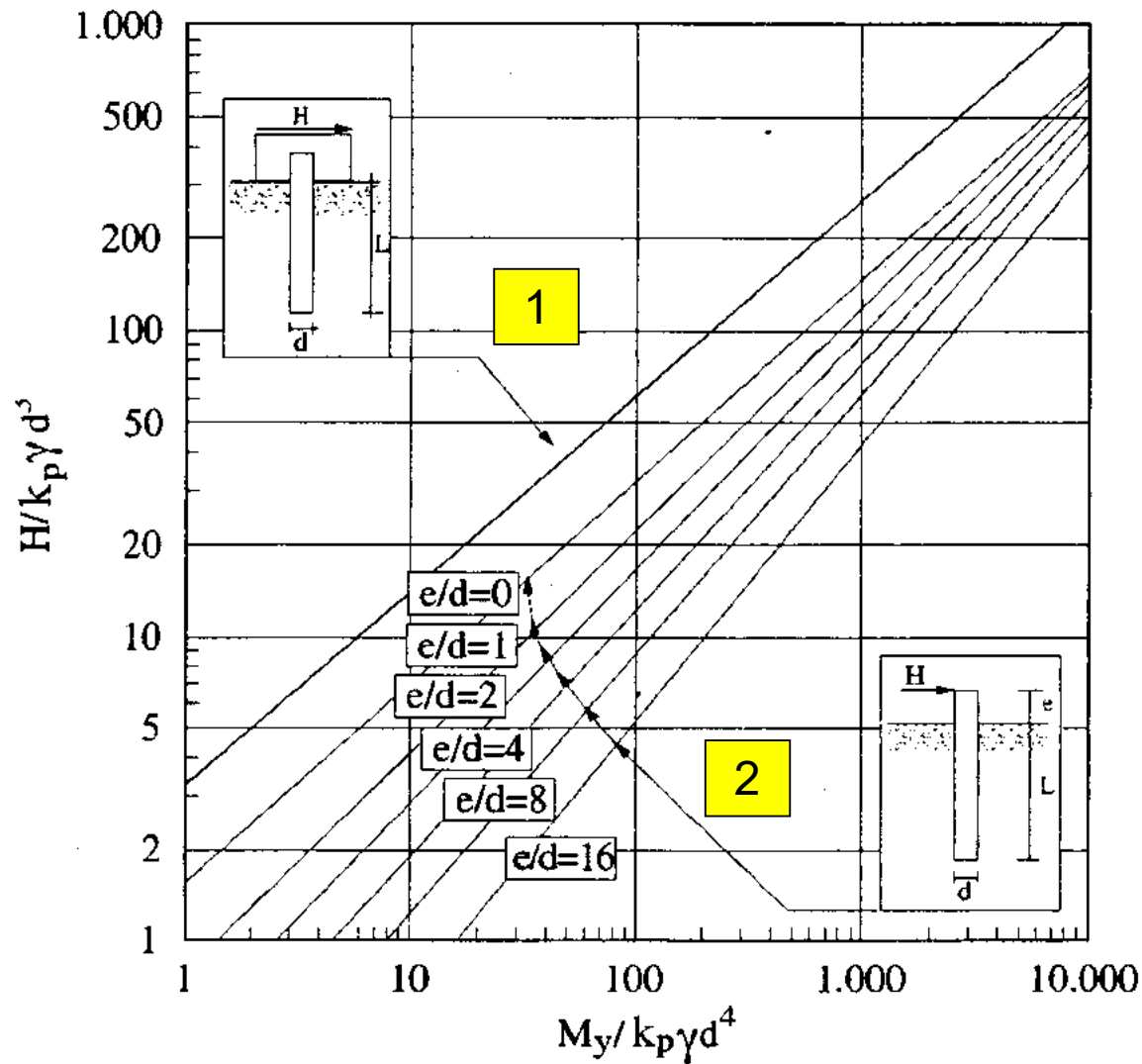
$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

2

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e+L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

TERRENI GRANULARI – PALI LUNGI



$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

1

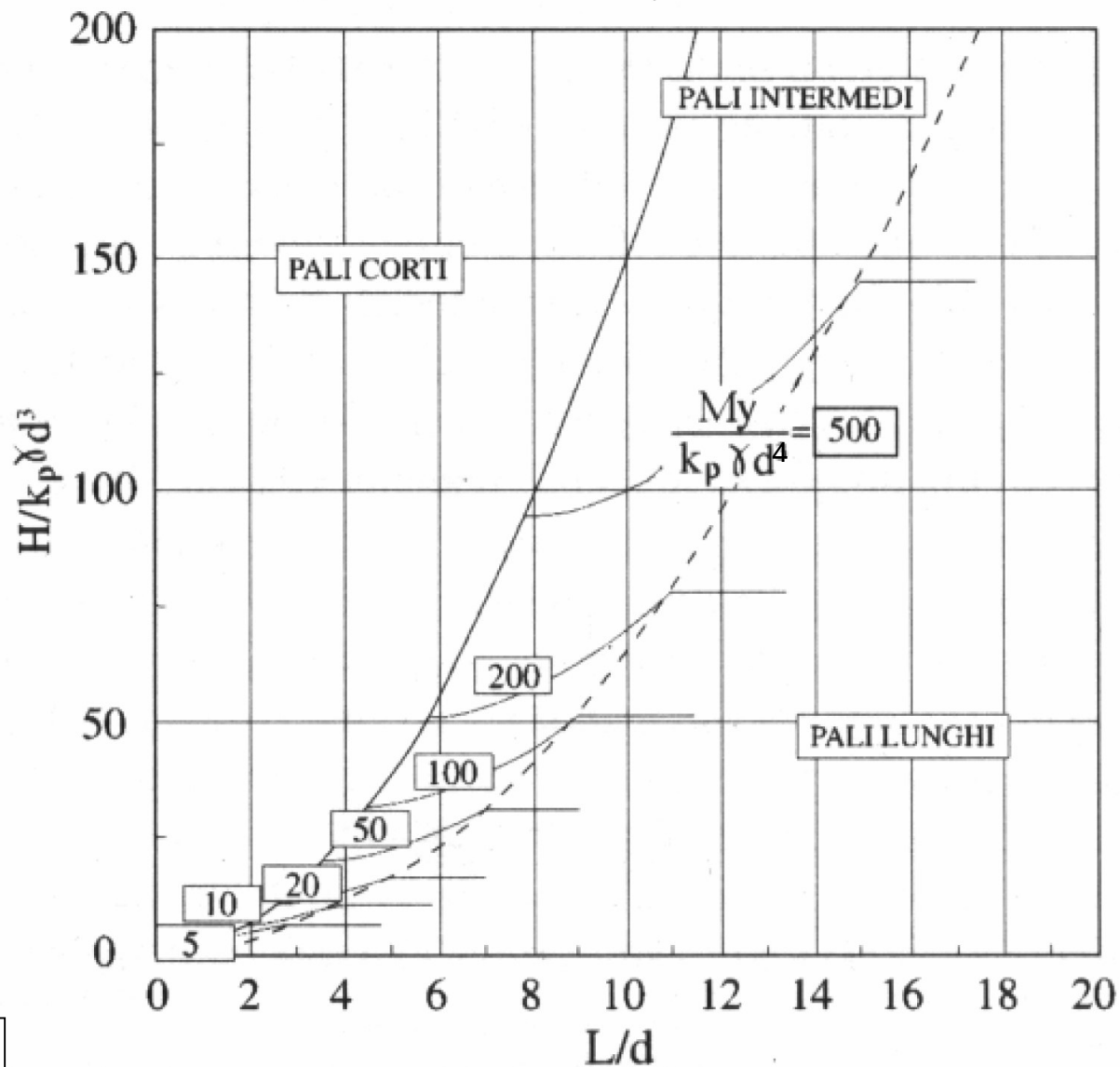
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

2

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

TERRENI GRANULARI – PALI INTERMEDI



$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L}$$

Diametro (m)	Armatura	M_y (kNm)*
0,40	6 ϕ 16	61,8
	8 ϕ 20	114,7
	8 ϕ 24	177,5
0,50	6 ϕ 16	89,2
	8 ϕ 20	215,7
	8 ϕ 24	347,1
0,60	8 ϕ 16	154,0
	12 ϕ 24	384,4
	12 ϕ 30	600,1
0,80	10 ϕ 20	365,8
	20 ϕ 24	994,3
	22 ϕ 30	1.574
1,00	16 ϕ 20	714,9
	22 ϕ 26	1.672
	30 ϕ 30	2.778
1,20	16 ϕ 24	1.235
	26 ϕ 26	2.330
	38 ϕ 30	4.333
1,50	24 ϕ 24	2.411
	40 ϕ 26	4.551
	44 ϕ 30	6.553

(*) Il valore di M_y è calcolato per $R_{ck} = 250$ e con $F_{eb}38K$; si è assunto un copriferro di 5 cm

momenti di plasticizzazione – sezioni circolari (Viggiani 1999)

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

resistenza calcolata: R_{calc}

resistenza caratteristica: R_k

resistenza di progetto: R_d

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)

NTC 2008

~~Approccio 1:~~

NTC 2018 solo Approccio 2

- Combinazione 1: ~~(A1+M1+R1)~~
- Combinazione 2: ~~(A2+M1+R2)~~

Approccio 2: (A1+M1+R3)

$$R_k = \text{Min} [(R_{\text{calc}})_{\text{media}} / \xi_3 ; (R_{\text{calc}})_{\text{min}} / \xi_4]$$

$$R_d = R_k / \gamma_T$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

**CONDIZIONI
SISMICHE:
AZIONI NON
AMPLIFICATE**

FONDAZIONI SU PALI

verifiche di sicurezza (SLU)

NTC 2018

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

VALE
ANCHE PER CARICHI
TRASVERSALI

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

$$R_d = R_k / \gamma_T$$

CONDIZIONI STATICHE:

Approccio 2: (A1+M1+R3)

CONDIZIONI SISMICHE:

azioni - parametri geotecnici: $\gamma = 1$

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.

ESEMPIO

PALO IN ARGILLA

palo libero in testa

momento plasticizzazione:

$$d = 1,20 \text{ m}$$

$$e = 0,90 \text{ m}$$

$$M_y = 2700 \text{ kNm}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$e/d = 0,75$$

$$M_y / (c_u d^3) = 39,1$$

$$c_u = 40 \text{ kPa}$$

$$L/d = 12,5$$

palo corto: $H / (c_u d^2) = 32$

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(1,5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{L}{d} \frac{e}{d} + 6 \frac{e}{d} + 4,5}$$

palo lungo: $H / (c_u d^2) = 13$

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{e}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 2,25}$$

corto: $H / (c_u d^2) = 32$

lungo: $H / (c_u d^2) = 13$

$$H = 1818 \text{ kN}$$

$$H = 755 \text{ kN}$$

valore minimo:

$$R_{\text{calc}} = H_{\text{MAX}} = 755 \text{ kN}$$

PALO IN ARGILLA

palo libero in testa

momento plasticizzazione:

$$d = 1,20 \text{ m}$$

$$e = 0,90 \text{ m}$$

$$M_y = 2700 \text{ kNm}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$e/d = 0,75$$

$$M_y / (c_u d^3) = 39,1$$

$$c_u = 40 \text{ kPa}$$

$$L/d = 12,5$$

corto: $H / (c_u d^2) = 32$

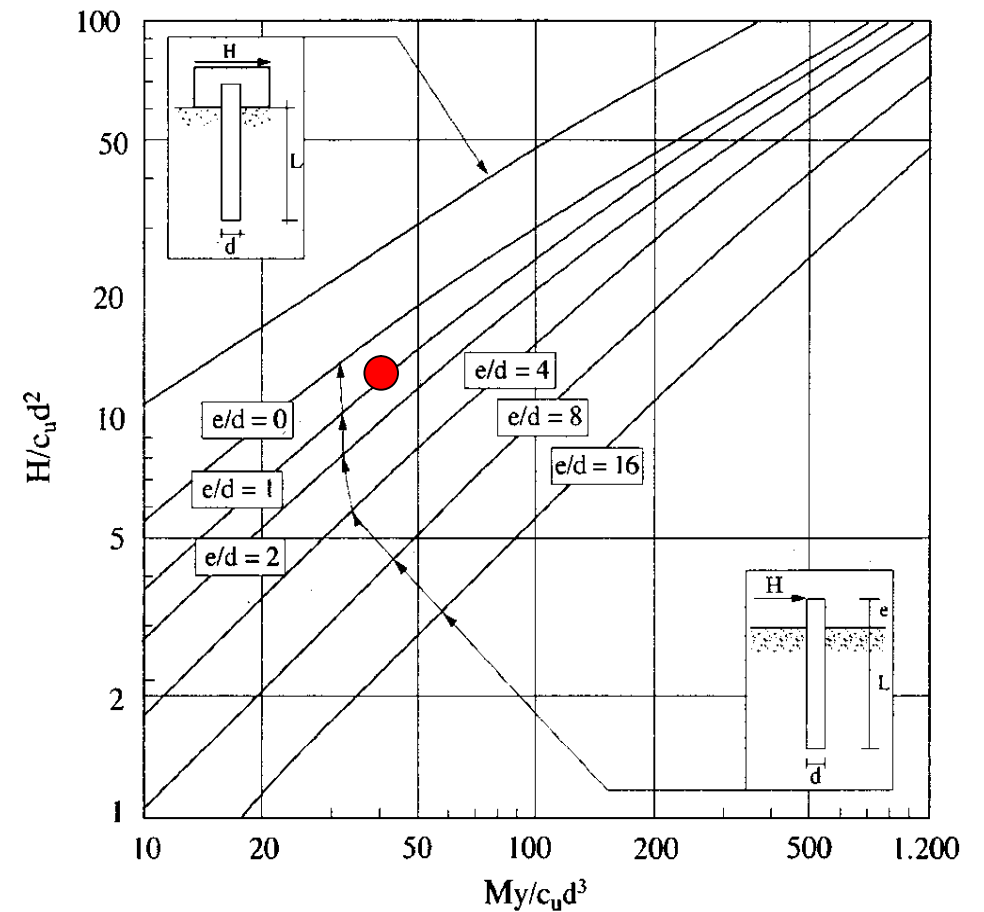
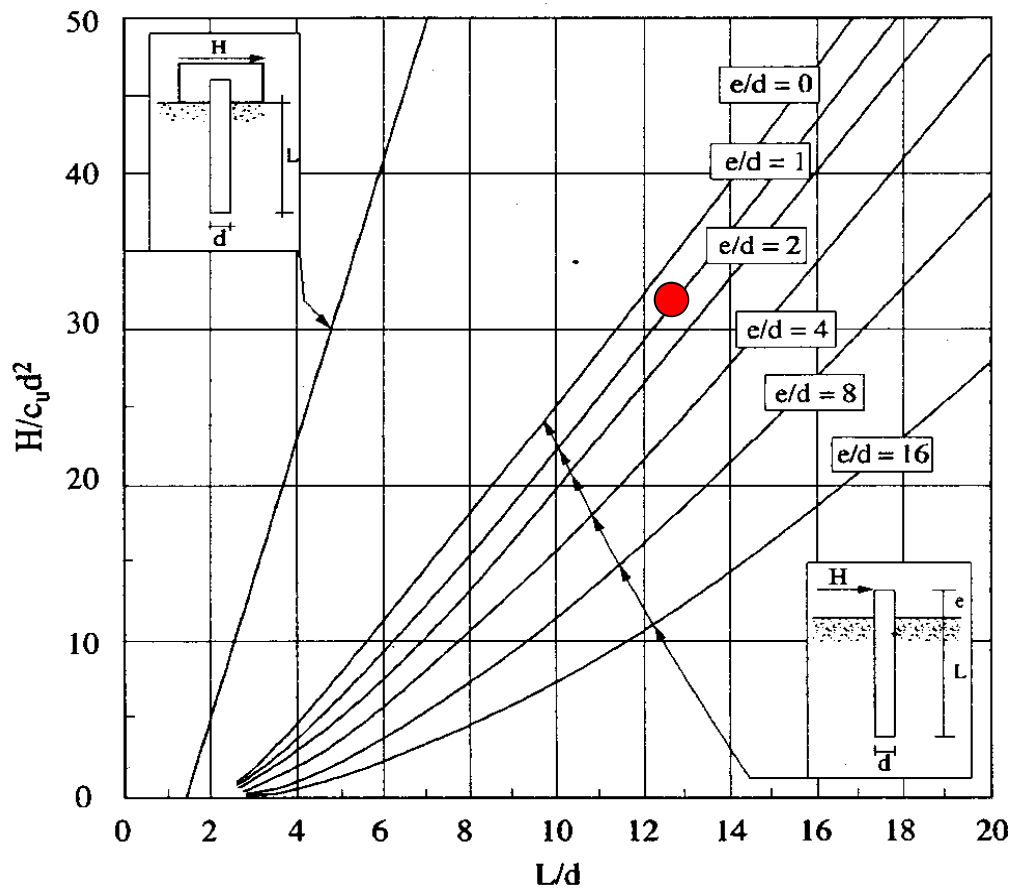
$$H = 1818 \text{ kN}$$

lungo: $H / (c_u d^2) = 13$

$$H = 755 \text{ kN}$$

valore minimo:

$$R_{calc} = H_{MAX} = 755 \text{ kN}$$



ESEMPIO

PALO IN ARGILLA

$$d = 1,20 \text{ m}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$c_u = 40 \text{ kPa}$$

palo vincolato in testa

$$L/d = 12,5$$

momento plasticizzazione:

$$M_y = 2700 \text{ kNm}$$

$$M_y / (c_u d^3) = 39,1$$

palo corto: $H / (c_u d^2) = 99$

$$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

palo lungo: $H / (c_u d^2) = 26$

$$\frac{H}{c_u d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

palo intermedio: $H / (c_u d^2) = 39$

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4,5}$$

corto: $H / (c_u d^2) = 99$ $H = 5702 \text{ kN}$

lungo: $H / (c_u d^2) = 26$ $H = 1518 \text{ kN}$

intermedio: $H / (c_u d^2) = 39$ $H = 2222 \text{ kN}$

valore minimo:

$$R_{\text{calc}} = H_{\text{MAX}} = 1518 \text{ kN}$$

N.B.: applicare coefficiente riduzione per effetto gruppo

PALI IN GRUPPO (Viggiani 1999)

rapporti interasse/diametro:

$i/d > 5$ efficienza $\eta \sim 1$

$i/d = 2,5 \div 3,0$ efficienza η può scendere fino al valore 0,5



FONDAZIONI SU PALI

verifiche di sicurezza (SLU)

NTC 2018

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

VALE
ANCHE PER CARICHI
TRASVERSALI

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

$$R_d = R_k / \gamma_T$$

CONDIZIONI STATICHE:

Approccio 2: (A1+M1+R3)

CONDIZIONI SISMICHE:

azioni - parametri geotecnici: $\gamma = 1$

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.

AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLE)

$k_h = \text{cost}$ (ARGILLE O.C.)

sollecitazioni in sommità: M, H

spostamento orizzontale in testa:

palo libero in testa:

$$\rho = [H/(k_h d L)] I_{\rho H} + [M/(k_h d L^2)] I_{\rho M}$$

palo incastrato in testa:

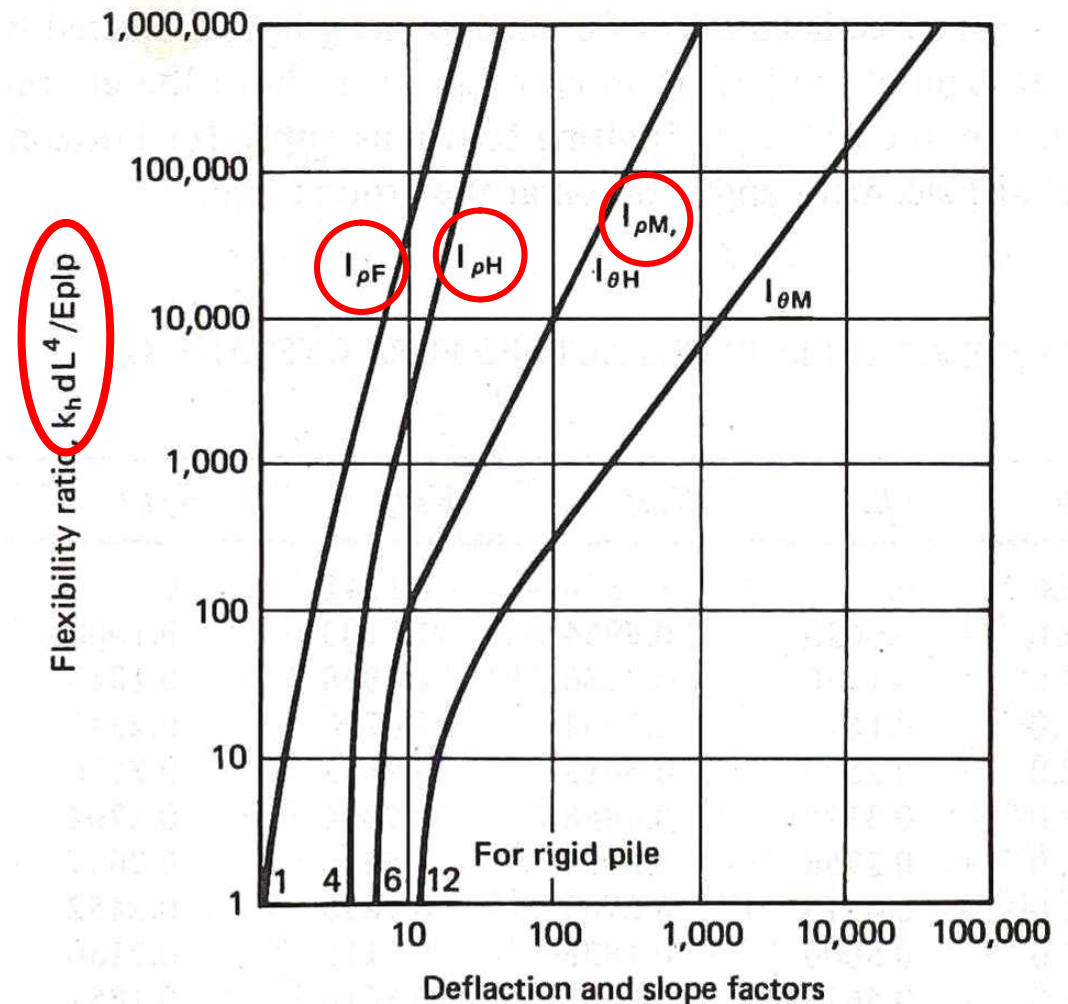
$$\rho = [H/(k_h d L)] I_{\rho F}$$

in funzione del valore adimensionale:

$$k_h d L^4 / E_p I_p \quad (I_p = \pi d^4 / 32)$$

$$k_h = (170 \div 800) c_u / d \quad (\text{Viggiani 1999})$$

$$k_h = 300 c_u / d \quad \text{valore ragionevole}$$



AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLE)

$$k_h = n_h z/d$$

(SABBIE - ARGILLE N.C.)

sollecitazioni in sommità: M, H

spostamento orizzontale in testa:

palo libero in testa:

$$\rho = [H/(n_h d L)] I_{\rho H} + [M/(n_h d L^2)] I_{\rho M}$$

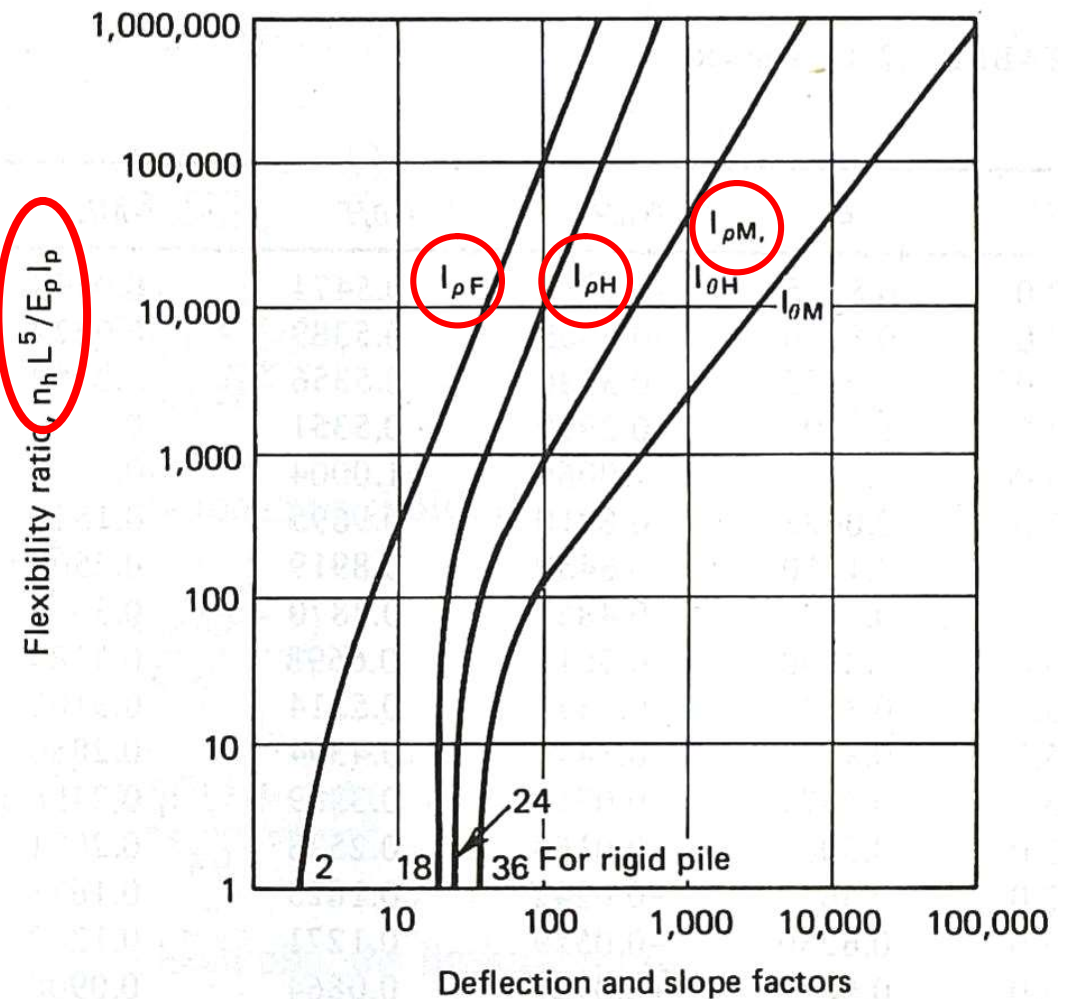
palo incastrato in testa:

$$\rho = [H/(n_h d L)] I_{\rho F}$$

in funzione del valore adimensionale:

$$n_h d L^5 / E_p I_p \quad (I_p = \pi d^4 / 32)$$

Tipo di terreno	n_h [N/cm ³]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson, 1970 Wilson, Hiltz, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968



Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
n_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

$$1 \text{ N/cm}^3 = 1000 \text{ kN/m}^3$$

PALI IN GRUPPO (Viggiani 1999)

rapporto interasse/diametro $i/d \sim 3$

gruppo di due pali: $k_{h,G} = 0,50 k_h$

gruppo di tre o quattro pali: $k_{h,G} = 0,33 k_h$

gruppo di cinque o più pali: $k_{h,G} = 0,25 k_h$