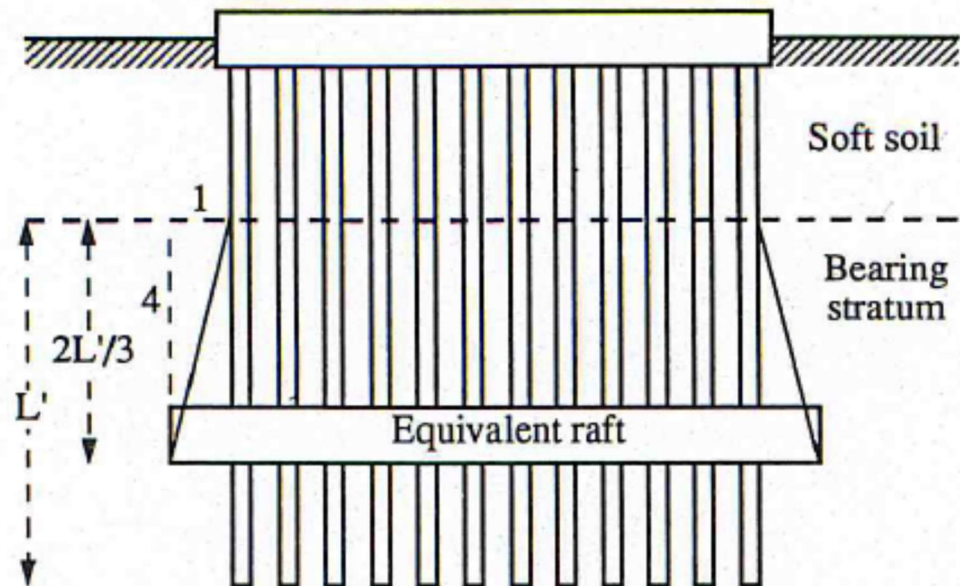
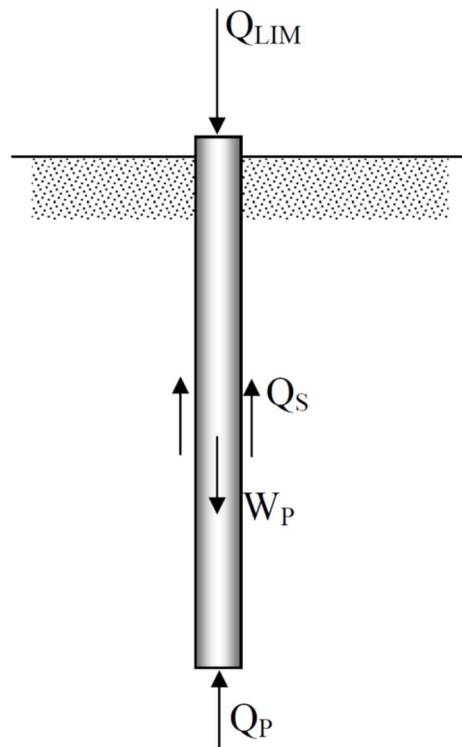


# Ordine degli Ingegneri della Provincia di Trieste

12 marzo 2025



## METODI DI CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE (CONFRONTO FRA I VARI TIPI DI PALO): VERIFICHE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI STATICHE E IN CONDIZIONI SISMICHE

**RICCARDO ZOPPELLARO - ingegnere geotecnico**

# **METODI DI CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE (CONFRONTO FRA I VARI TIPI DI PALO): VERIFICHE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI STATICHE E IN CONDIZIONI SISMICHE**

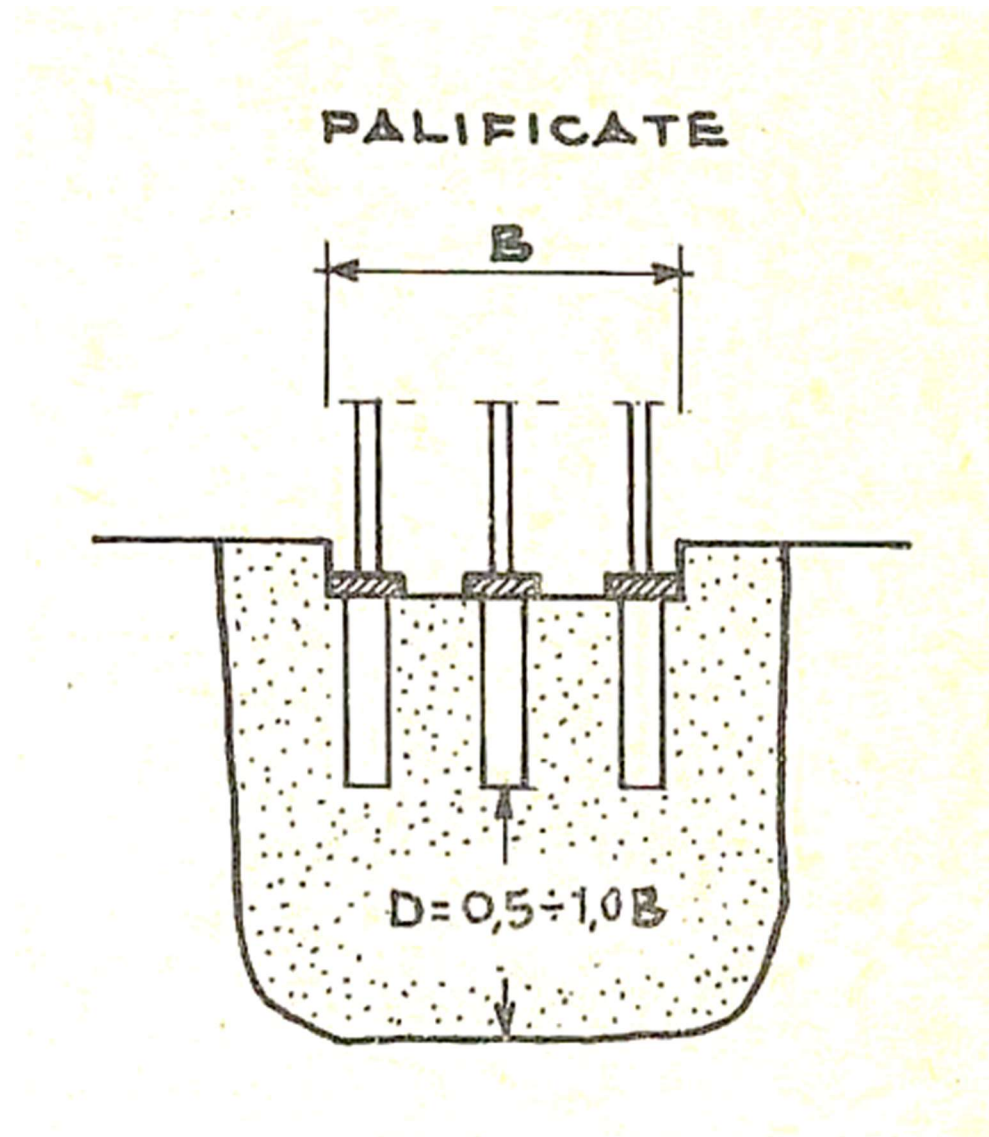
## **I N D I C E**

Premessa	pag. 3
Azioni verticali sui pali – RESISTENZE (SLU)	pag. 38
Azioni verticali sui pali – CEDIMENTI (SLE)	pag. 143
Fondazioni miste (platee su pali) – cenni	pag. 169
Azioni orizzontali sui pali – RESISTENZE (SLU)	pag. 184
Azioni orizzontali sui pali – SPOSTAMENTI e SOLLECITAZIONI (SLE)	pag. 199
Pali in condizioni sismiche	pag. 205

# **PREMESSA**

# FONDAZIONI SU PALI

volume significativo (A.G.I. 1977)





## Eurocodice 7 di seconda generazione (2022) – parte 3 (edizione provvisoria)

profondità minima di indagine ( $z_{\min}$ ) dalla base del palo

$$z_{\min} = \max (5 \text{ m} ; 3 d_b ; B_{\text{gruppo}})$$

$d_b$  = diametro del palo alla base

$B_{\text{gruppo}}$  = dimensione minore del rettangolo in pianta che circoscrive il gruppo di pali

# PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO

**terreni coesivi** (argille, argille limose, limi argillosi)

**condizioni non drenate** (a breve termine)

$c_u$  coesione non drenata

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

**condizioni drenate** (a lungo termine)

$\varphi'$  angolo resistenza al taglio efficace

$c'$  coesione efficace

**terreni granulari** (sabbie e ghiaie)

**condizioni drenate** (sempre)

$\varphi'$  angolo resistenza al taglio efficace

$c' = 0$  coesione efficace

# TERRENI COESIVI – CONDIZIONI NON DRENATE

**TERRENI COESIVI**  
coesione non drenata  **$C_u$**

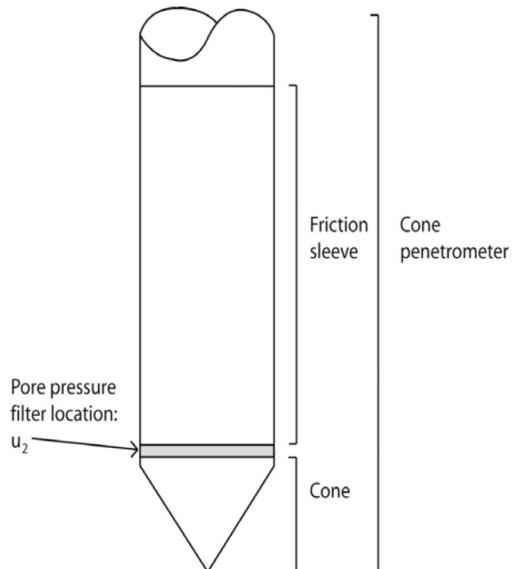


**TORVANE**

$C_u$ (kPa)	CONSISTENZA
< 20	molto molle (very soft)
20-40	molle (soft)
40-75	media consistenza (firm)
75-150	compatta (stiff)
150-300	molto compatta (very stiff)
> 300	dura (hard)

prove di compressione libera  
prove triassiali  
prove di taglio semplice  
prove CPTU-CPTM  
Torvane

$C_u$  da prove triassiali (UU) ottimo criterio



CPT meccanica: **(CPTM)**

$$C_u = q_c / k$$

$$k = 15 \div 25$$

CPT piezoconica: **(CPTU)**

$$C_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt}$$

$$N_{kt} = 14 \div 16$$

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

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale

$a$  = costante  $u_2$  = prex interstiziale

$q_t$  = valore corretto della resistenza alla punta  $q_c$  = valore misurato

# TERRENI COESIVI – CONDIZIONI DRENATE

angolo di resistenza al taglio – coesione efficace

argille NC normalmente consolidate (argille tenere):

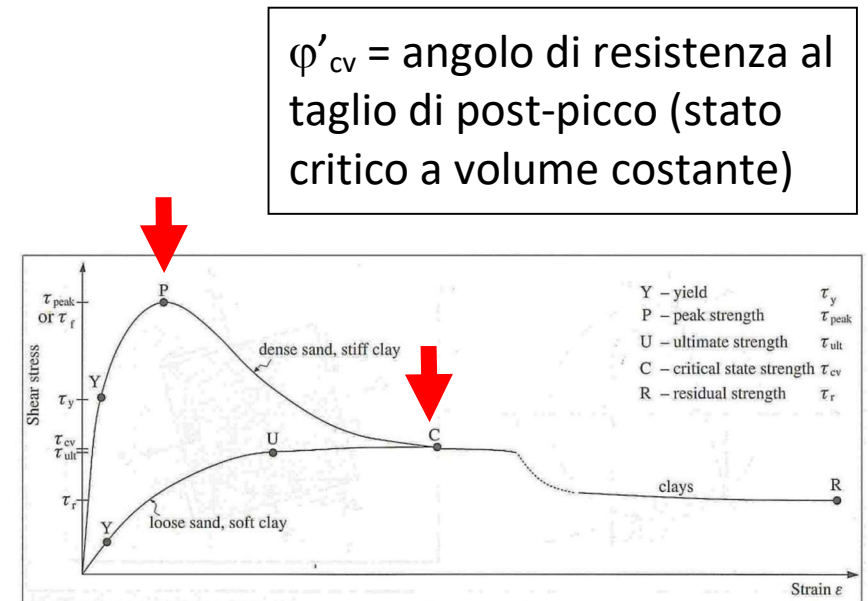
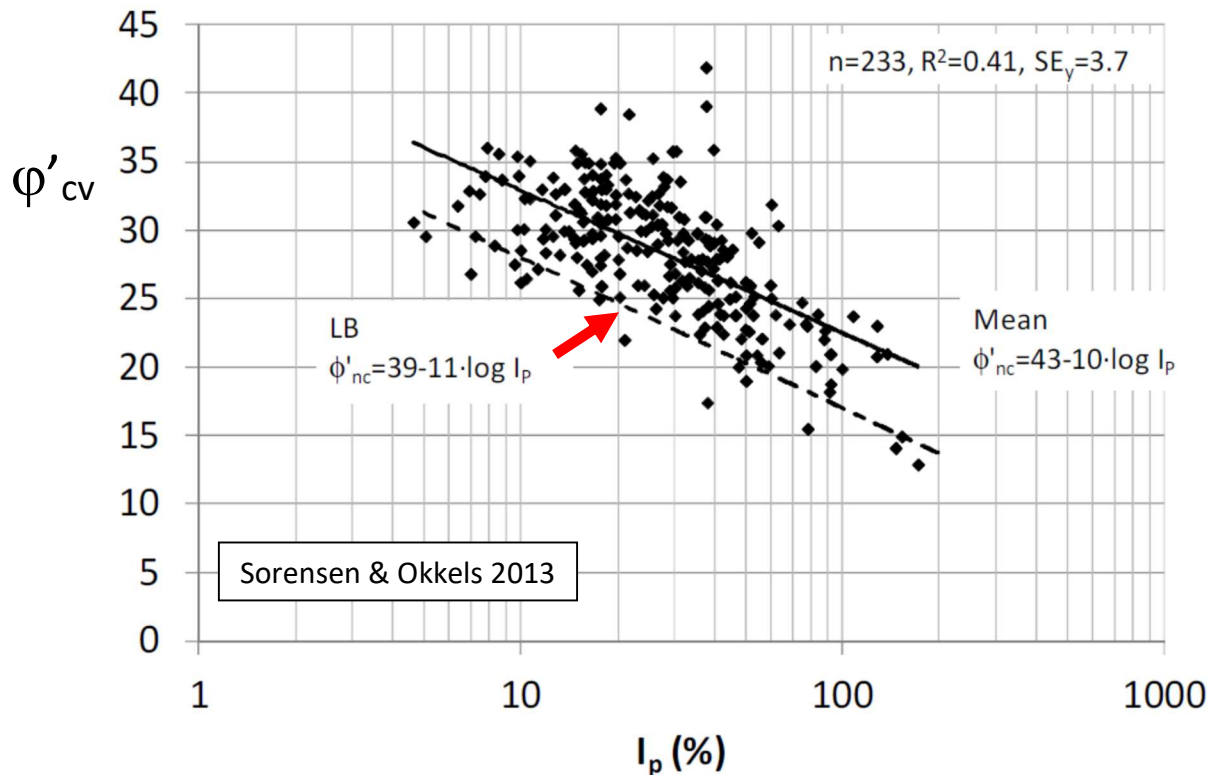
$$\varphi' \equiv \varphi'_{cv} \quad c' = 0$$

argille OC sovra consolidate (argille compatte):

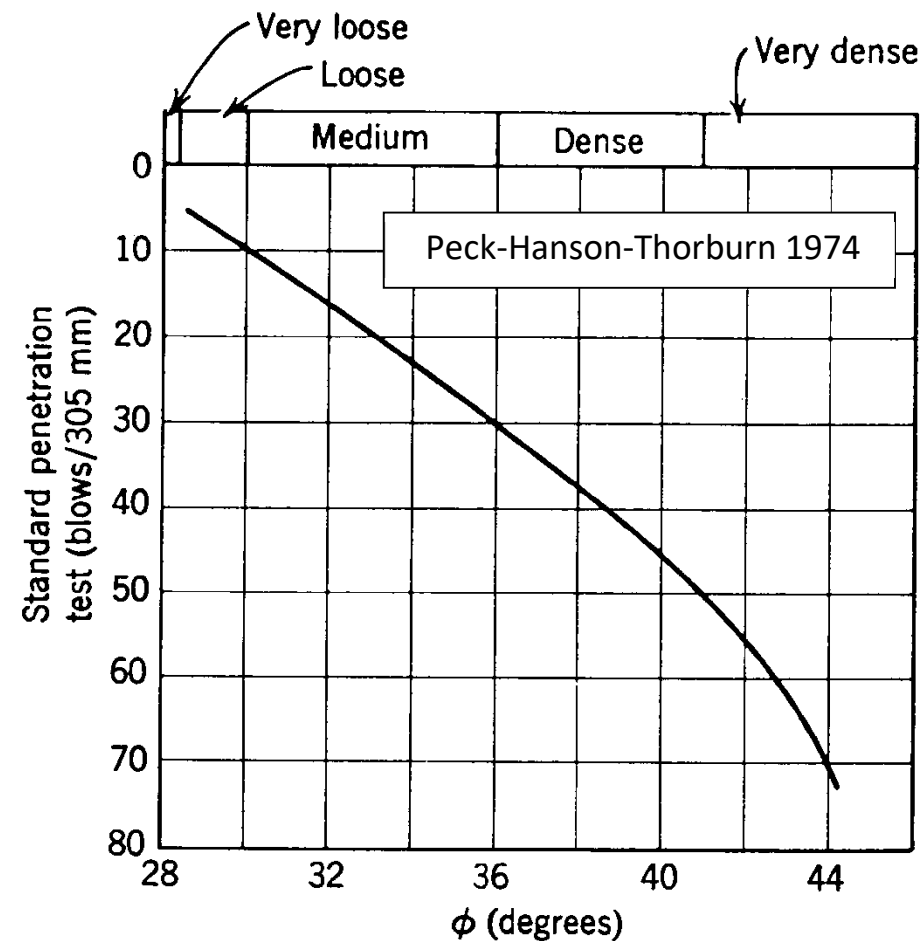
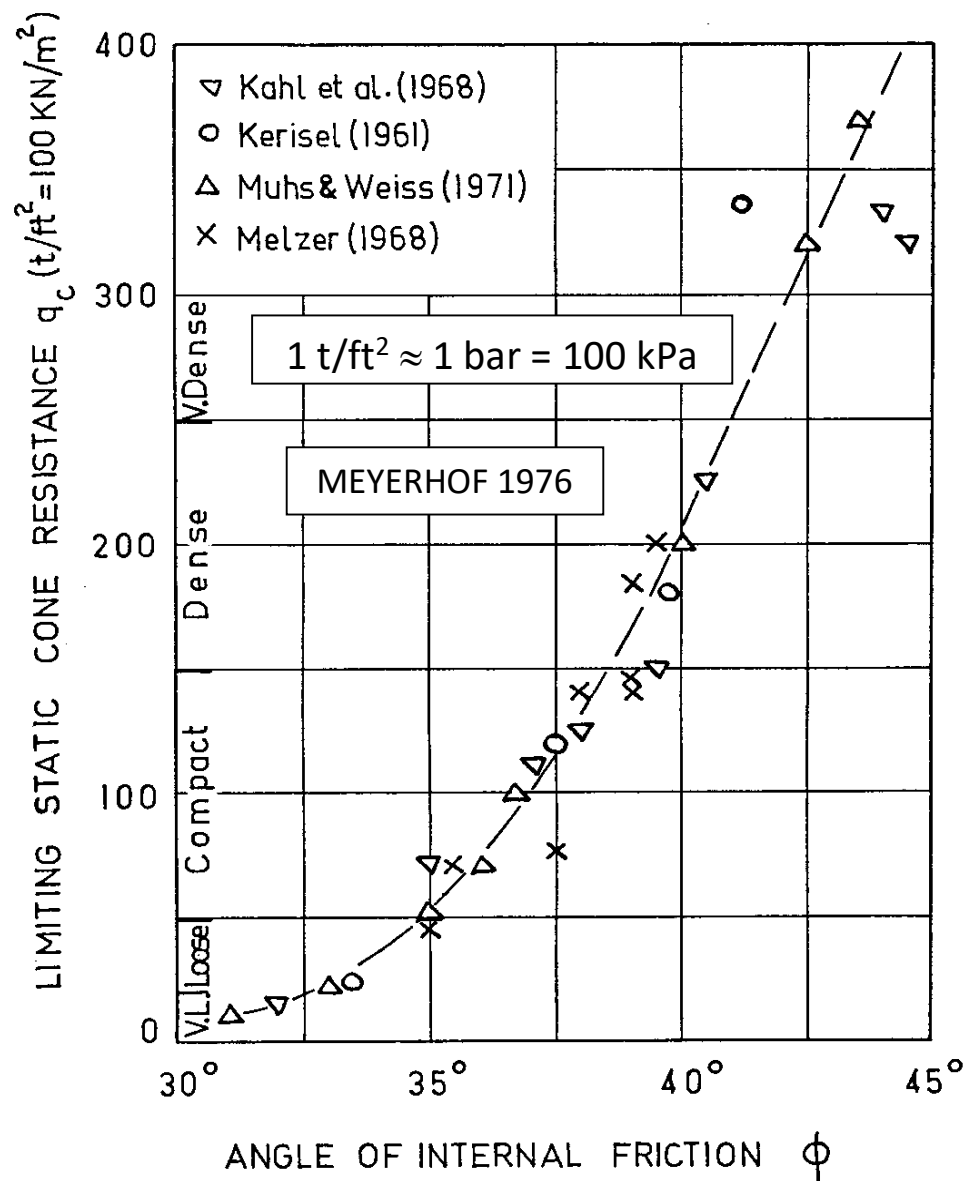
$$\varphi' \approx \varphi'_{cv} \quad c' > 0$$

Sorensen & Okkels 2013

$$c' \approx 0,1 c_u$$



$\varphi'_{cv}$  = angolo di resistenza al taglio di post-picco (stato critico a volume costante)



alcune semplici valutazioni

**TERRENI GRANULARI**

prove CPT – SPT

angolo resistenza al taglio efficace di picco  $\phi'_p$

condizioni di post-picco:  $\varphi'_{cv} < \varphi'_p$

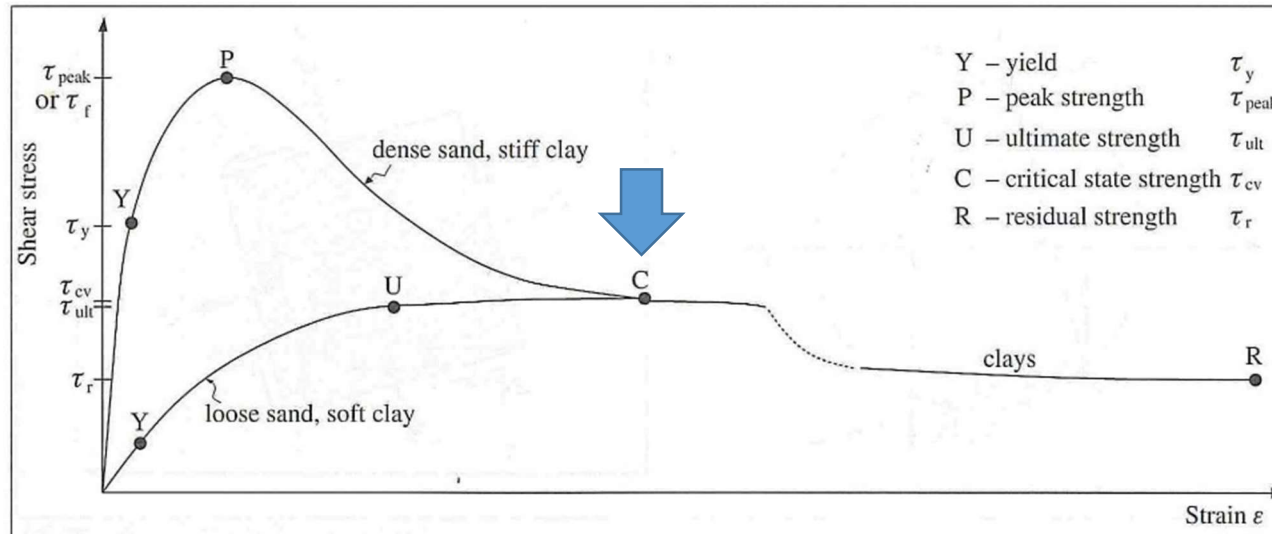
sabbie:  $\varphi'_{cv} = 29 \div 33^\circ$

ghiaie:  $\varphi'_{cv} > 33^\circ$

## TERRENI GRANULARI

angolo resistenza al taglio di post-picco  
(stato critico, a volume costante)

$$\varphi'_{cv} < \varphi'_p$$



$\varphi'_{cv}$  o  $\varphi'_p$  per il dimensionamento del palo ?

OPINIONI DIVERSE

## PARAMETRI VARI

$\sigma_{vo} = \sum \gamma h$  ,  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u$     pressione verticale (geostatica) totale ed efficace (rispettivamente)

$\gamma = \gamma_{tot}$     peso dell'unità di volume naturale (totale, saturo se sotto falda)

$u$     pressione dell'acqua nei pori

$\sigma'_p = \sigma'_{v.MAX}$     pressione di pre-consolidazione (pressione verticale efficace massima raggiunta in passato)

$\sigma'_p = \text{Yield Stress}$     tiene conto di altri effetti (essiccazione, aging, creep e altro)

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

Terreni coesivi:

$OCR = 1$     terreni teneri NC (normalmente consolidati)

$OCR = 1 \div 3$     terreni leggermente OC (sovra consolidati)

$OCR = 3 \div 9$     terreni mediamente OC

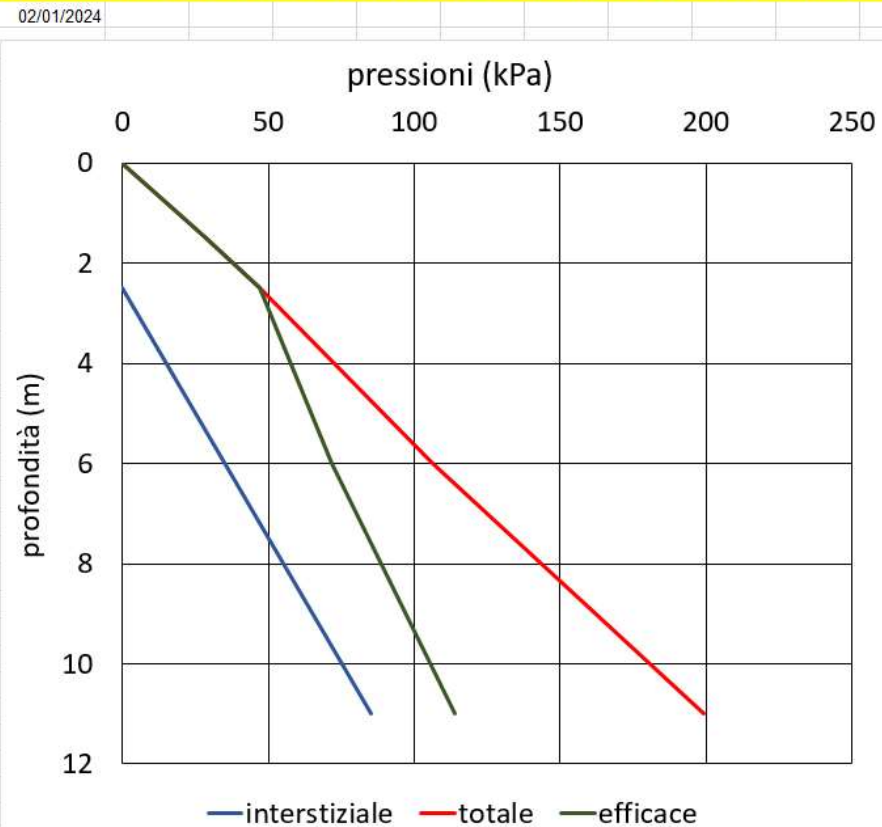
$OCR > 9$     terreni fortemente OC



CONSISTENZA  
CRESCENTE

FILEHOMEINSERISCI								LAYOUT DI PAGINA		FORMULE		DATI		REVISIONE		VISUALIZZA	
G3		✕		✓		fx		11									
PRESSIONI GEOSTATICHE																	
prof. max (m) =		11		profondità (m) =		11											
pressione acqua nei pori (idrostatica)						u <sub>0</sub> (kPa) =		85									
pressione verticale (geostatica) totale						σ <sub>v0</sub> (kPa) =		114									
pressione verticale (geostatica) efficace						σ' <sub>v0</sub> (kPa) =		29									
FALDA: prof. (m) =								2,5		N.B. falda all'interfaccia fra due strati successivi							
										BASE strato							
strato		spessore (m)		γ <sub>tot</sub> (kN/m <sup>3</sup> )		prof.(m)		u <sub>0</sub> (kPa)		σ <sub>v0</sub> (kPa)		σ' <sub>v0</sub> (kPa)					
1		1,5		19		1,5		0		28,5		28,5					
2		1		18,5		2,5		0		47		47					
3		3,5		17		6		35		106,5		71,5					
4		5		18,5		11		85		199		114					
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	
21																	
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	

N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo





# PARAMETRI DI DEFORMAZIONE DEL TERRENO

**terreni coesivi** (argille, argille limose, limi argillosi)

**condizioni non drenate** (a breve termine)

$E_u$  modulo di deformazione (Young) non drenato

**condizioni drenate** (a lungo termine)

$E'$  modulo di deformazione (Young) drenato

$M_o$  modulo di deformazione edometrico

**terreni granulari** (sabbie e ghiaie)

**condizioni drenate** (sempre)

$E'$  modulo di deformazione (Young) drenato

$M_o$  modulo di deformazione edometrico

**terreni coesivi - terreni granulari**

$G$  modulo di taglio



MODULO DI TAGLIO (piccole deformazioni):  $G_o = G_{max}$

## INDAGINI GEOFISICHE

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

correlazioni: Fleming et Al. 2009

ARGILLE:  $G_o/c_u = 500 \div 640$

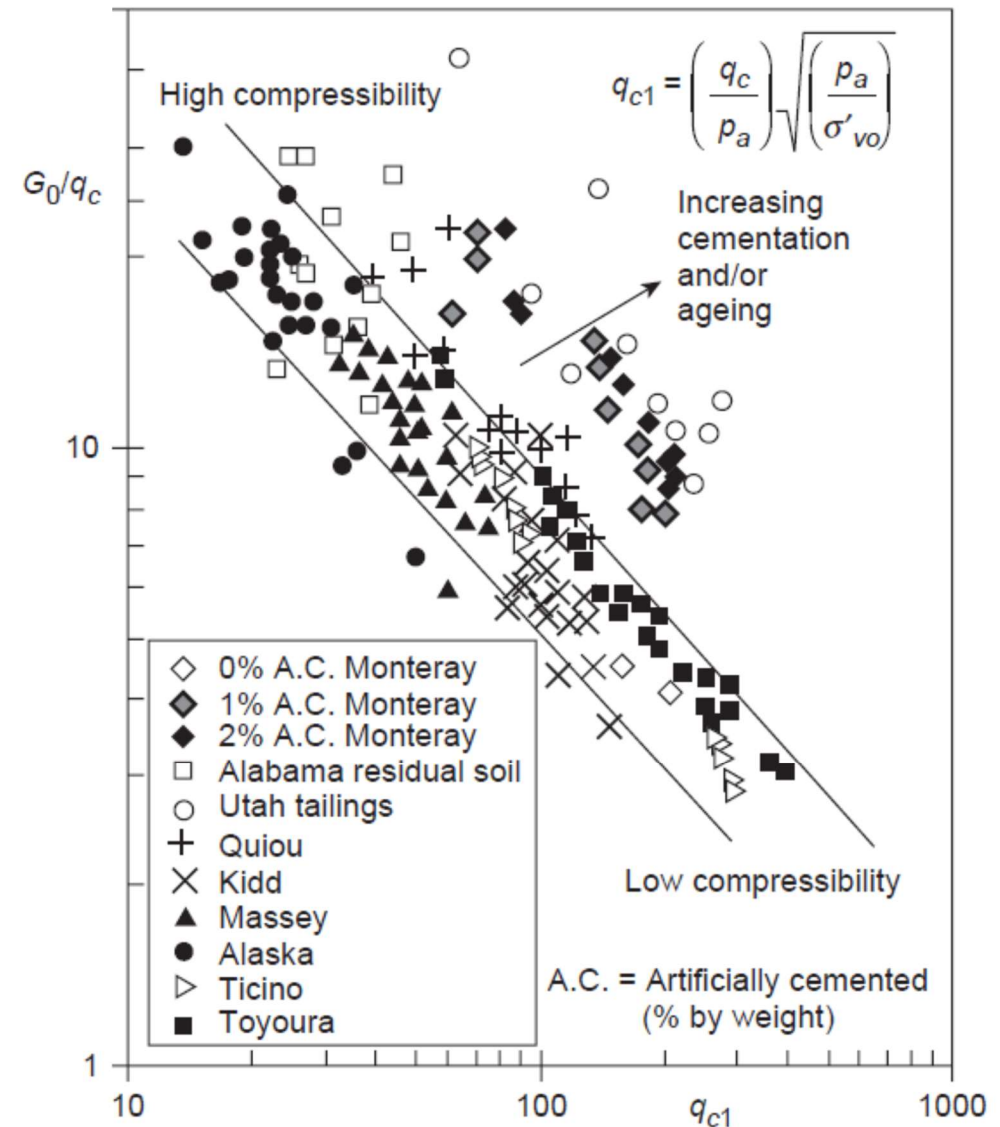
SABBIE:

SPT:  $G_o/p_a = 120 (N_{SPT})^{0,8}$

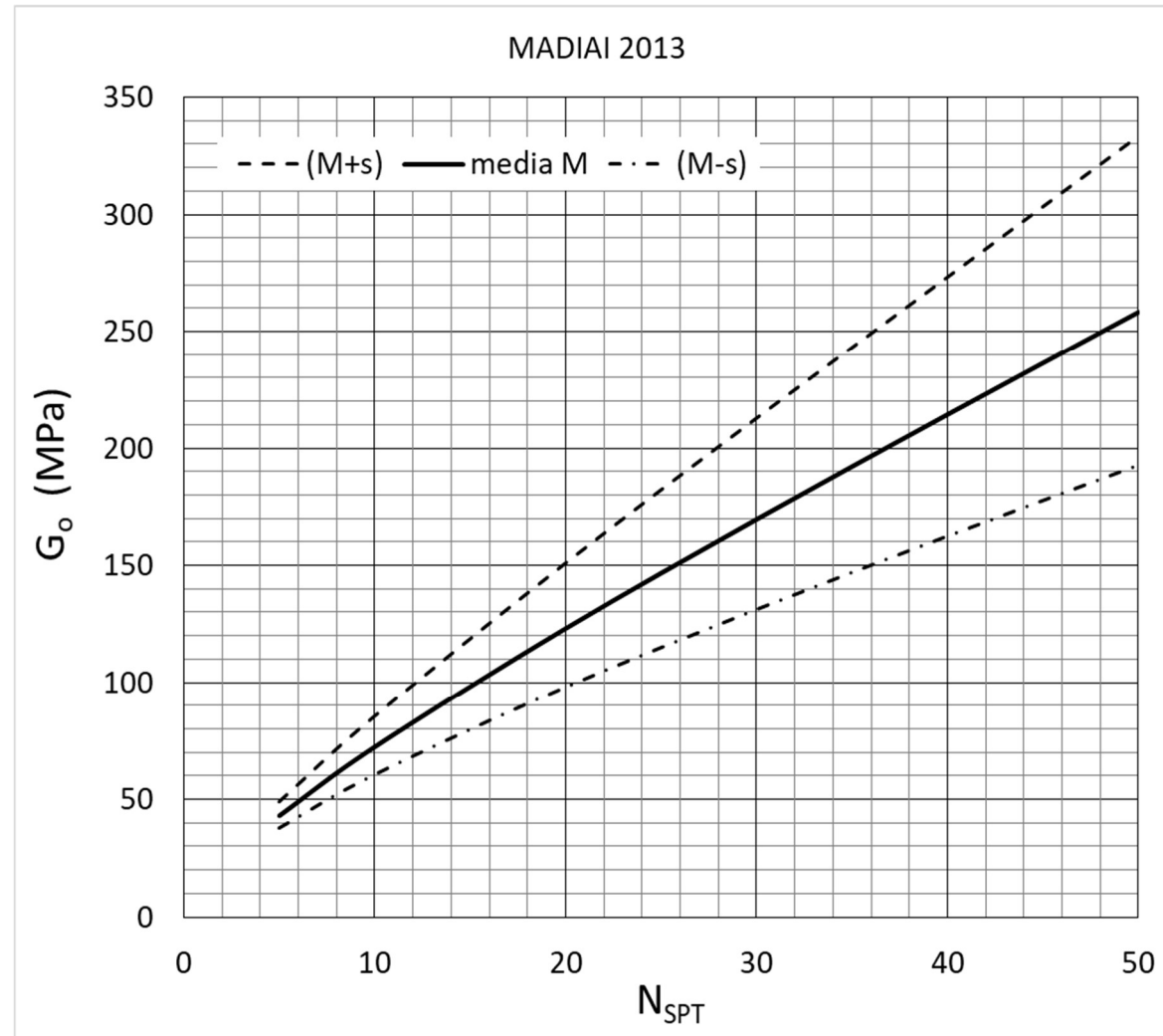
CPT: vedi diagramma

MODULO DI YOUNG (tangente iniziale):

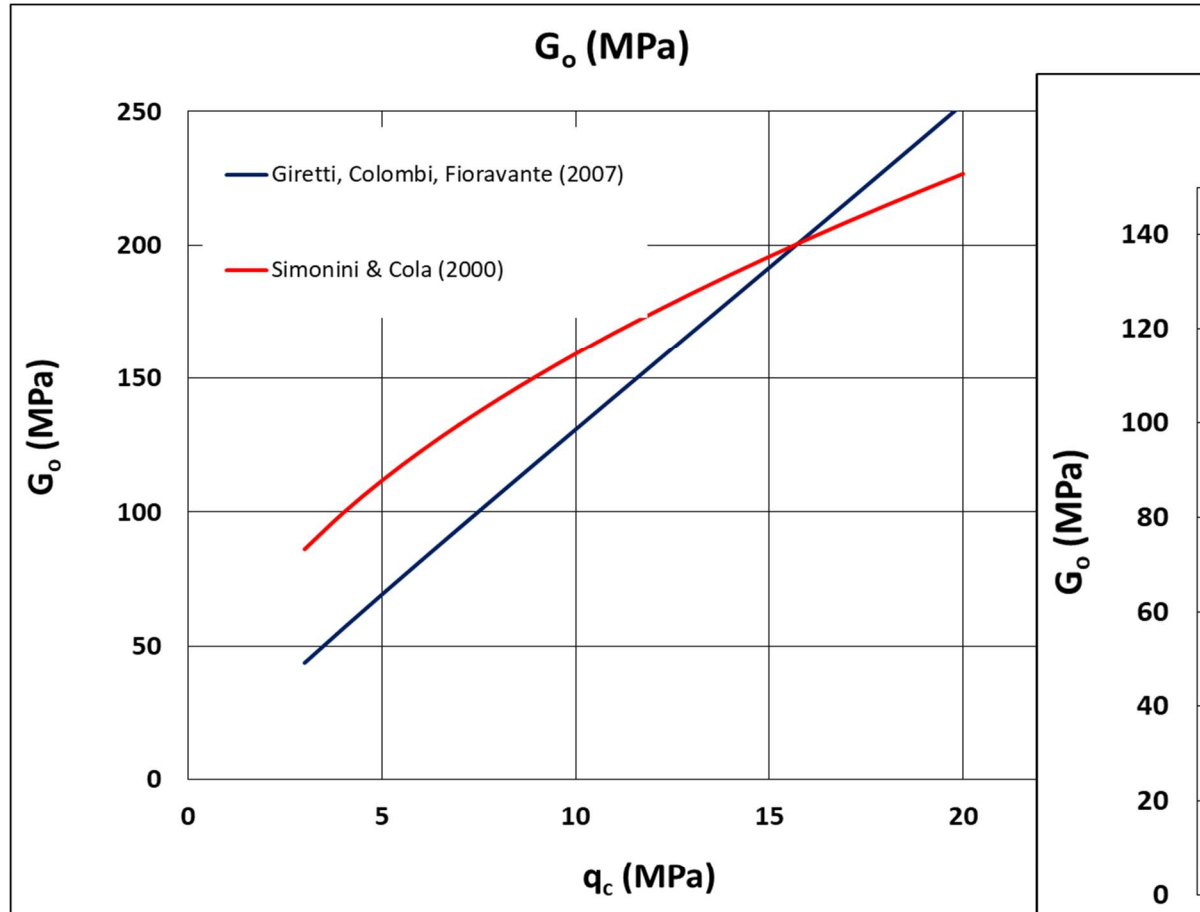
$$E_o = E_{max} = 2 G_o (1+\nu)$$



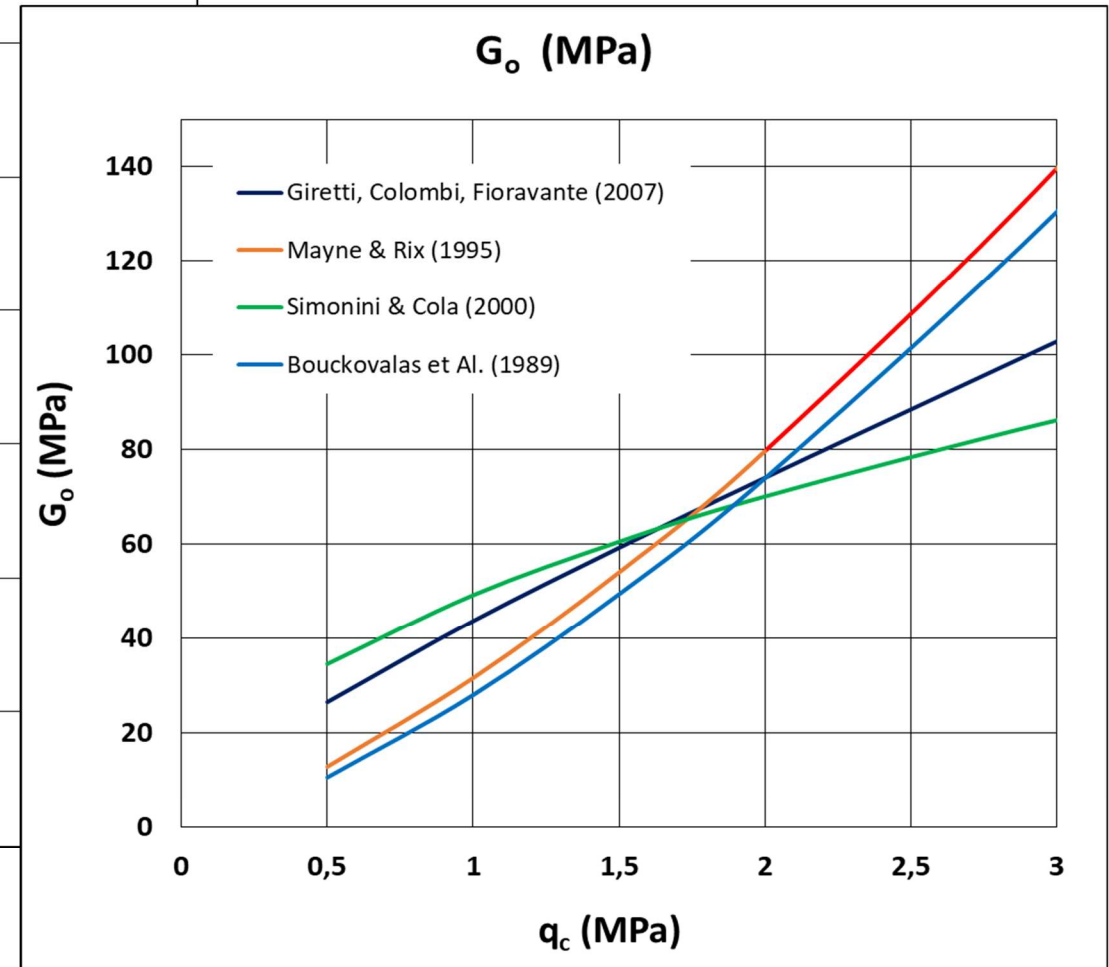
## TERRENI GRANULARI (PROVA SPT)



## TERRENI GRANULARI (PROVA CPT)



## TERRENI COESIVI (PROVA CPT)



# **TIPOLOGIE DI PALO**

## **SENZA ESTRAZIONE DI TERRENO**

### **PALI INFISSI (a spostamento)**

**prefabbricati battuti – infissi gettati in opera**

**(Franki, con fondello a perdere, FDP, Vibro senza asportazione, ecc.)**

## **CON ESTRAZIONE DI TERRENO (gettati in opera)**

### **PALI TRIVELLATI**

### **PALI A ELICA CONTINUA – CFA**

**(questi ultimi con leggera compressione del terreno)**

### **MICROPALI**

**(Gettati, Radice, IGU, IRS  $\equiv$  Tubfix)**

**Raccomandazioni A.G.I. (1984):**

**PALI DI PICCOLO DIAMETRO**

**$D < 300 \text{ mm}$**

**PALI DI MEDIO DIAMETRO**

**$D = 300 \div 700 \text{ mm}$**

**PALI DI GRANDE DIAMETRO**

**$D > 700 \text{ mm}$**

Pali a geometria cilindrica, particolarmente indicati nei terreni caratterizzati dalla presenza di banchi portanti profondi, ai quali affidare buona parte della resistenza. I diametri disponibili permettono di adeguare la sezione alle specifiche esigenze del progetto, garantendo elevate resistenze strutturali.

#### PRODUZIONE STANDARD:

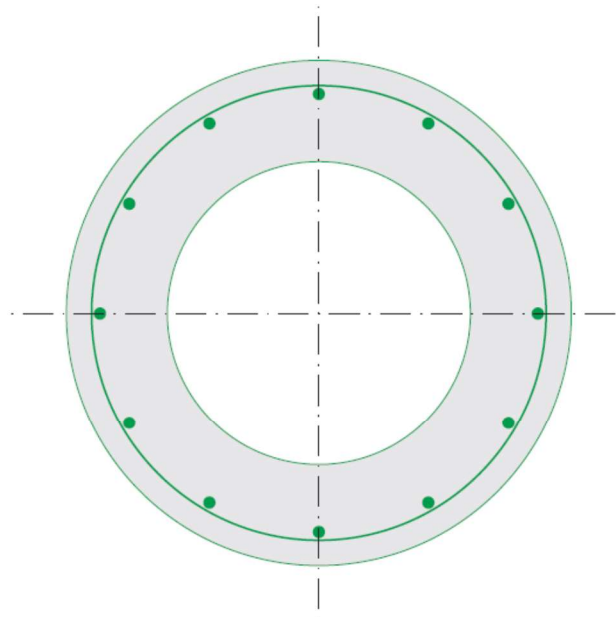
- Lunghezze da 5 a 18 m in elementi monolitici;
- Diametri tipici pari a 33 - 42 - 50 - 60 cm;

Per lunghezze superiori a quelle indicate nelle tabelle si utilizzano due o più elementi, muniti di giunto metallico, da assemblare in opera.

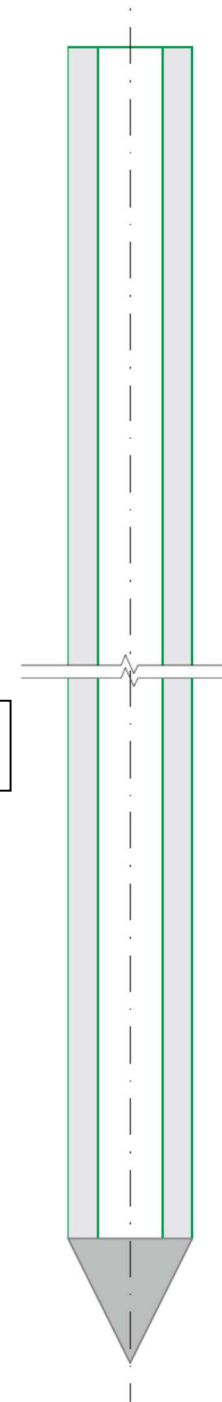
#### MATERIALI IMPIEGATI:

- Calcestruzzo Classe C40/50
- Acciaio tipo B450C

### Pali prefabbricati battuti cilindrici



Particolare ingrandito:  
sezione della testa del palo cilindrico.



Pali a geometria troncoconica particolarmente indicati nei terreni caratterizzati da alternanze stratigrafiche nei quali la conformazione geometrica garantisce un elevato sviluppo di resistenza per attrito laterale e per conicità, con un ottimo rapporto costo/prestazioni.

#### PRODUZIONE STANDARD:

- Lunghezze da 5 a 18 m in elementi monolitici;
- Diametri delle punte di tipo standard pari a 24 cm e 26 cm, in funzione delle lunghezze;
- Rastremazione pari a 1,5 cm/m.

Oltre alla produzione di tipo standard vengono realizzati, a richiesta, pali troncoconici con diametri in punta maggiorati fino al diametro massimo pari a 35,0 cm.

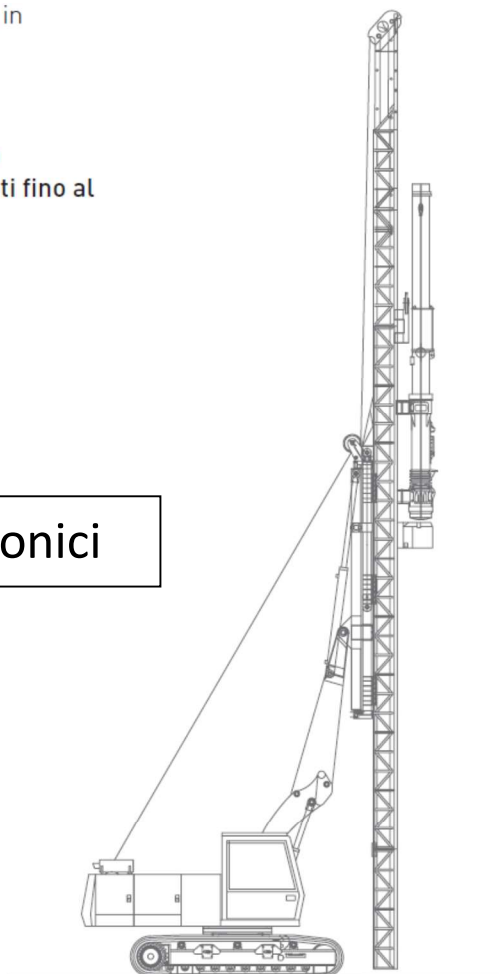
#### MATERIALI IMPIEGATI:

- Calcestruzzo Classe C40/50
- Acciaio tipo B450C

## Pali prefabbricati battuti troncoconici

#### VELOCITÀ, PULIZIA E CONTROLLO

- **Velocità di produzione** fino a 40 pali giorno per attrezzatura;
- **Pulizia del cantiere** garantita dall'assenza di materiale di risulta;
- **Controllo della prestazione** di tutti i pali della palificata durante l'infissione.





Pali a geometria mista con punta troncoconica e parte sommitale cilindrica, vengono utilizzati in contesti stratigrafici eterogenei nei quali è possibile sfruttare appieno la peculiarità della geometria troncoconica, abbinata a un diametro in punta opportunamente scelto in funzione dei parametri di resistenza del terreno.

La sezione cilindrica superiore fornisce un'adeguata resistenza strutturale per rispondere alle sollecitazioni agenti.

#### COMBINAZIONI TIPICHE:

- **Cilindro-Troncoconico CTC 24-42-42:** punta troncoconica diametro 24 cm di lunghezza pari a 12 m collegata a uno o più elementi cilindrici di diametro 42 cm.
- **Cilindro-Troncoconico CTC 35-50-50:** punta troncoconica diametro 35 cm di lunghezza 10 m collegata a uno o più elementi cilindrici di diametro 50 cm.

Esistono molte altre combinazioni possibili, da valutate in funzione delle richieste di prestazione.

#### MATERIALI IMPIEGATI:

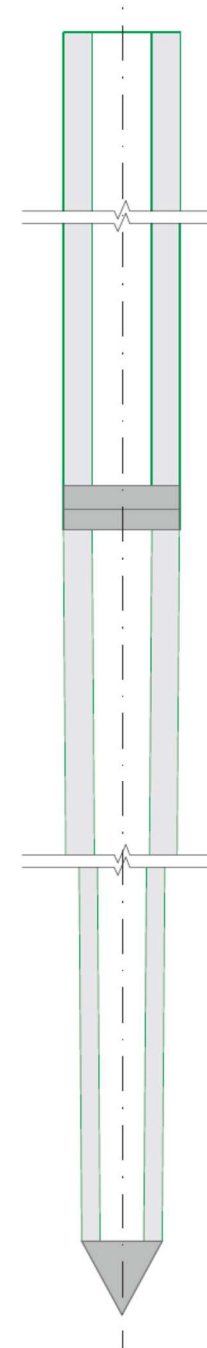
- Calcestruzzo Classe C40/50
- Acciaio tipo B450C

### Pali prefabbricati battuti giuntati

#### I PALI GIUNTATI

I pali giuntati vengono impiegati quando le lunghezze previste sono superiori alle lunghezze degli elementi monolitici. Si tratta di pali composti da due o più elementi saldamente collegati in cantiere con apposito giunto metallico.

- **Giunto rapido:** prevede l'accoppiamento di elementi di palo con un sistema a baionette e tasche, rese solidali grazie all'inserimento di spine di adeguate caratteristiche geometriche e meccaniche;
- **Giunto saldato:** realizzato in cantiere attraverso l'accoppiamento dei due giunti a bicchiere, resi solidali per mezzo della saldatura.



## PALI BATTUTI (Gambini 1975)

terreni sciolti o molli  
pali penetrano per peso proprio o con pochi colpi

$$q_c < 10 \text{ bar}$$

$$N_{\text{SPT}} < 2$$

terreni di media consistenza  
infissione facile

$$q_c = 10 \div 30 \text{ bar}$$

$$N_{\text{SPT}} = 2 \div 8$$

terreni consistenti  
infissione di normale difficoltà

$$q_c = 30 \div 100 \text{ bar}$$

$$N_{\text{SPT}} = 8 \div 25$$

terreni di difficile penetrazione  
l'infissione non può essere protratta a lungo

$$q_c = 100 \div 150 \text{ bar}$$

$$N_{\text{SPT}} = 25 \div 40$$

terreni di penetrazione molto difficile  
o impossibile (secondo il tipo di palo)

$$q_c = 150 \div 200 \text{ bar}$$

$$N_{\text{SPT}} = 40 \div 60$$

terreni di impossibile penetrazione

$$q_c > 200 \text{ bar}$$

$$N_{\text{SPT}} > 60$$

$q_c$  = resistenza alla punta del penetrometro statico su tratti di almeno 50 cm

$N_{\text{SPT}}$  = numero di colpi per l'affondamento di 30 cm del penetrometro standard

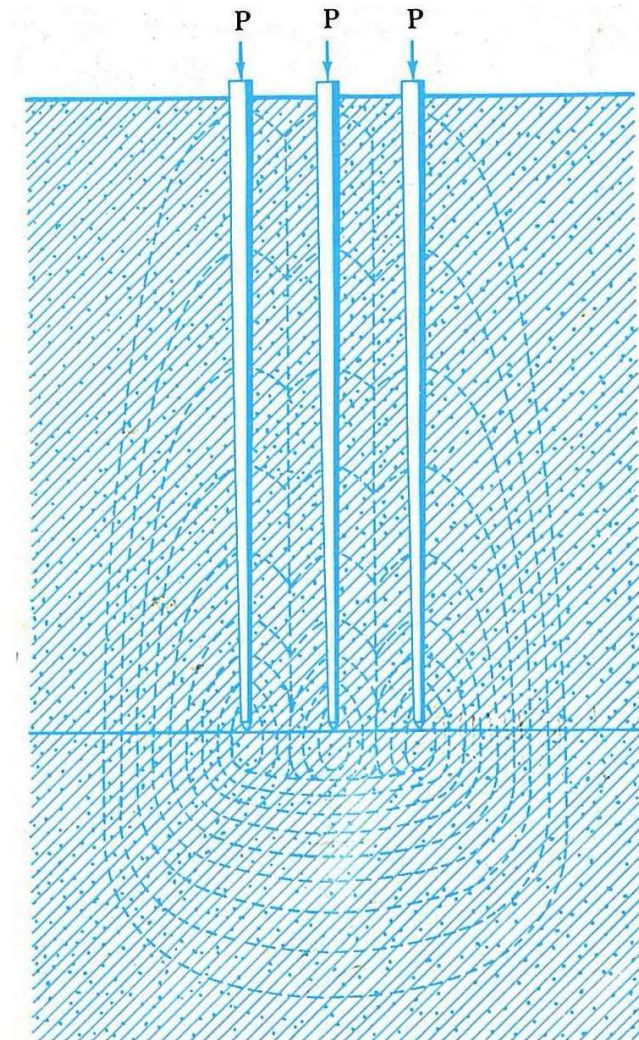
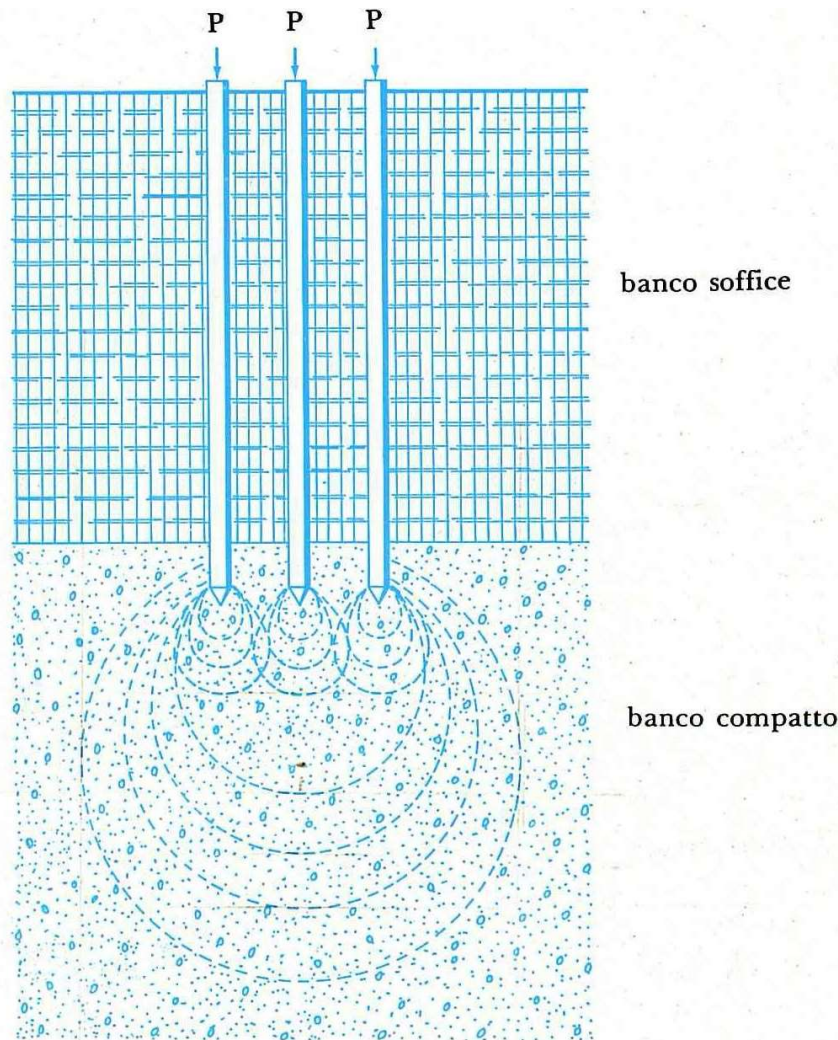
Quando la consistenza del terreno è tale da impedire la normale battitura ed è indispensabile raggiungere una determinata profondità, si ricorre ad iniezioni di acqua per le sabbie oppure a prefori per ghiaie e conglomerati ghiaiosi. Tale preforo va eseguito con camicia e curetta e va riempito di argilla prima dell'estrazione della camicia per impedire il franamento della ghiaia nel foro stesso.

## PALI BATTUTI CILINDRICI

pali portanti prevalentemente alla punta. Molto spesso attraversano un banco poco consistente e raggiungono un banco addensato/compatto in profondità.

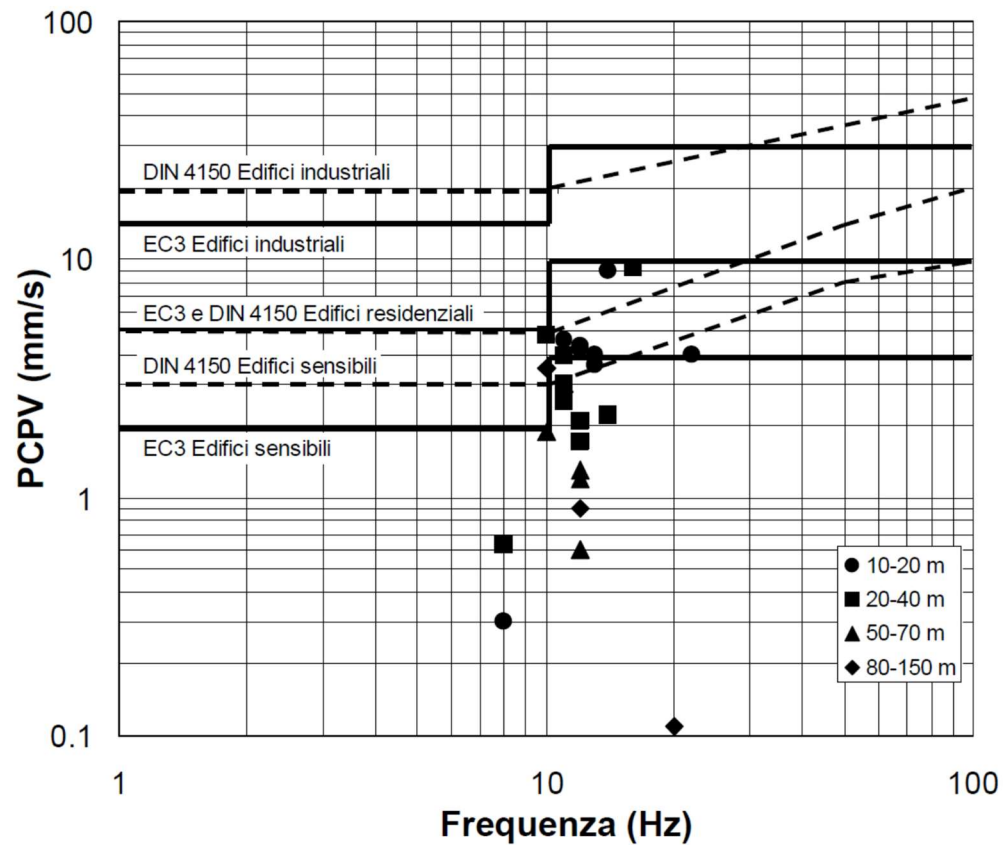
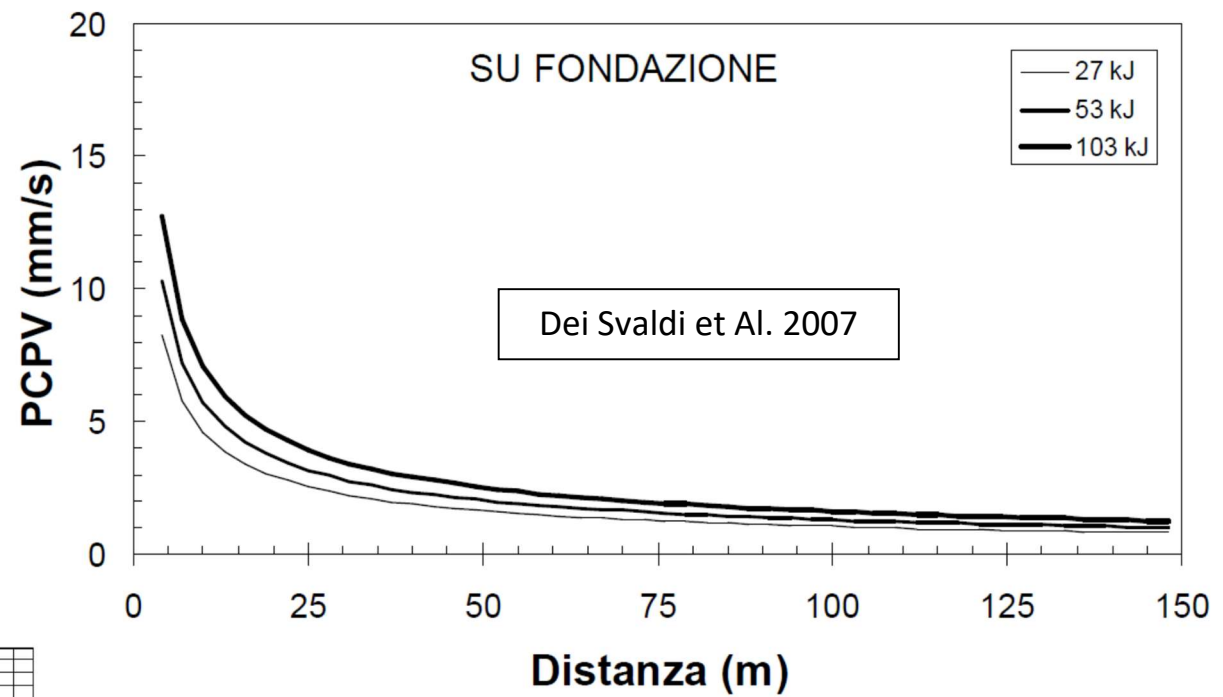
## PALI BATTUTI TRONCO-CONICI

in terreni di limitata resistenza alla punta e di consistenza uniforme, o in terreni fittamente stratificati, forniscono valori della portata superiori rispetto a pali battuti cilindrici di pari diametro medio.





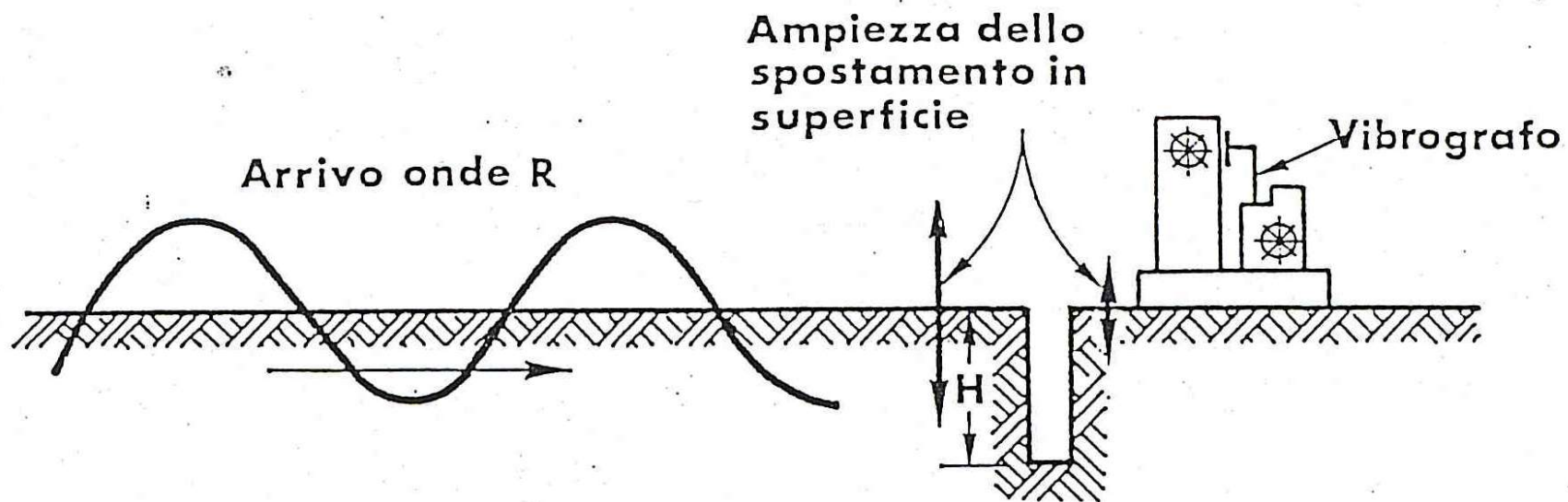
pali prefabbricati battuti  
(cilindrici e troncoconici) in  
terreni di diversa natura  
con battipali diesel  
di energia variabile



PCPV = velocità di vibrazione  
delle particelle del terreno

PCPV  
valori limite / misurati

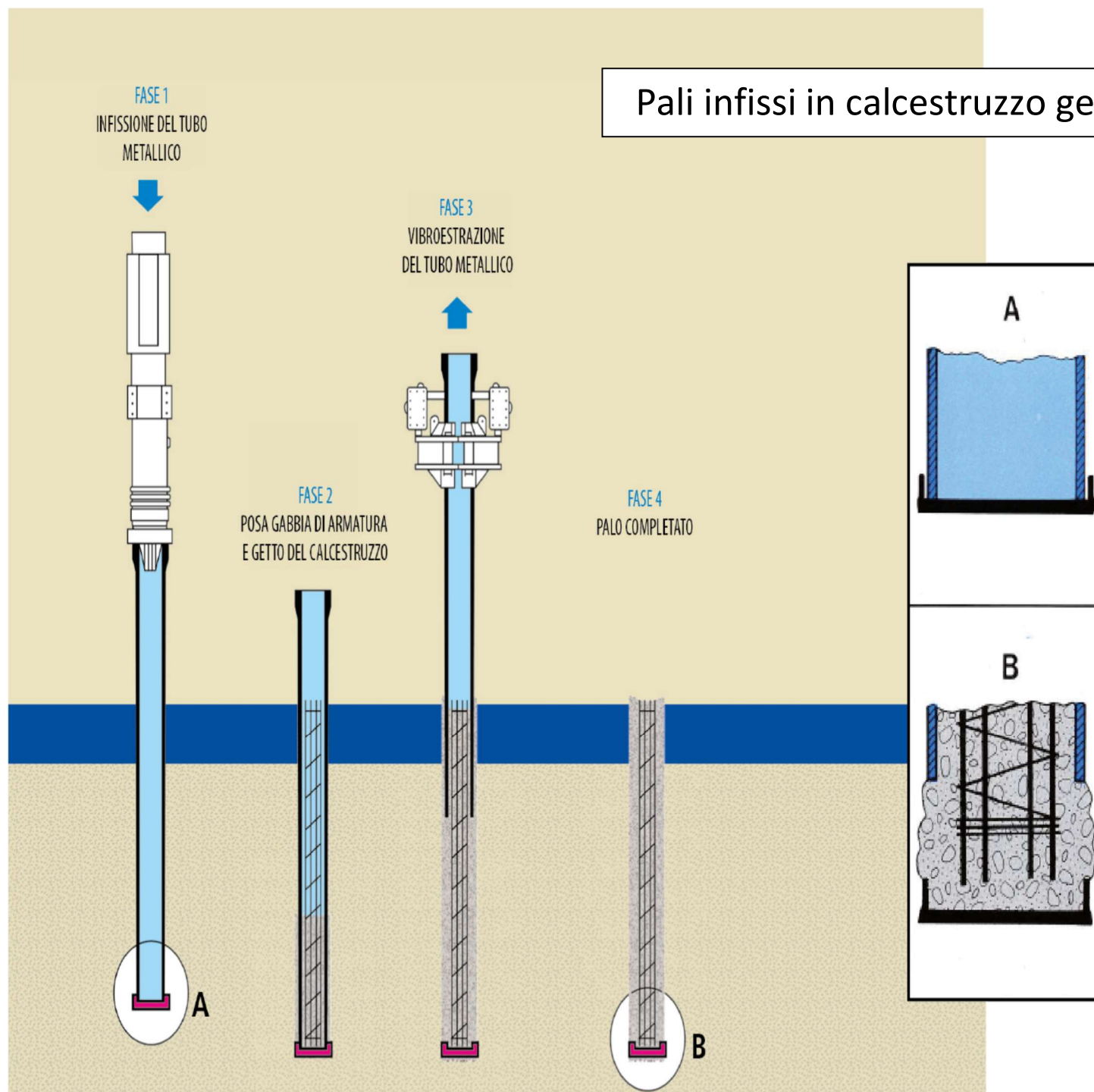
monitoraggio  
ACCELEROMETRI  
o VIBROMETRI



Intercettazione delle onde di vibrazione del terreno mediante una trincea.

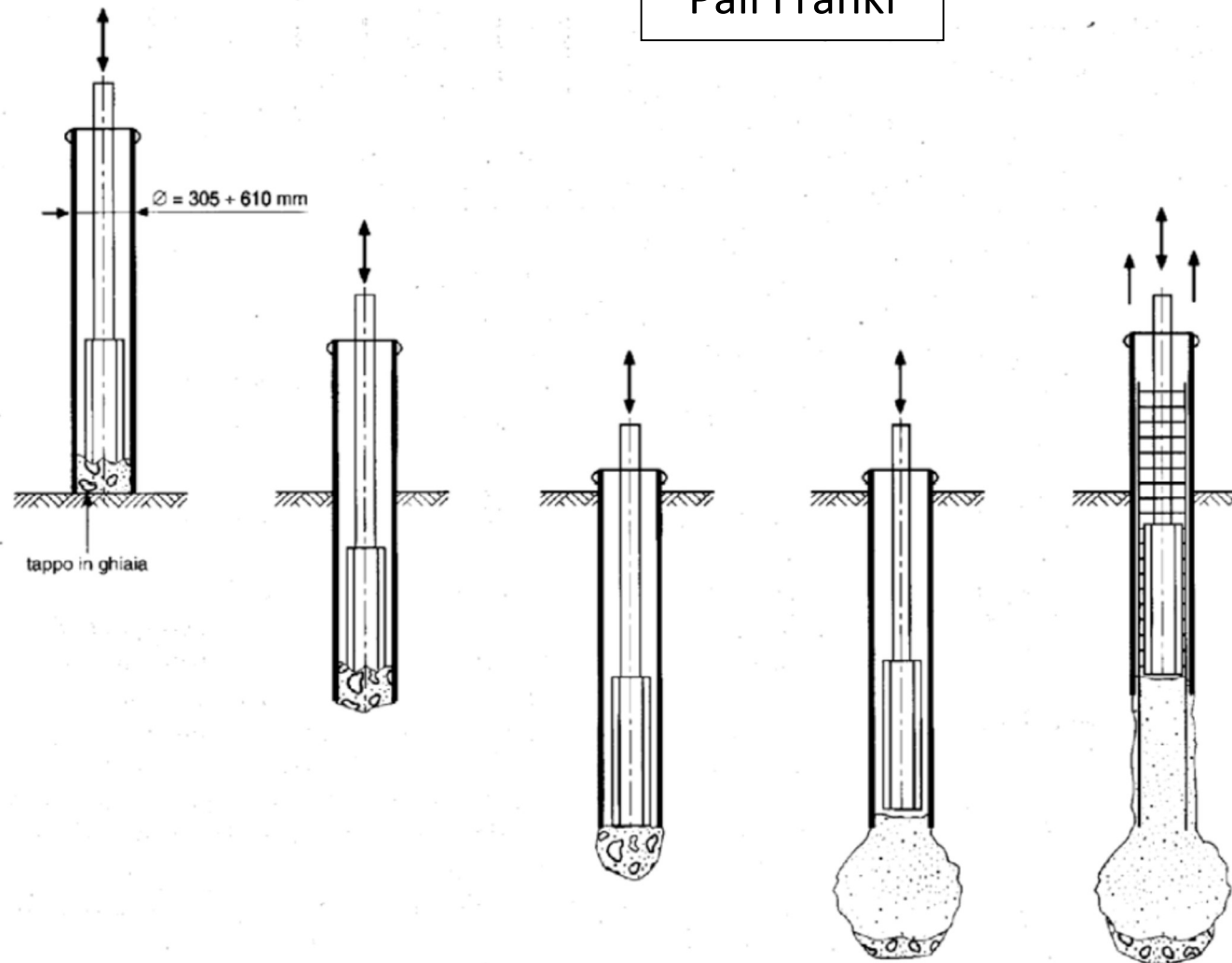
MISURE MITIGATIVE  
DA ADOTTARE

## Pali infissi in calcestruzzo gettati in opera

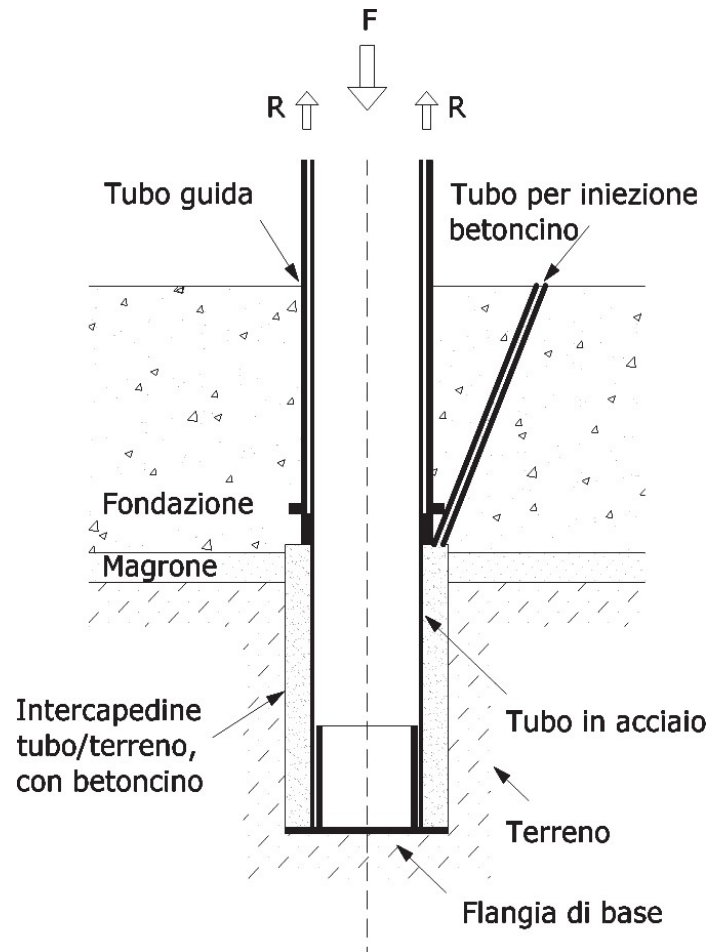


fondello  
a perdere

## Pali Franki



## Pali Soles

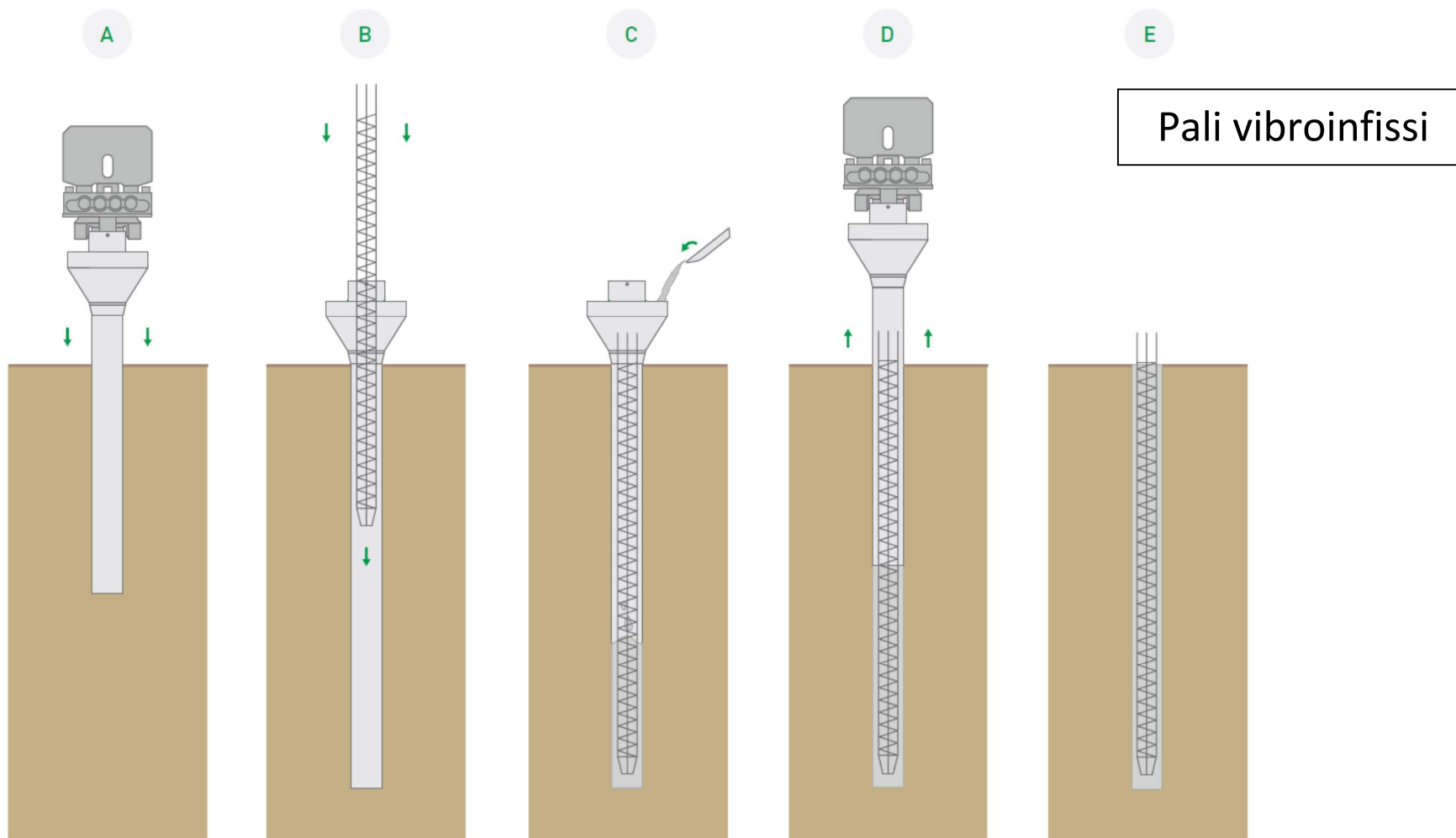


da  
Mascarucci Y., Mandolini A., Valentino F., Miliziano S. (2013)  
“Comportamento di una platea su pali infissi staticamente  
durante la sua costruzione e nelle prime fasi di esercizio”,  
R.I.G. 2/2013

nell'articolo vengono trattati pali  $D = 500 \text{ mm}$  infissi alla  
profondità di 70 m



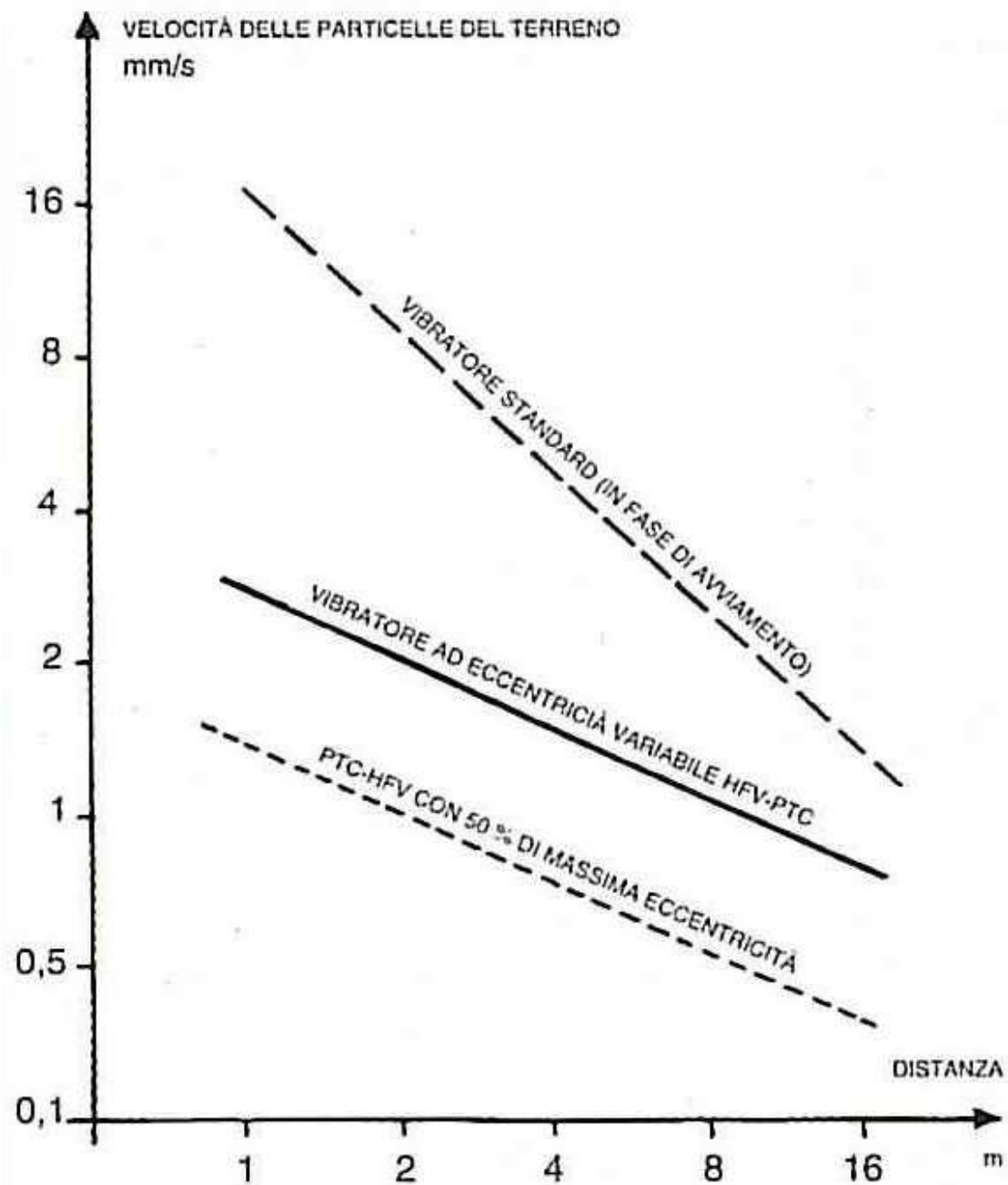


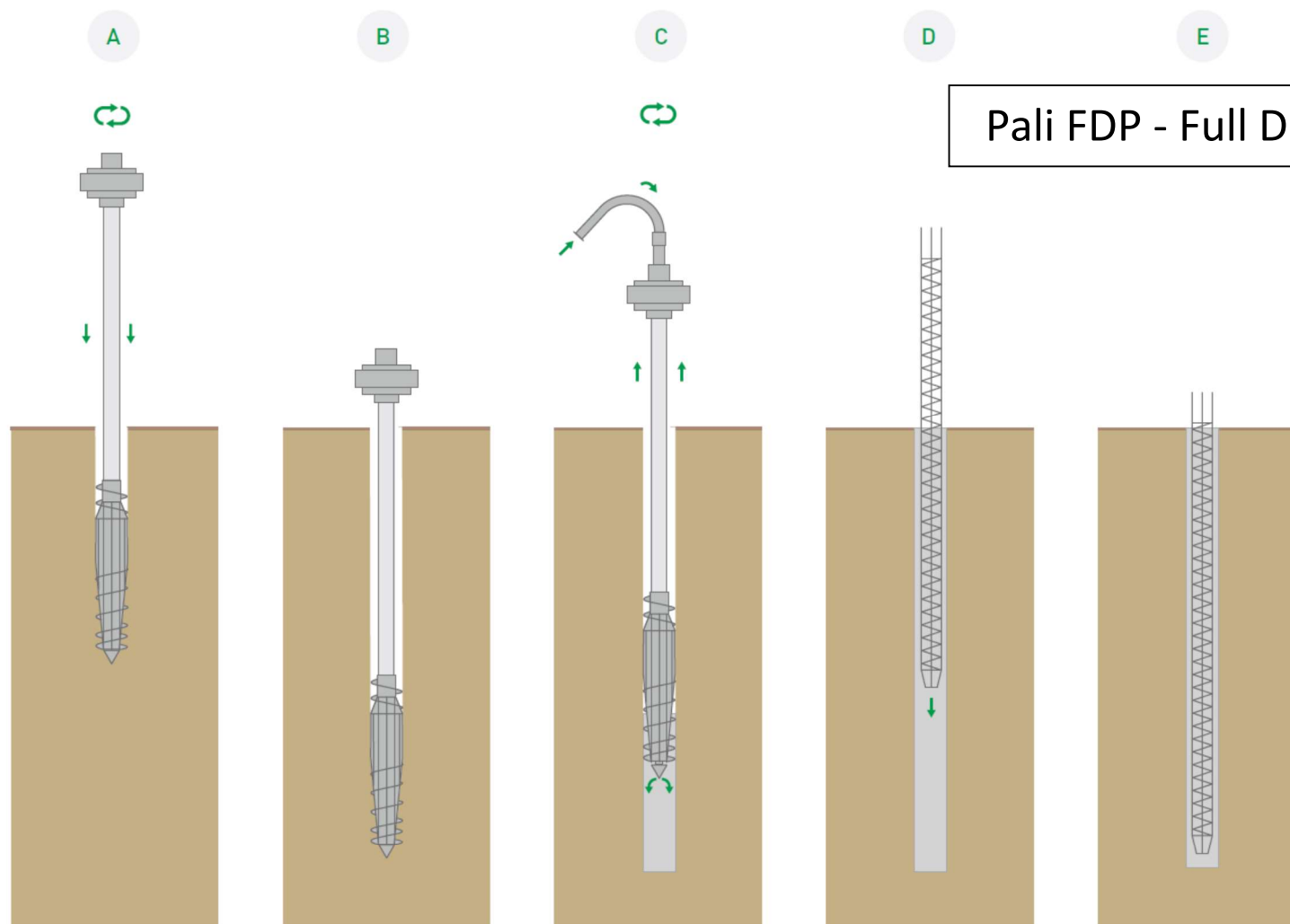


#### FASI ESECUTIVE:

- A. Infissione della camicia di rivestimento a vibrazione, con punta della camicia dotata di apposita valvola a clapet che impedisce l'ingresso del terreno in fase di avanzamento della camicia;
- B. Infissa la camicia, commisurata alla lunghezza del palo, avviene il posizionamento dell'armatura;
- C. Esecuzione del getto di calcestruzzo con apposita tramoggia;
- D. Estrazione della camicia di rivestimento;
- E. Palo completato.

pali Vibroinfissi  
utilizzo  
vibratori vari

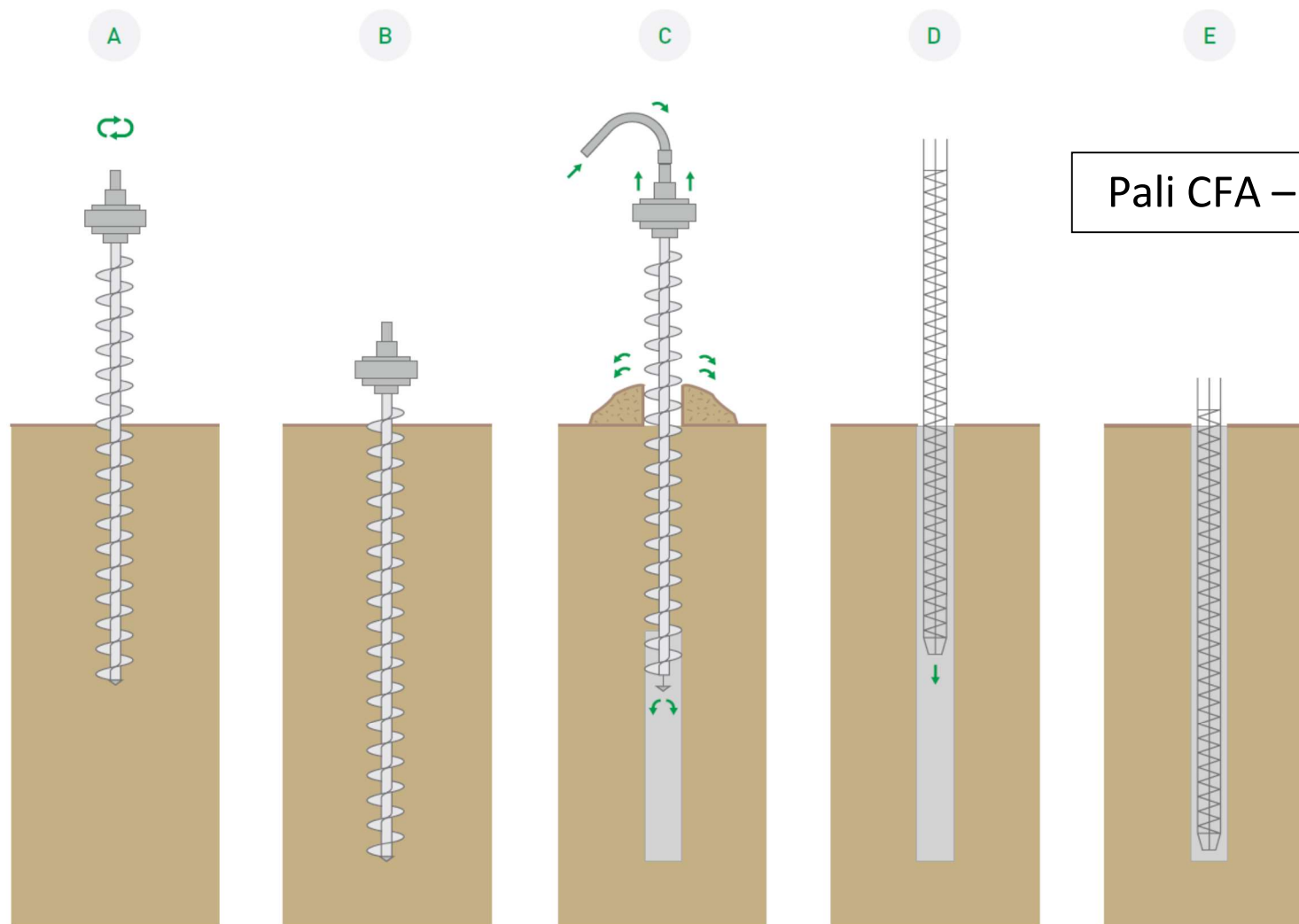




## Pali FDP - Full Displacement Piles

### FASI ESECUTIVE:

- Lo spostamento laterale del terreno avviene attraverso l'utilizzo di un utensile dislocatore collegato ad un'asta cava chiusa all'estremità inferiore da un dispositivo che impedisce l'ingresso del terreno e dell'acqua;
- Raggiungimento della profondità di progetto;
- Raggiunta la profondità richiesta, ha inizio la fase di estrazione dell'utensile, senza asportazione di terreno, ed il contemporaneo riempimento dal basso con calcestruzzo ad alta lavorabilità (SCC) pompato a pressione;
- Completato il getto del calcestruzzo, eseguito fino al piano di lavoro dell'attrezzatura, si procede all'inserimento dell'armatura metallica;
- Palo completato.

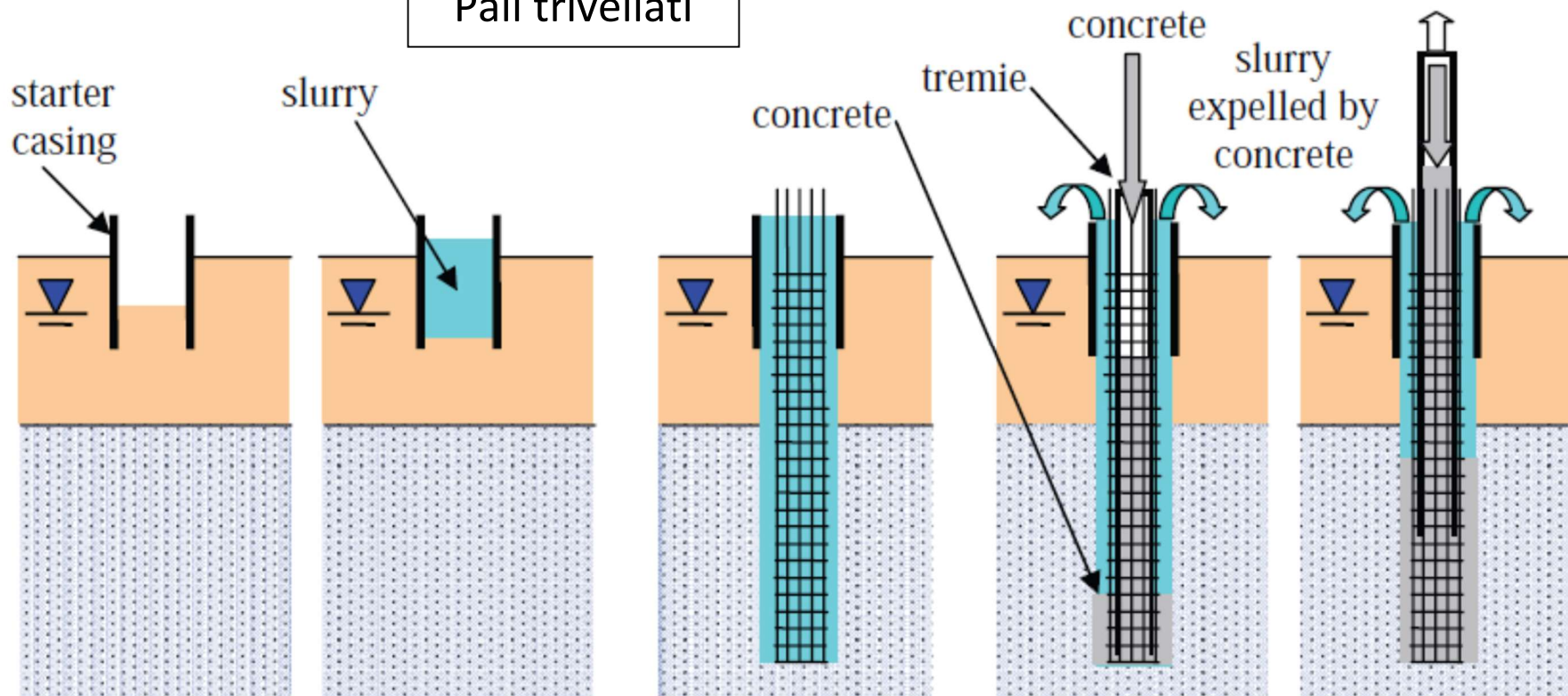


Pali CFA – elica continua

#### FASI ESECUTIVE:

- La perforazione viene effettuata a rotazione con un'elica continua avente l'anima costituita da un'asta cava chiusa all'estremità inferiore da un dispositivo che impedisce l'ingresso del terreno e dell'acqua;
- Raggiungimento della profondità di progetto;
- Estrazione dell'elica con il terreno trattenuto tra le spirali ed il contemporaneo riempimento dal basso con calcestruzzo ad alta lavorabilità (SCC) pompato a pressione;
- Completato il getto del calcestruzzo, eseguito fino al piano di lavoro dell'attrezzatura, si procede all'inserimento dell'armatura metallica;
- Palo completato.

## Pali trivellati

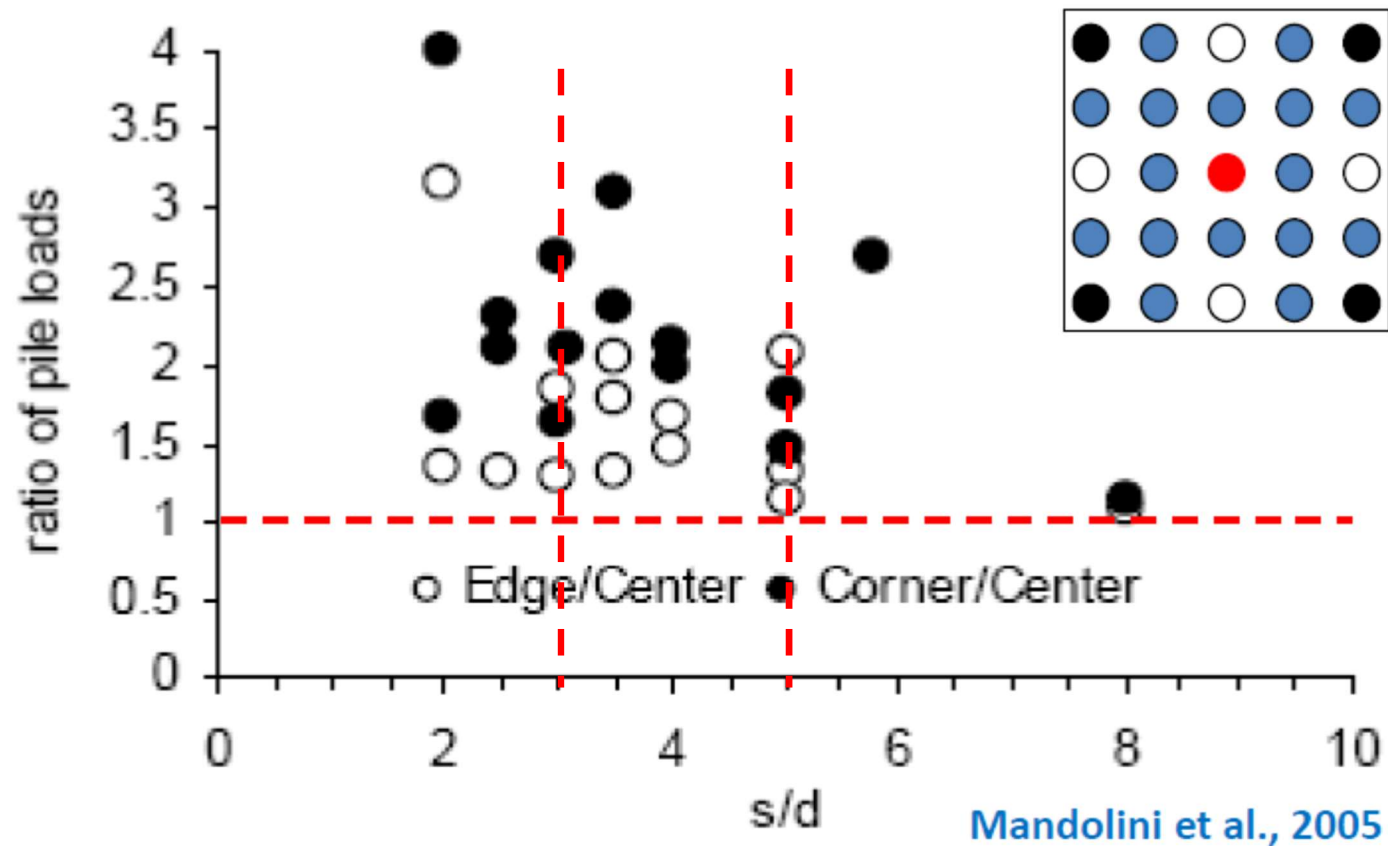


da FHWA 2010



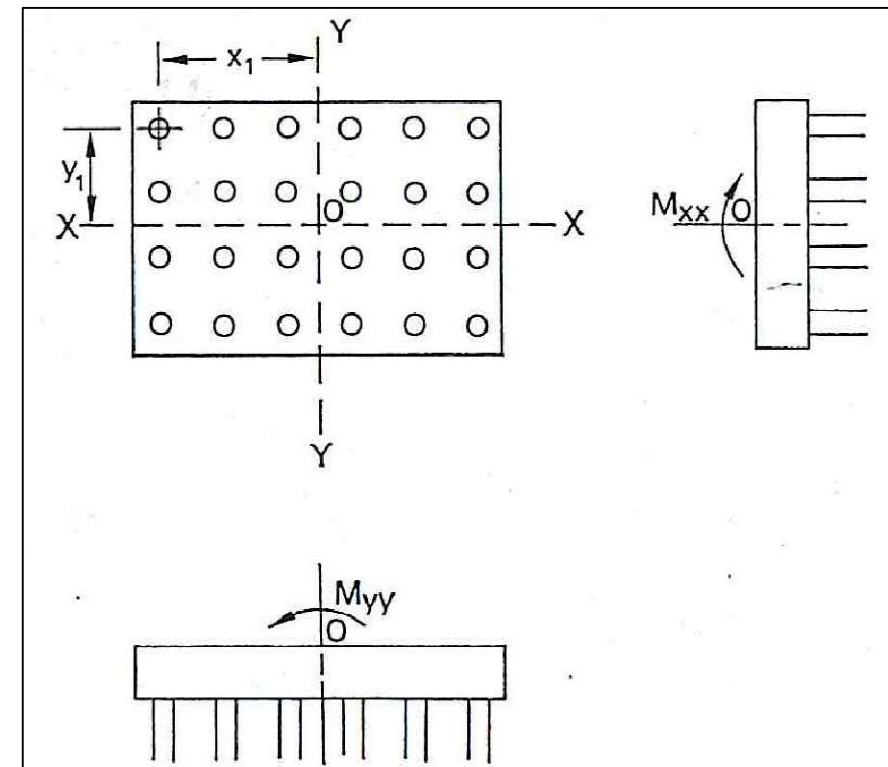
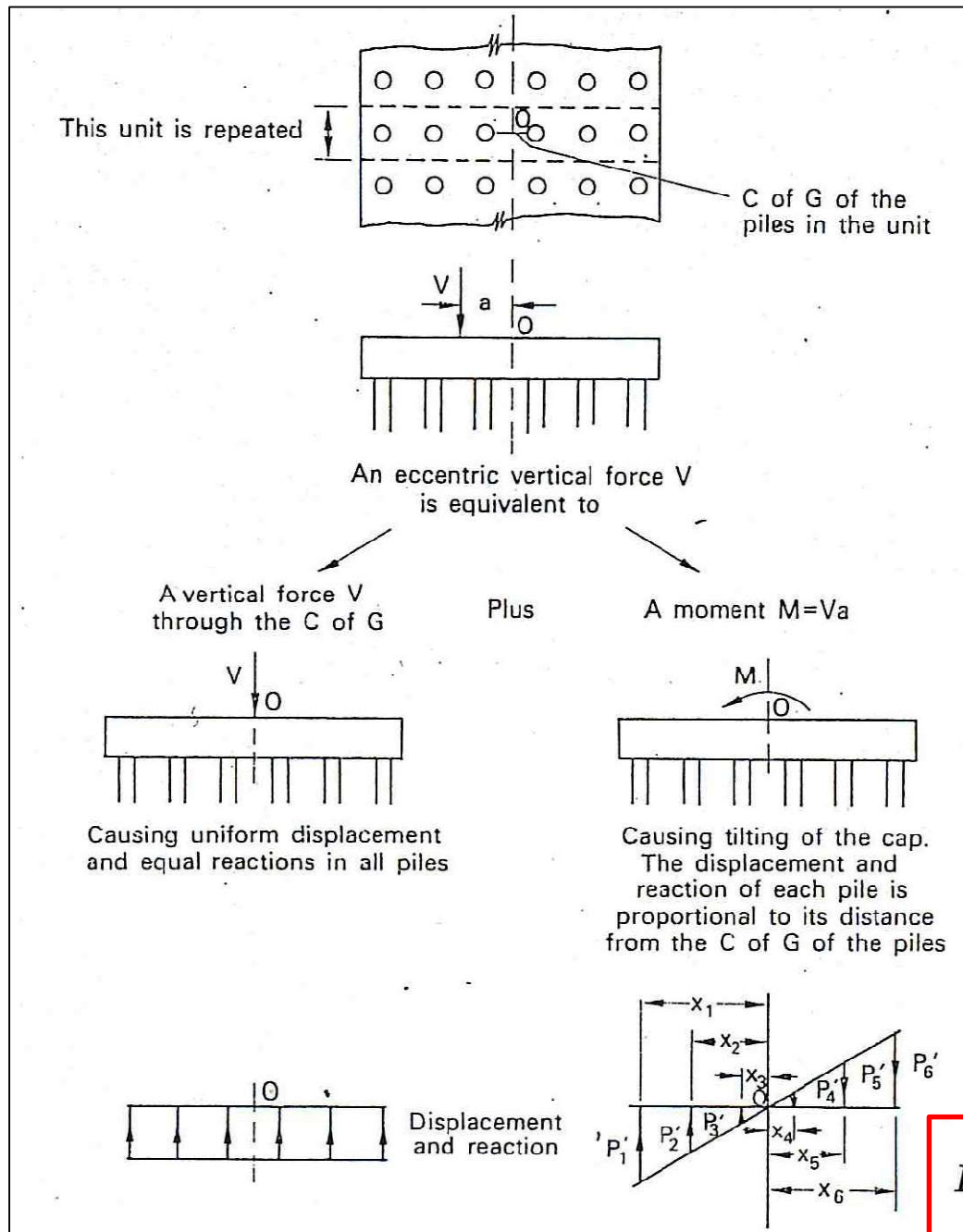
## PLATEA RIGIDA SU PALI

pali ai vertici: maggiormente caricati  
palo al centro: il meno caricato  
pali lungo i lati: situazione intermedia





# PLATEA RIGIDA SU PALI – valutazioni convenzionali (reazione elastica)



$$P_1 = V/n \pm M_{yy}x_1 / \sum_1^n x^2 \pm M_{xx}y_1 / \sum_1^n y^2$$

Whitaker 1970

$$P_1 = V/n \pm Mx_1 / \sum_1^n x^2$$

J10    24000

A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T U V W

1 GRUPPO DI PALI - risultante verticale eccentrica

2 eccentricità solo in un senso

3

4 **REAZIONE ELASTICA**      identiche rigidezze verticali dei pali

5

6 generica fila: (x = distanza dal centro delle rigidezze)

7

8 situazione valida per tutte le file

9

PALE	x (m)	P <sub>i</sub> (kN)
1	-5,00	785,71
2	-3,00	871,43
3	-1,00	957,14
4	1,00	1042,9
5	3,00	1128,6
6	5,00	1214,3

carico verticale totale: V (kN) = 24000

eccentricità: e (m) = 0,5

numero di file di pali parallele: 4

numero di pali per fila: n = 6

numero totale di pali: N = 24

05/03/2025

N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo

Whitaker 1970

This unit is repeated

C of G of the piles in the unit

An eccentric vertical force V is equivalent to

A vertical force V through the C of G      Plus      A moment M=Va

Causing uniform displacement and equal reactions in all piles

Causing tilting of the cap. The displacement and reaction of each pile is proportional to its distance from the C of G of the piles

$$P_1 = V/n \pm Mx_1 / \sum_1^n x^2$$

Displacement and reaction

equilibrio

Cerca

9°C

20:40

05/03/2025

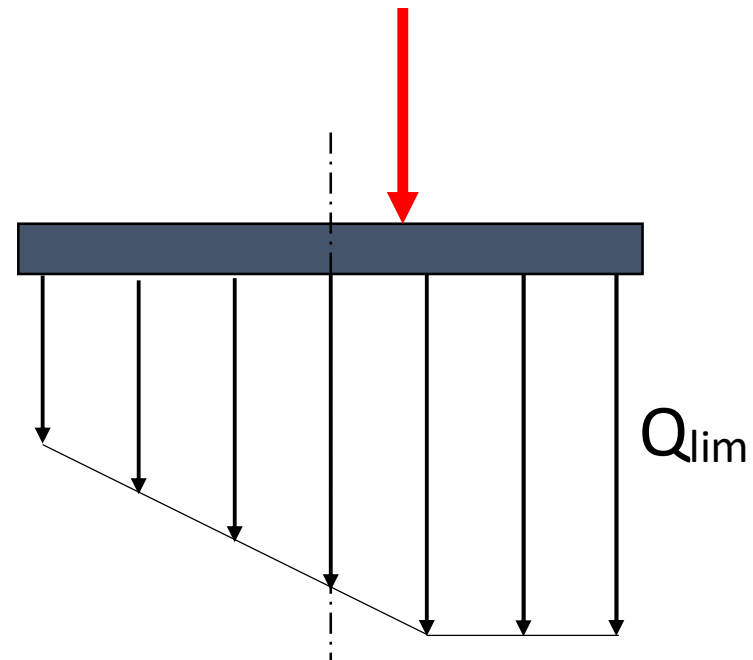
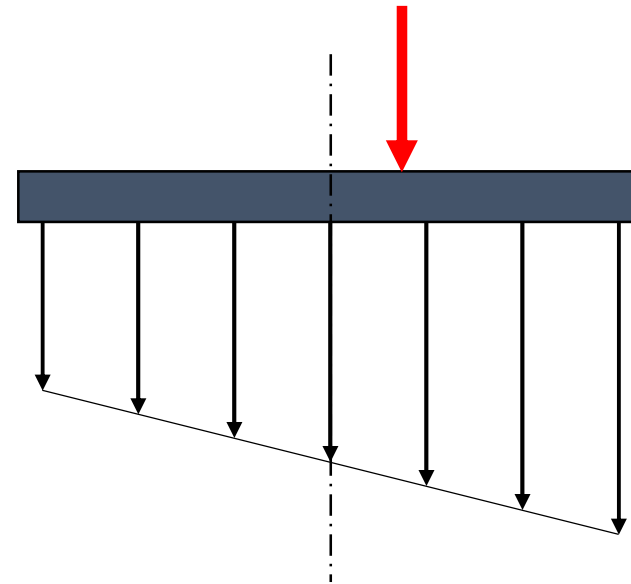


## PLATEA RIGIDA SU PALI valutazioni convenzionali (reazione elastica)

Il carico limite del sistema può essere valutato convenzionalmente quando i pali più sollecitati raggiungono il carico limite (vedi figura sopra - reazione elastica)

il sistema però non va in crisi se alcuni pali raggiungono il carico limite (vedi figura sotto – reazione elasto-plastica)  
[ Di Laora et Al. (2018) ]

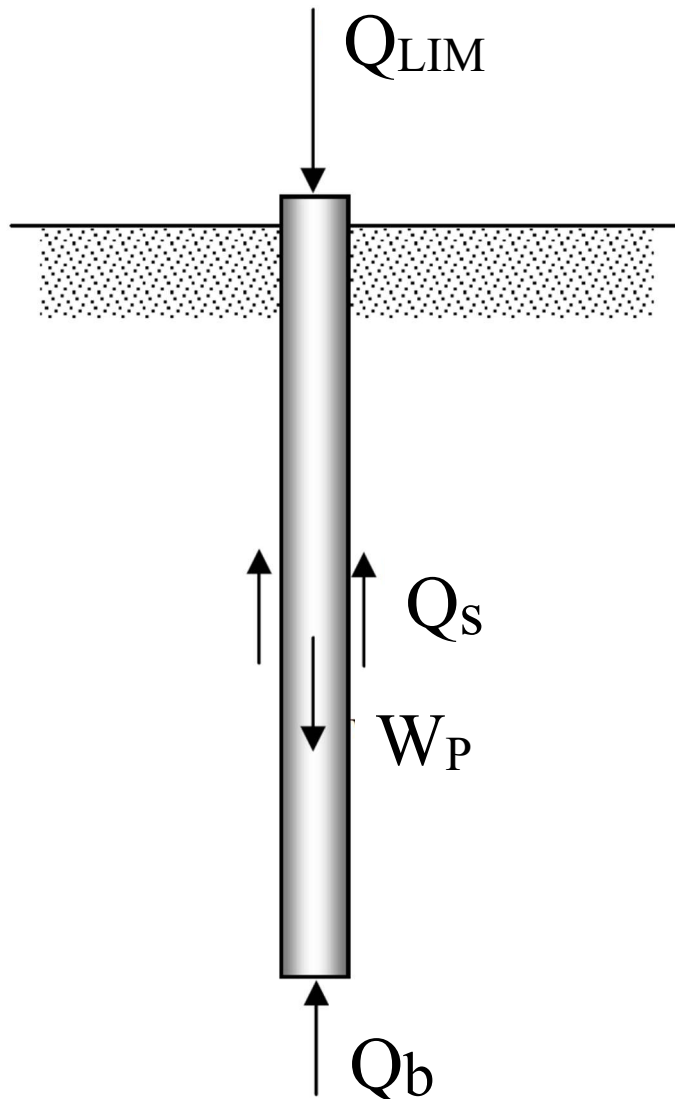
## PLATEA RIGIDA SU PALI possibili valutazioni (reazione elasto-plastica)



azioni verticali sui pali  
**RESISTENZE (SLU)**

# CARICO LIMITE DEL PALO

(carichi verticali)



$$Q_{LIM} + W_P = Q_s + Q_b$$

La **resistenza laterale** raggiunge il valore limite per cedimenti relativamente ridotti, generalmente inferiori a 1 cm, indipendentemente dal diametro del palo

La **resistenza alla base** si mobilita per cedimenti  $w$  proporzionali al diametro  $D$  del palo dell'ordine di  $0,10 D$  (per pali infissi in genere e trivellati in argilla) e dell'ordine di  $0,25 \div 0,30 D$  (per pali trivellati in sabbia)  
N.B. per pali trivellati in sabbia non si fa riferimento alla pressione limite a rottura alla base, ma alla pressione critica corrispondente a un cedimento  $w/D = 0,05 = 5\%$

**Soprattutto per i pali trivellati in sabbia, per ridurre al massimo i cedimenti, è quindi importante che il carico di esercizio non superi mai la resistenza laterale:**

$$P_{es} < Q_s$$

# PORTATA PALO ISOLATO

Portata limite alla base:  $Q_b = q_b (\pi D_b^2 / 4)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{coesivi:} \quad q_b = c_u \cdot N_c + \sigma_{vb} \\ \text{granulari:} \quad q_b = \sigma'_{vb} \cdot N_q \end{array} \right\} \text{ (resistenza alla base unitaria)}$$

$D_b$  = diametro alla base del palo

$\sigma_{vb}$  = pressione verticale (geostatica) totale alla base

$\sigma'_{vb}$  = pressione verticale (geostatica) efficace alla base

$N_c, N_q$  = fattori di capacità portante

Portata limite laterale:  $Q_s = \sum q_s (\pi D \cdot \Delta z)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{coesivi:} \quad q_s = \alpha c_u \\ \text{granulari:} \quad q_s = K \cdot \sigma'_{vm} \cdot \tan \delta \end{array} \right\} \text{ (resistenza laterale unitaria)}$$

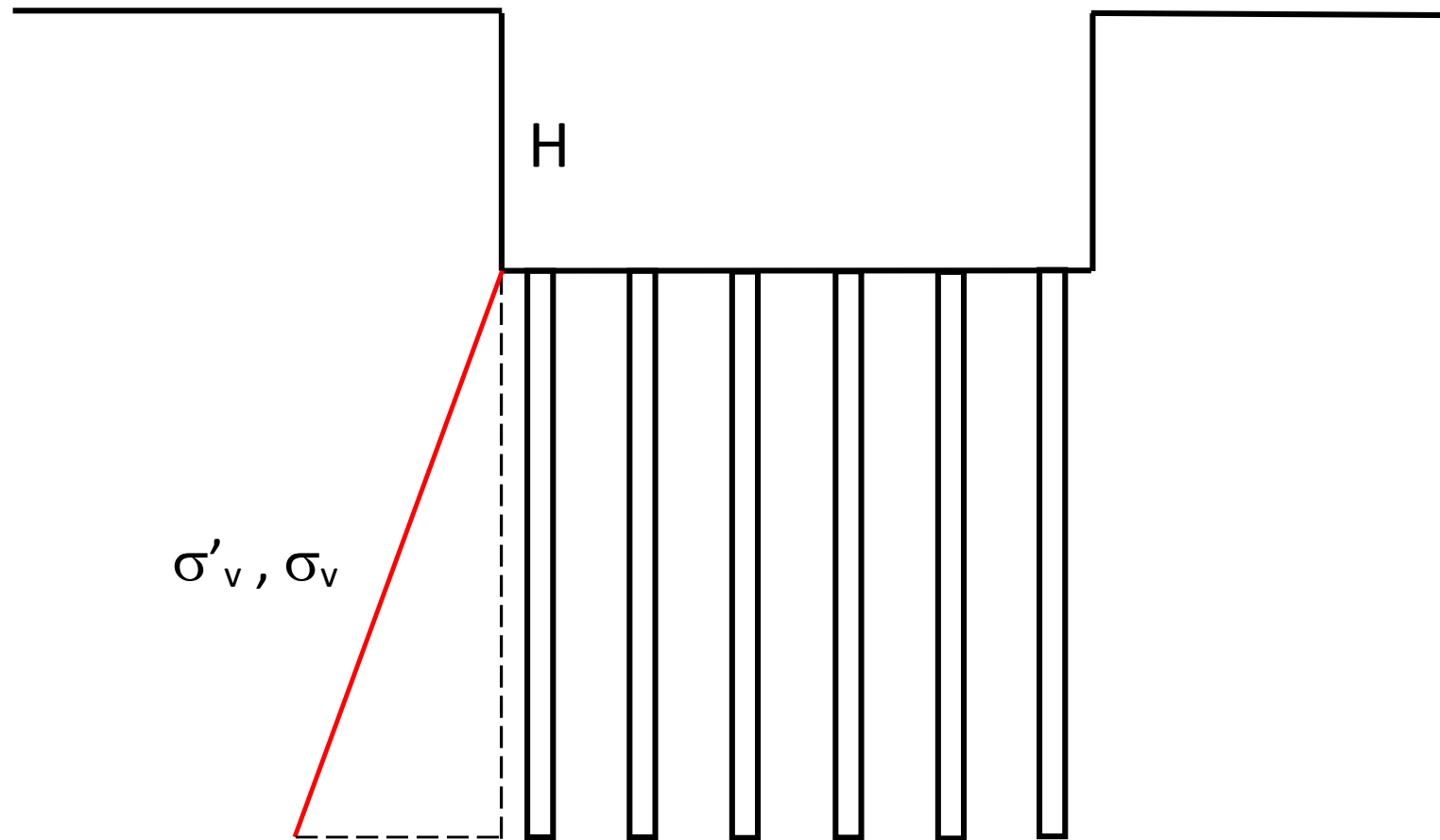
$D$  = diametro del fusto

$\alpha$  = coefficiente di adesione

$\sigma'_{vm}$  = pressione verticale (geostatica) efficace nella mezzzeria dello strato

$K$  = coefficiente di spinta

$\delta$  = angolo di attrito palo-terreno



## NOTA

**NEL CASO DI PIANO FONDAZIONE (TESTA PALI) APPROFONDITO RISPETTO AL PIANO CAMPAGNA LE TENSIONI VERTICALI (GEOSTATICHE) VANNO VALUTATE A PARTIRE DAL PIANO FONDAZIONE, NON DAL PIANO CAMPAGNA**

## PORTATA PALI ISOLATI DI VARIO TIPO – carichi verticali (Asioli 2022 – esperienze Trevi)

resistenza alla base unitaria (in sabbia):

pali infissi (a spostamento):  $q_b$  (infisso)

pali FDP (spiazzamento):  $q_b = 67\% q_b$  (infisso)

pali CFA (elica continua):  $q_b = 40\% q_b$  (infisso)

pali trivellati:  $q_b = 20\div 27\% q_b$  (infisso)

resistenza laterale unitaria (in sabbia):

pali infissi (a spostamento):  $q_s$  (infisso)

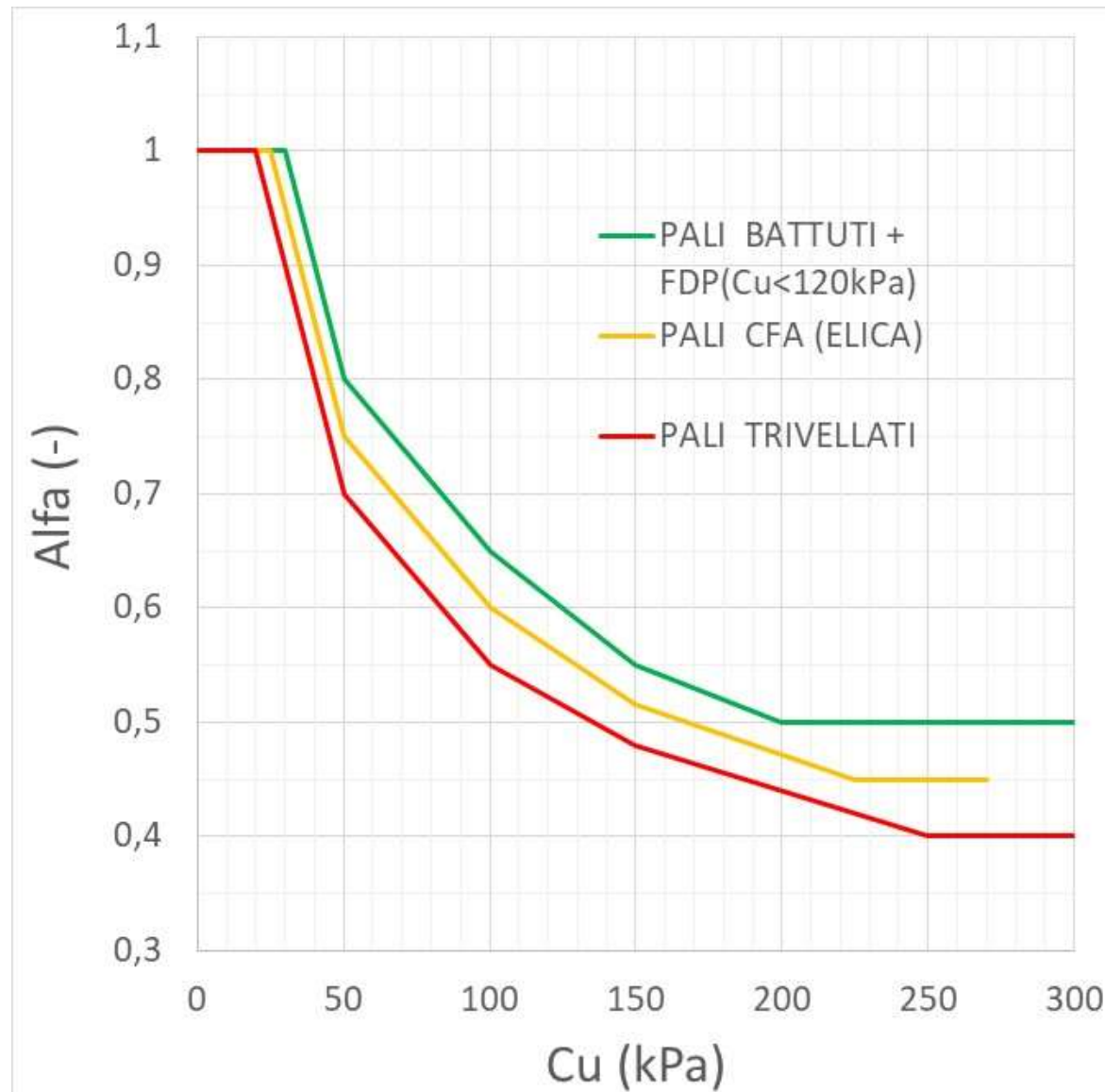
pali FDP (spiazzamento):  $q_s = 0,8\div 0,9 q_s$  (infisso) (diametro  $D = 400\div 500$  mm)

pali CFA (elica continua):  $q_s = 1,5 q_s$  (trivellato)

pali trivellati:  $q_s$  (trivellato)

resistenza alla base unitaria (in argilla):  $q_b = c_u N_c + \sigma_{vL}$  per tutti i tipi di palo  
( $N_c = 9$ )

resistenza laterale unitaria (in argilla):  $q_s = \alpha c_u$





# LIMITAZIONI

Trevi - Ascoli 2022

PALI INFISSI (a spostamento)	$q_b \leq 12 \text{ MPa} = 12000 \text{ kPa}$	(sabbia)
PALI FDP	$q_b \leq 9 \text{ MPa} = 9000 \text{ kPa}$	(sabbia)
PALI CFA (elica continua)	$q_b \leq 6 \text{ MPa} = 6000 \text{ kPa}$	(sabbia)
PALI TRIVELLATI	$q_b \leq 4 \text{ MPa} = 4000 \text{ kPa}$	(sabbia)

Gambini 2018

PALI PREFABBRICATI	$q_b \leq 15 \text{ MPa} = 15000 \text{ kPa}$	(sabbia)
BATTUTI	$q_s \leq 150 \text{ kPa}$	(sabbia)
	$q_s \leq 75 \text{ kPa}$	(argilla)

AGI 1984

PALI INFISSI (a spostamento)	$q_s \leq 100\div 120 \text{ kPa}$	(argilla)
PALI TRIVELLATI	$q_s \leq 100 \text{ kPa}$	(argilla)

FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

PALO\_portata - Excel

D2 : 1,2

1 PORTATA PALO ISOLATO (metodo "alfa")

2 diametro fusto: D (m) = 1,2 diametro base: Db (m) = 1,2 26/02/2024

3 quota falda (m) = 0,00 quota inizio = testa pali (m) = 0,00

4 max = 100 max = 120 PORTATA LATERALE

5 QUOTE (m) totale COESIVI GRANULARI

6 strato da (m) a (m) Δz (m) γ (kN/m3) u (kPa) σ<sub>vo</sub> (kPa) σ'<sub>vo</sub> (kPa) σ'<sub>vm</sub> (kPa) Cu (kPa) α (-) qs (kPa) K (-) δ (°) qs (kPa) qs (kPa) Qs (kN)

7

8 1 0,00 -2,00 2 18 20 36 16 8 0 0 0

9 2 -2,00 -10,00 8 18 100 180 80 48 50 0,8 40 0 40 1206,372

10 3 -10,00 -20,00 10 19 200 370 170 125 0 0,5 30 36,084392 36,08439 1360,35

11 4 -20,00 -25,00 5 20 250 470 220 195 150 0,4 60 0 60 1130,973

12 5 -25,00

13 6

14 7

15 8

16 9

17 10

18 11

19 12

20 13

21 14

22 15

23 16

24 17

25 18

26 19

27 20

28

29 PORTATA LATERALE Qs (kN) = 3698

30 Cu (kPa) = 150 Nc = 9 σ<sub>vb</sub> (kPa) = 470 Q<sub>b</sub> (kN) = 2058,372

31 Nq = σ'<sub>vb</sub> (kPa) = 220 Q<sub>b</sub> (kN) = 0

32 qb (kPa) = 0 max = 4000

33 PORTATA BASE Qb (kN) = 2058

PORTATA TOTALE Qt (kN) = 5756

Q(met.alfa) Q(met.beta) AGI Viggiani Trevi-Asioli altro

PRONTO

Cerca

10°C Nuvoloso 12:25 26/02/2024

100%

N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo

N.B.: la falda deve essere individuata all'interfaccia fra due strati successivi

tipo di palo:  
PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

PALO

diámetro fusto: D (m) = 1,2

diámetro base: Db (m) = 1,2

lunghezza: L (m) = 25

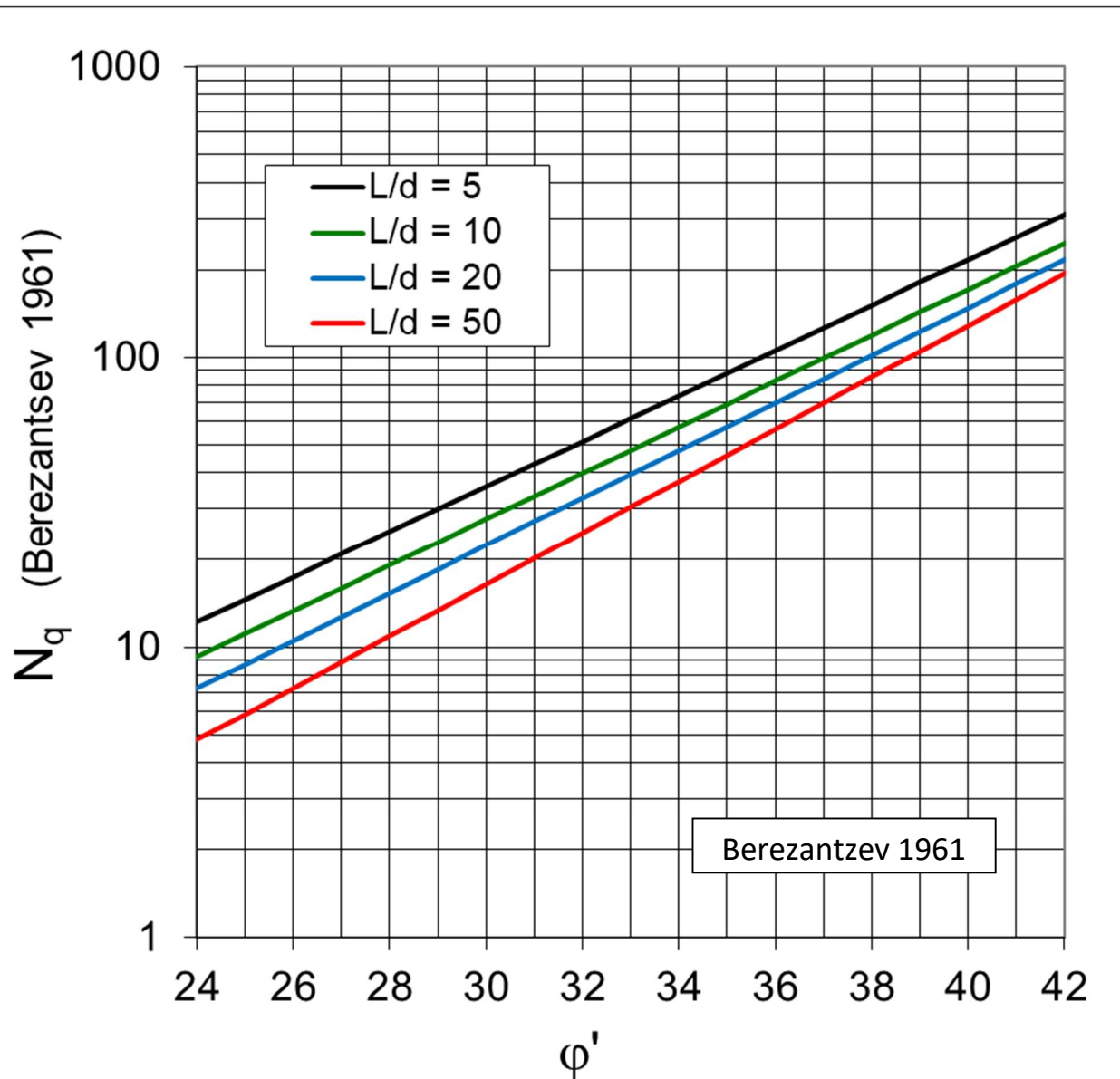
area sezione fusto: A (m2) = 1,130973

area sezione base: Ab (m2) = 1,130973

L'esempio si riferisce a un palo trivellato di grande diametro interessante terreni coesivi e granulari. Il metodo "alfa" fa riferimento alle condizioni non drenate dei terreni coesivi (coesione non drenata Cu). I terreni granulari sono sempre in condizioni drenate.

# PALI DI MEDIO DIAMETRO INFISSI E TRIVELLATI

## RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI GRANULARI)



Viggiani et Al. (2012)

$$q_b = \sigma'_{vb} N_q$$

$\sigma'_{vb}$  = pressione verticale (geostatica)  
efficace alla base del palo

Viggiani et Al. (2012) Kishida (1967)

$$\phi' = (\phi'_o + 40^\circ)/2$$

pali infissi

$$\phi' = \phi'_o - 3^\circ$$

pali trivellati

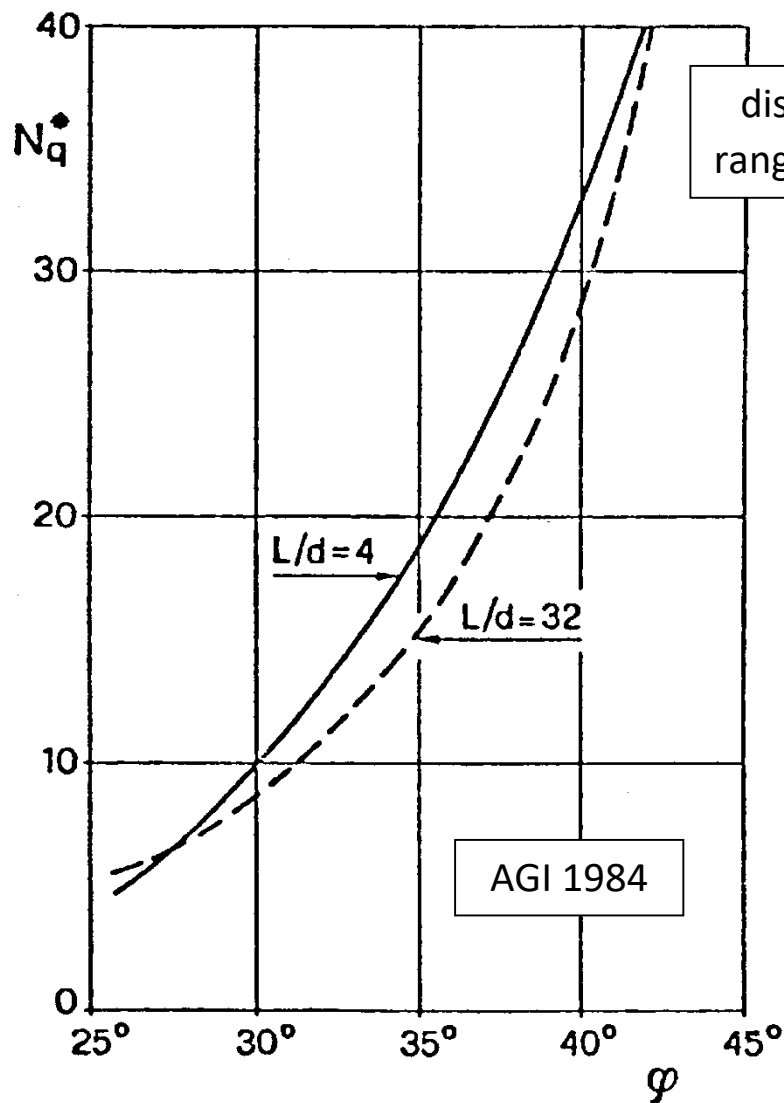
$\phi'_o$  = angolo di resistenza al taglio del terreno  
indisturbato (prima dell'esecuzione del palo)

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

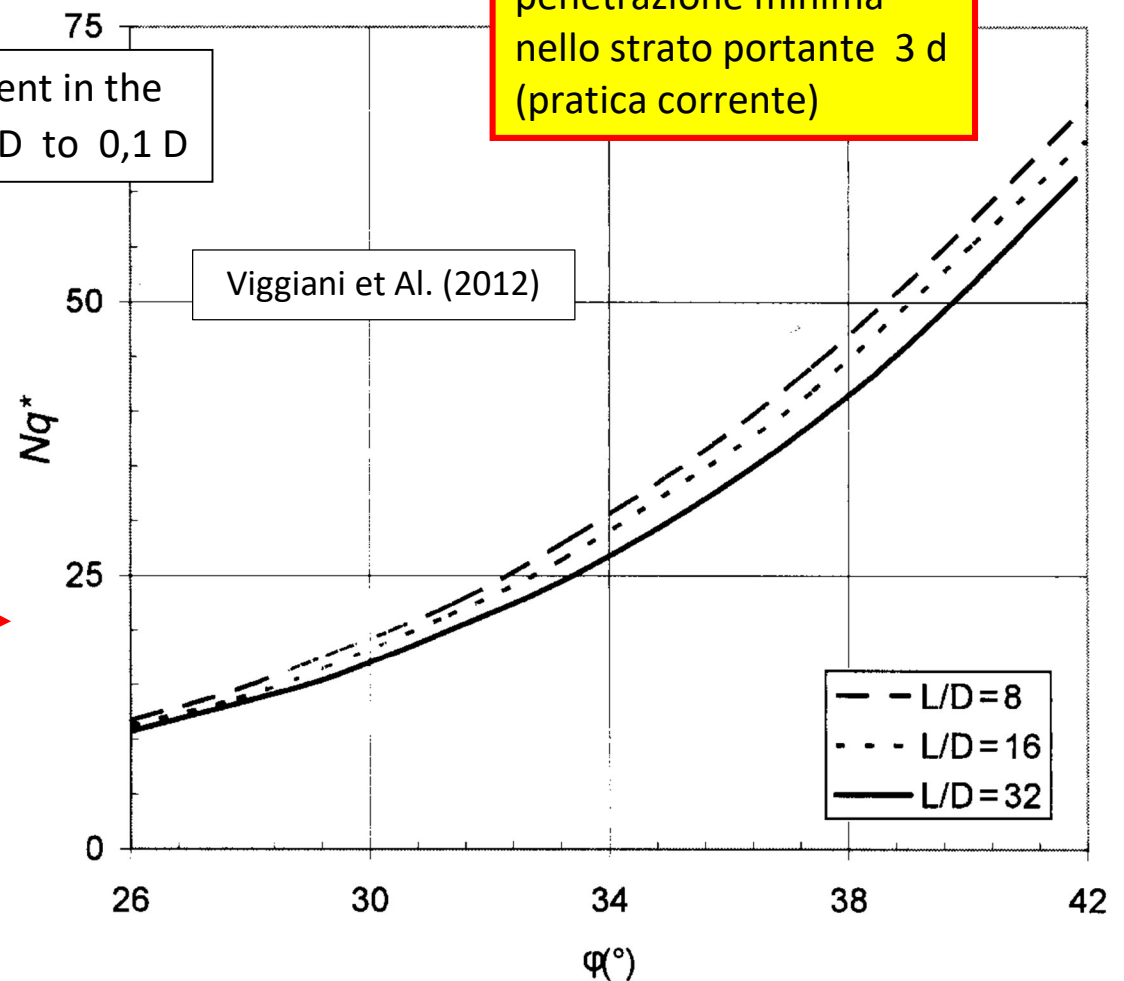


# PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

## RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI GRANULARI)



displacement in the range 0,06 D to 0,1 D



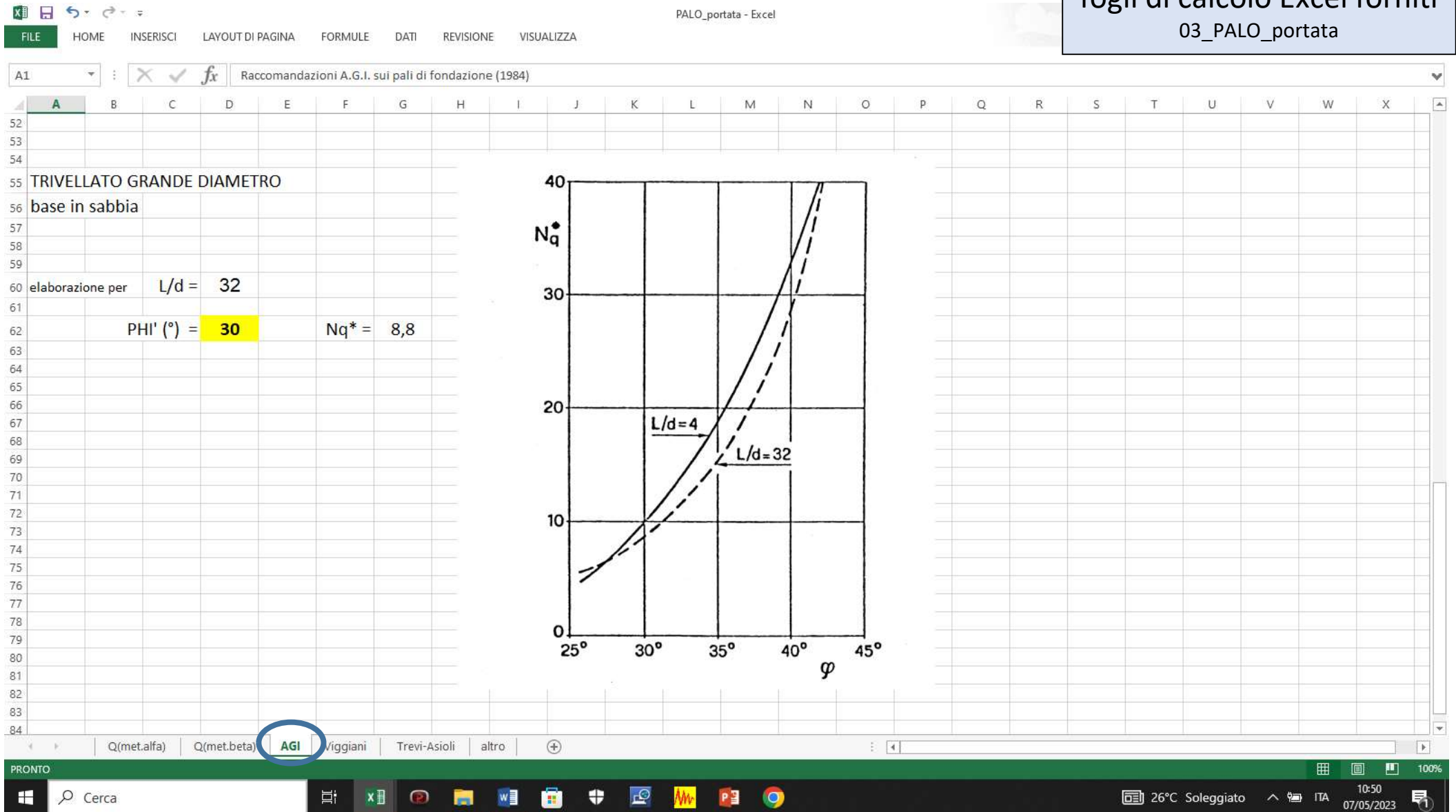
penetrazione minima  
nello strato portante 3 d  
(pratica corrente)

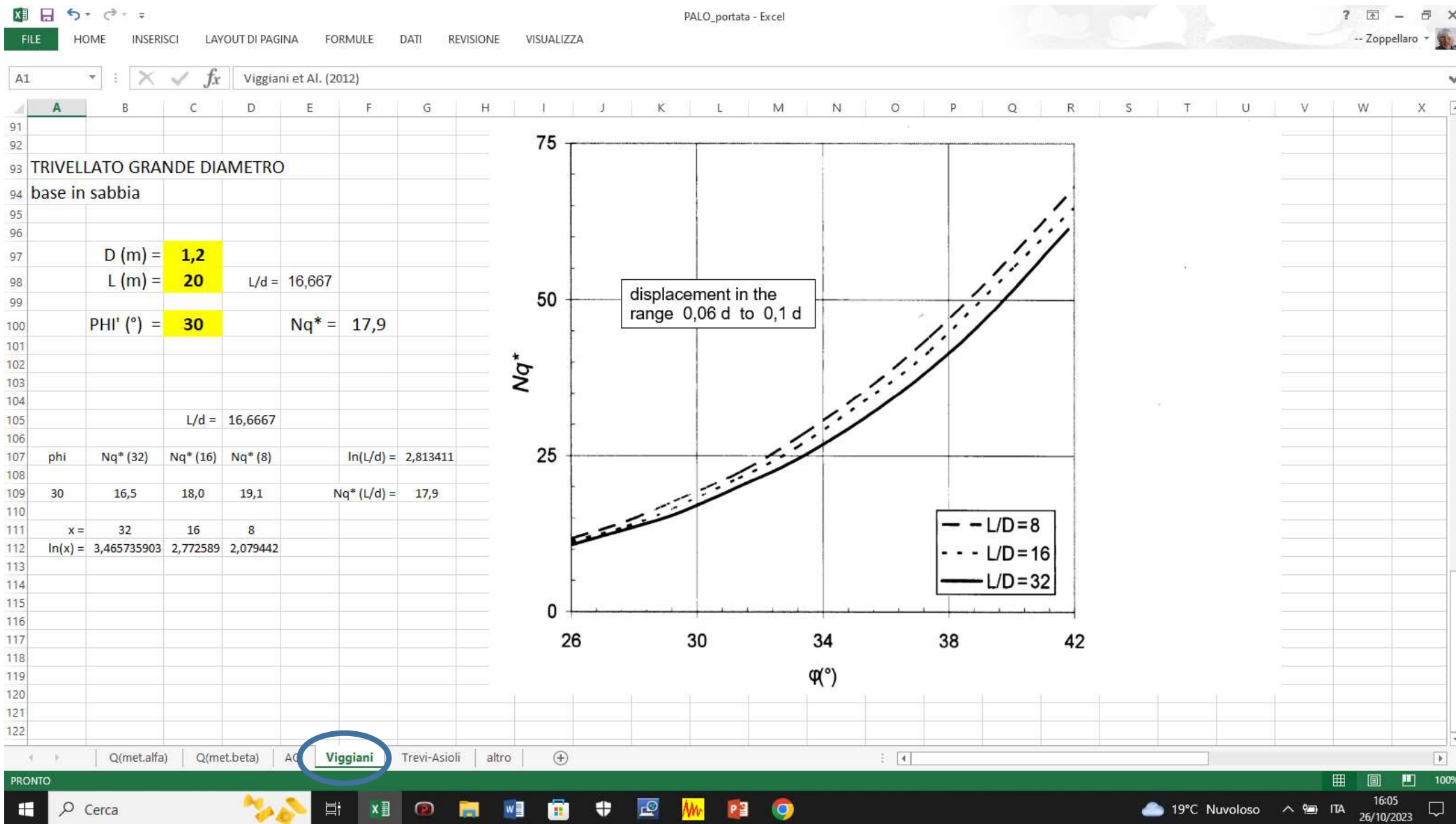
Viggiani et Al. (2012)

$$q_b = \sigma'_{vb} N_q^*$$

$\sigma'_{vb}$  = pressione verticale  
(geostatica) **efficace** alla base del palo



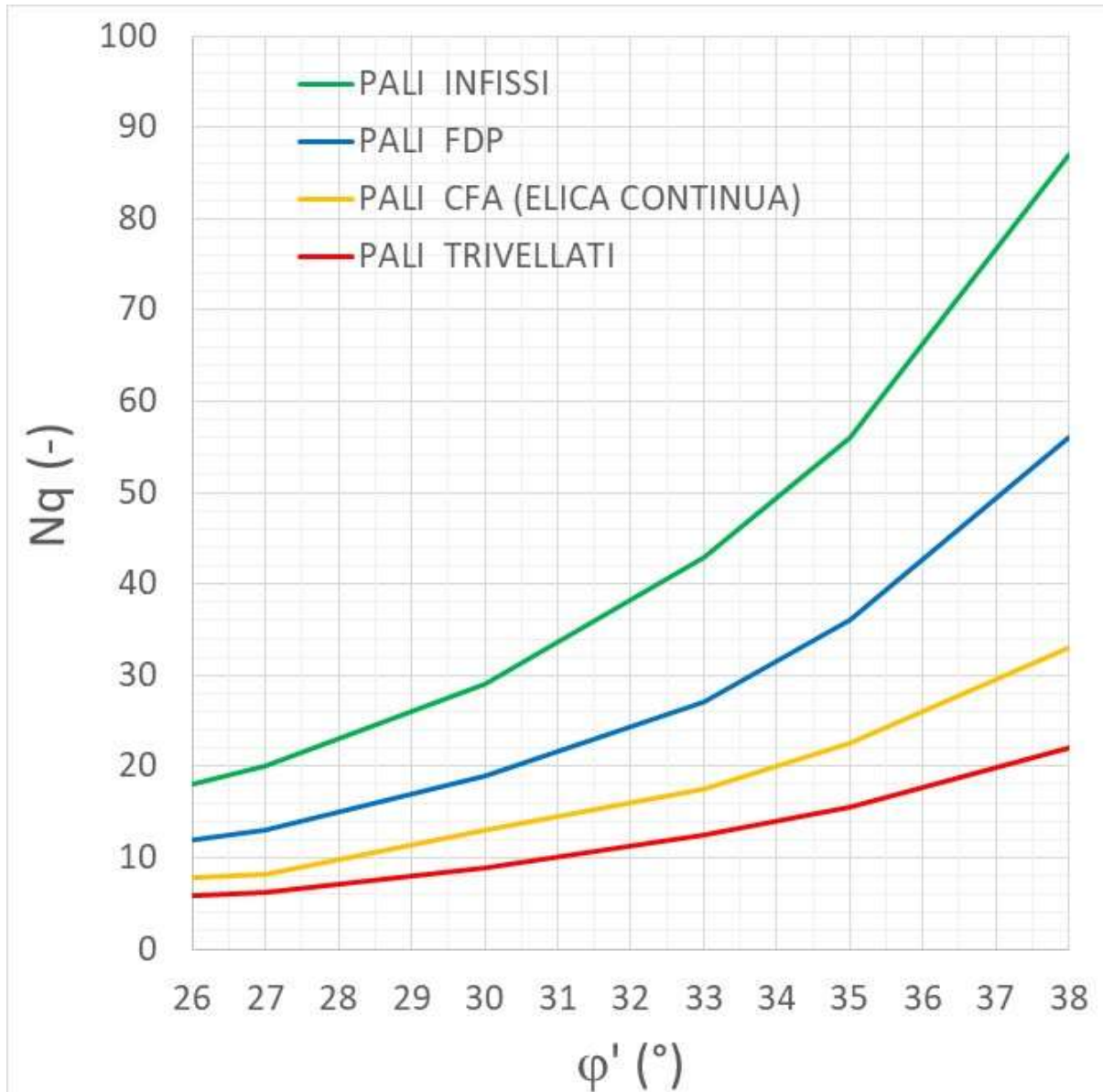






# PALI DI VARIO TIPO

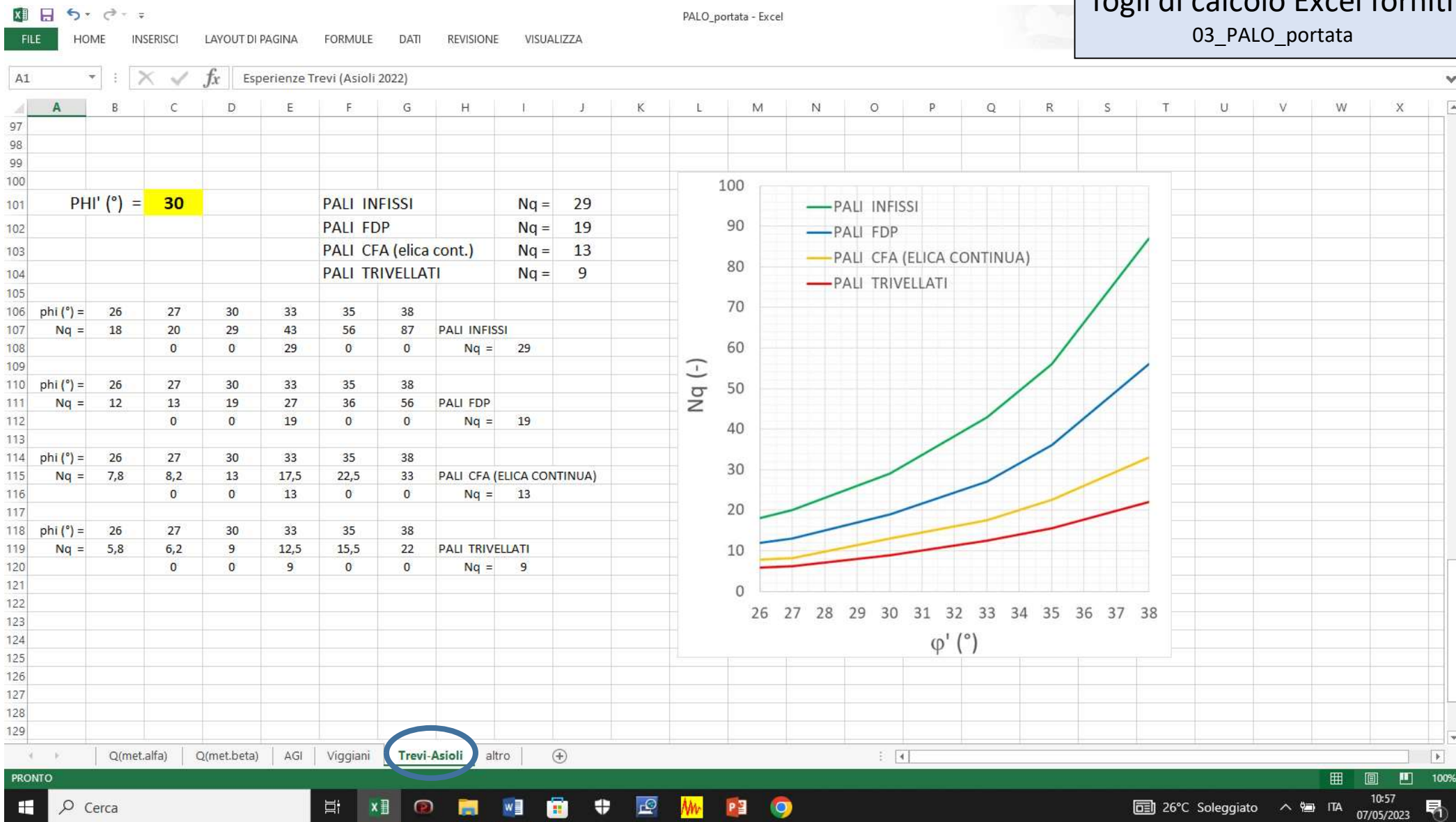
## RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI GRANULARI)



Trevi - Ascoli 2022

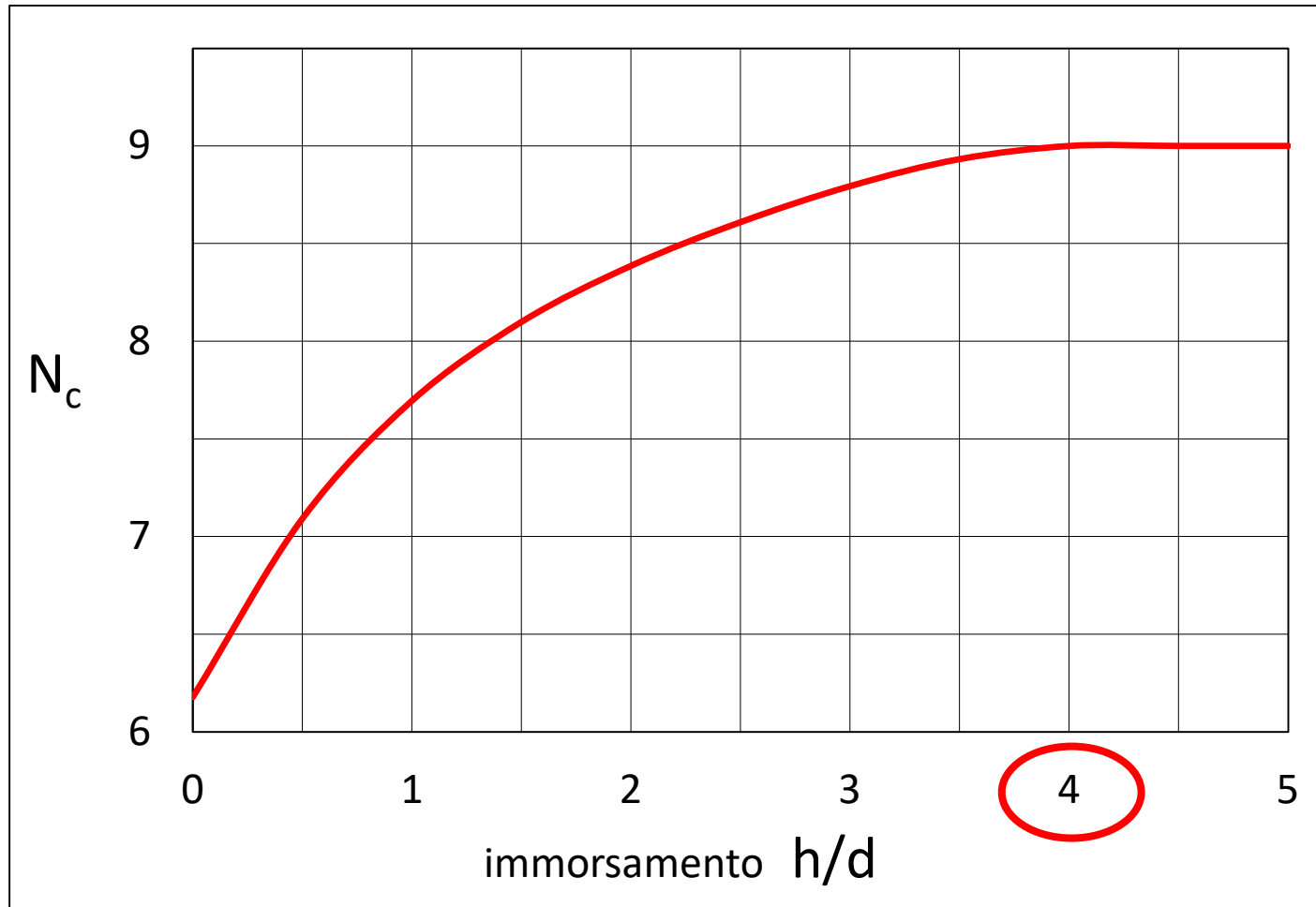
$$q_b = \sigma'_{vb} N_q$$

$\sigma'_{vb}$  = pressione verticale (geostatica)  
efficace alla base del palo



# PALI INFISSI E TRIVELLATI

## RESISTENZA ALLA BASE (TERRENI COESIVI – condizioni non drenate)



AGI 1984

$$q_b = N_c c_u + \sigma_{vb}$$

$$N_c = 9$$

per penetrazione minima  
nello strato portante = 4 d

$\sigma_{vb}$  = pressione verticale  
(geostatica) **totale** alla base  
del palo

Nel caso di argille dure fessurate viene proposta una riduzione ( $\mu$ ) da applicare al fattore  $N_c$

Skempton 1966

$\mu = 0,8$  argille fessurate ( $d < 0,9\text{m}$ )

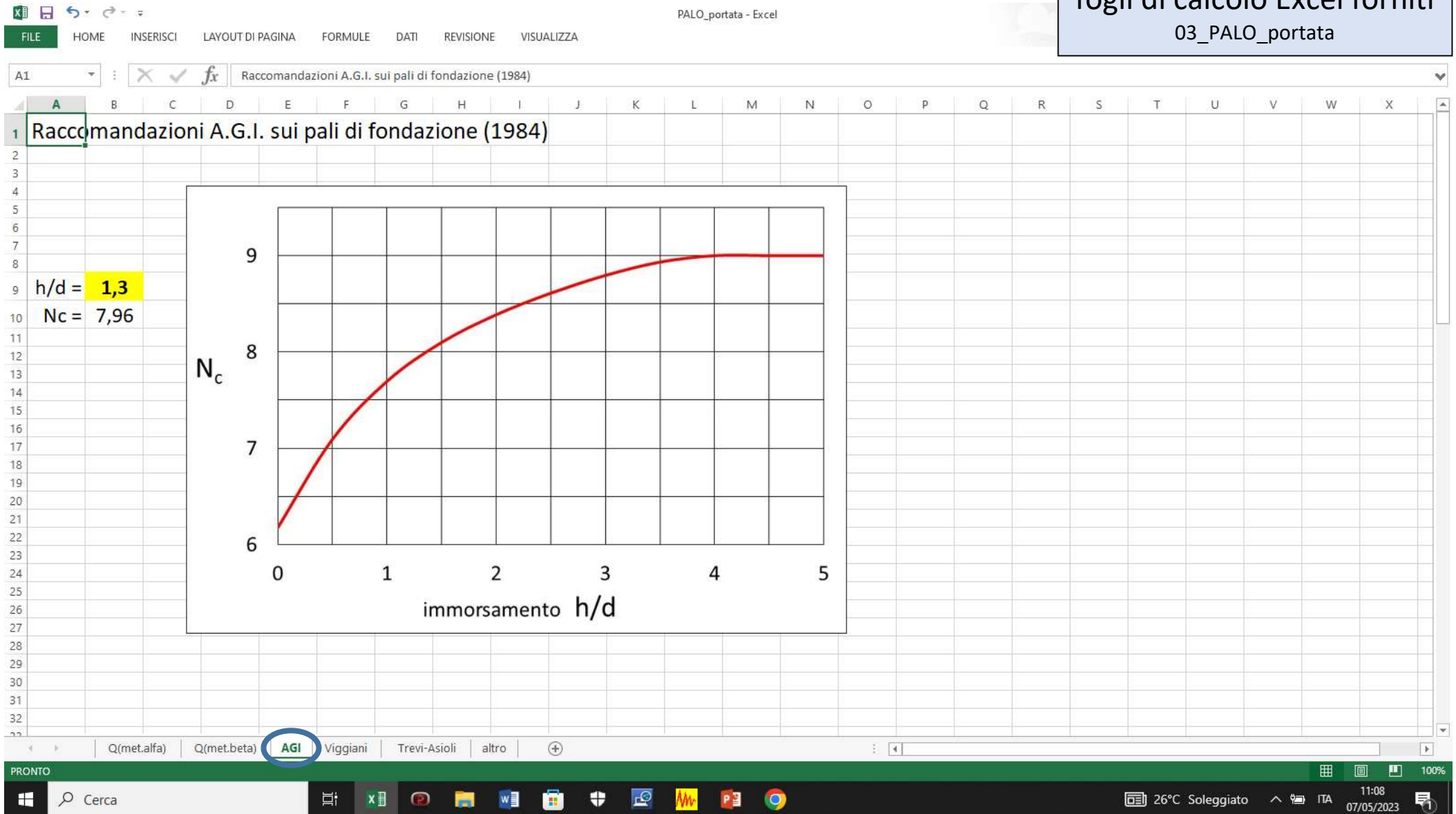
$\mu = 0,75$  argille fessurate ( $d > 0,9\text{m}$ )

Meyerhof 1983

$\mu = (d + 0,5) / (2 d) \leq 1$  pali infissi

$\mu = (d + 1) / (2 d + 1) \leq 1$  pali trivellati

$d \text{ (m)} = \text{diametro del palo}$



## PALI INFISSI E TRIVELLATI

### RESISTENZA LATERALE (TERRENI GRANULARI)

$$\tau_s = q_s = K \sigma'_{vm} \mu$$

$\sigma'_{vm}$  = pressione vertical (geostatica) efficace nella mezzeria dello strato

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

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

(\*) Decrescente con la profondità.

AGI 1984



# PALI DI VARIO TIPO

## RESISTENZA LATERALE (TERRENI GRANULARI)

$$\tau_s = q_s = K \sigma'_{vm} \mu$$

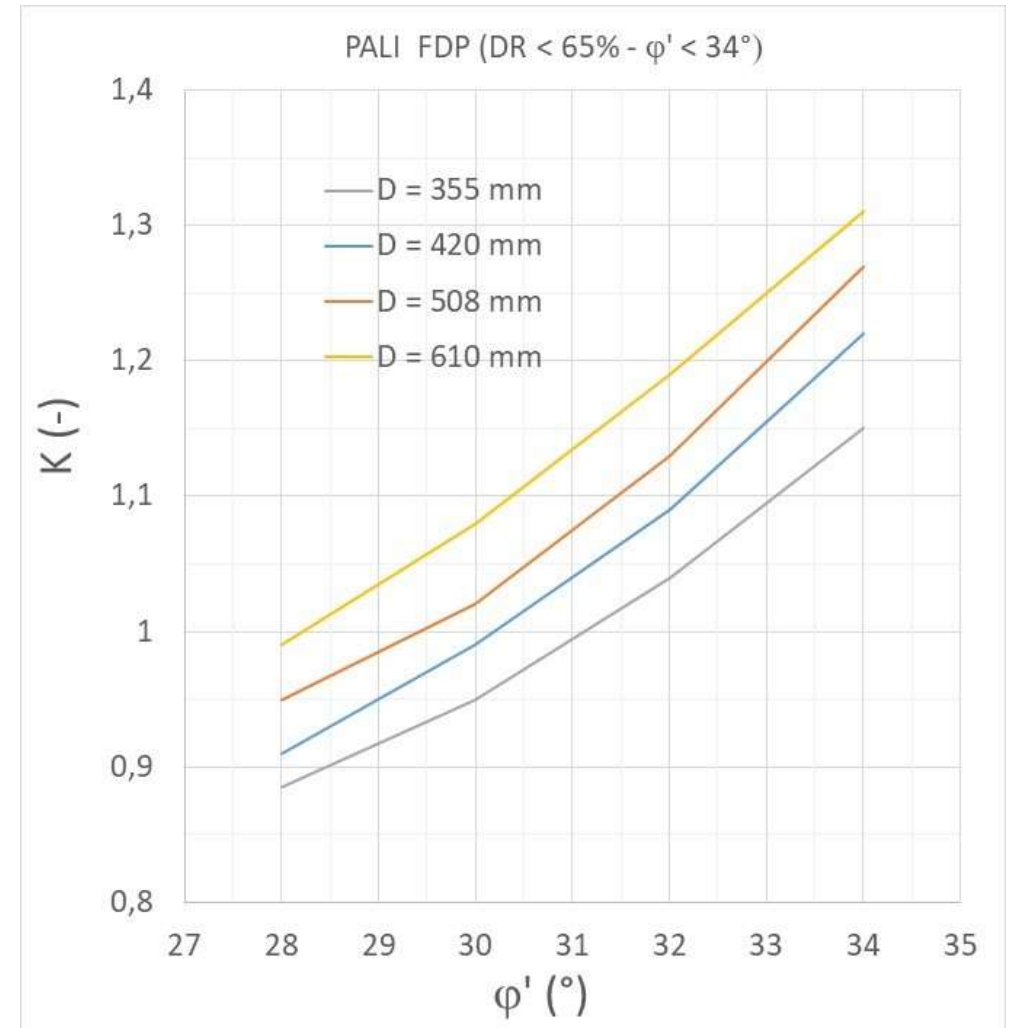
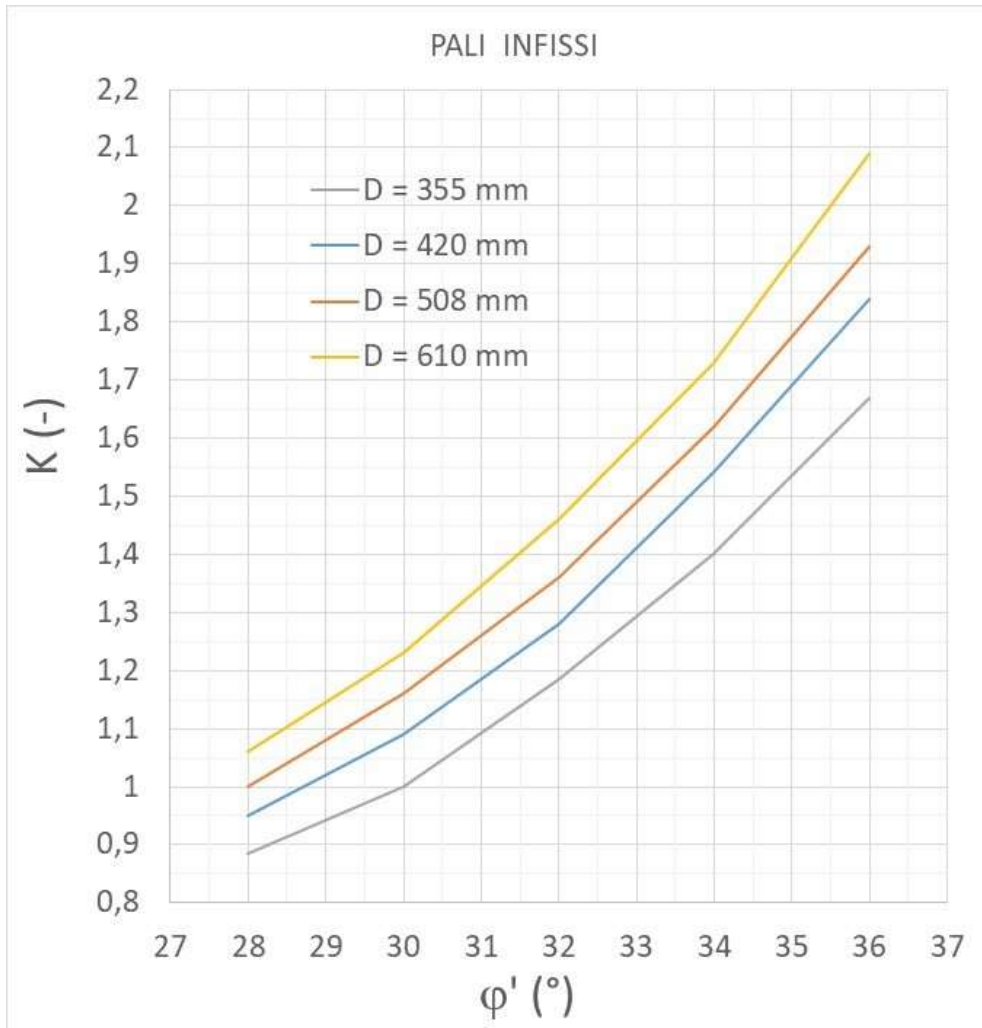
Viggiani et Al. (2012)

valori di  $K$  e  $\mu$  (terreni granulari)

		sciolti	addensati	
pali infissi	pali "H" in acciaio	$K = 0,7$	$K = 1,0$	$\mu = \text{tg } 20^\circ = 0,36$
	pali in acciaio a punta chiusa	$K = 1,0$	$K = 2,0$	$\mu = \text{tg } 20^\circ = 0,36$
	pali prefabbricati in calcestruzzo	$K = 1,0$	$K = 2,0$	$\mu = \text{tg } (0,75 \varphi')$
	pali gettati in opera in calcestruzzo	$K = 1,0$	$K = 3,0$	$\mu = \text{tg } \varphi'$
pali intermedi (Presso Drill)		$K = 0,7$	$K = 0,9$	$\mu = \text{tg } \varphi'$
pali trivellati		$K = 0,5$	$K = 0,4$	$\mu = \text{tg } \varphi'$
pali CFA (elica continua)		$K = 0,6$	$K = 0,6$	$\mu = \text{tg } \varphi'$

# PALI DI VARIO TIPO

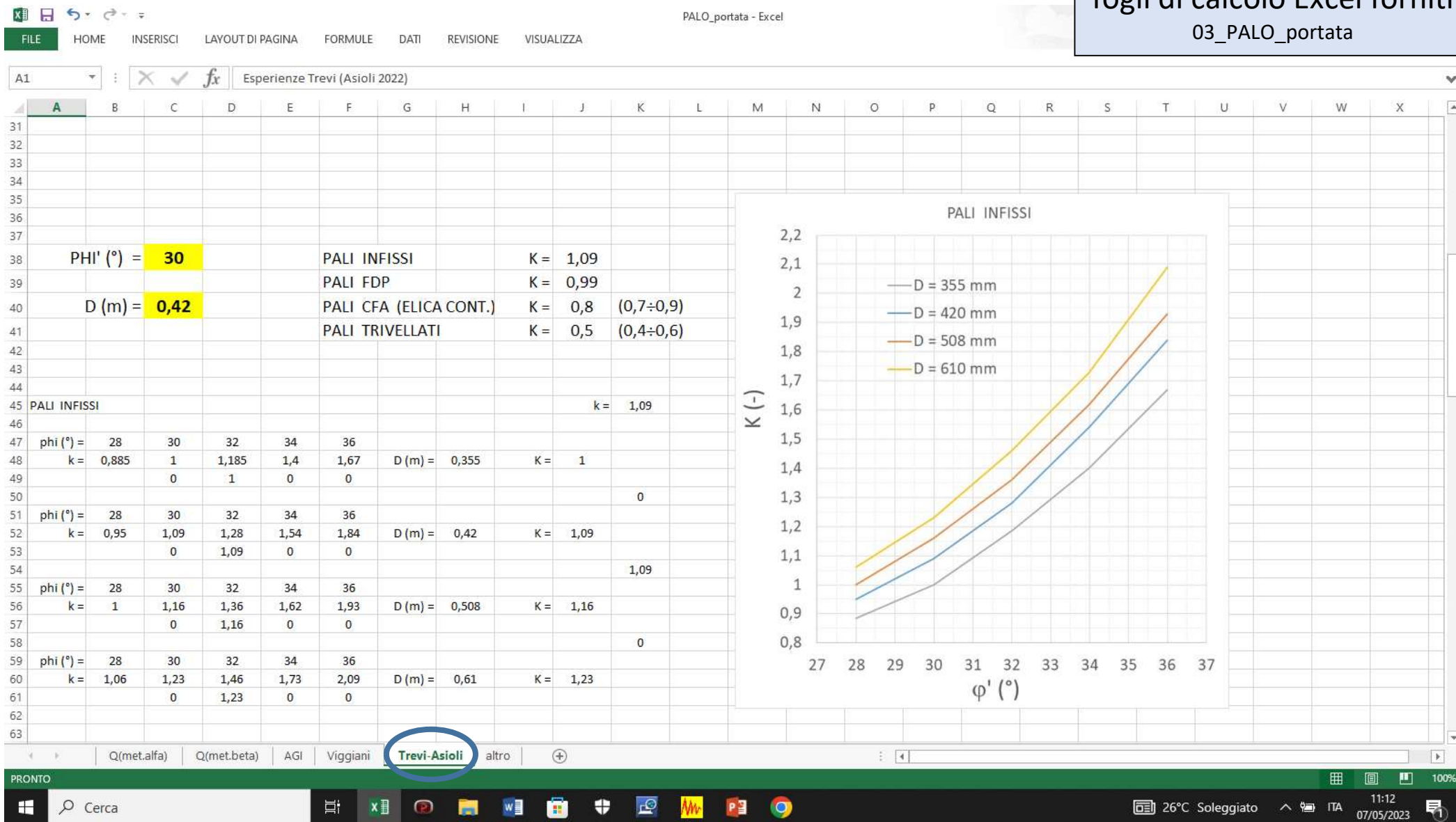
## RESISTENZA LATERALE (TERRENI GRANULARI)

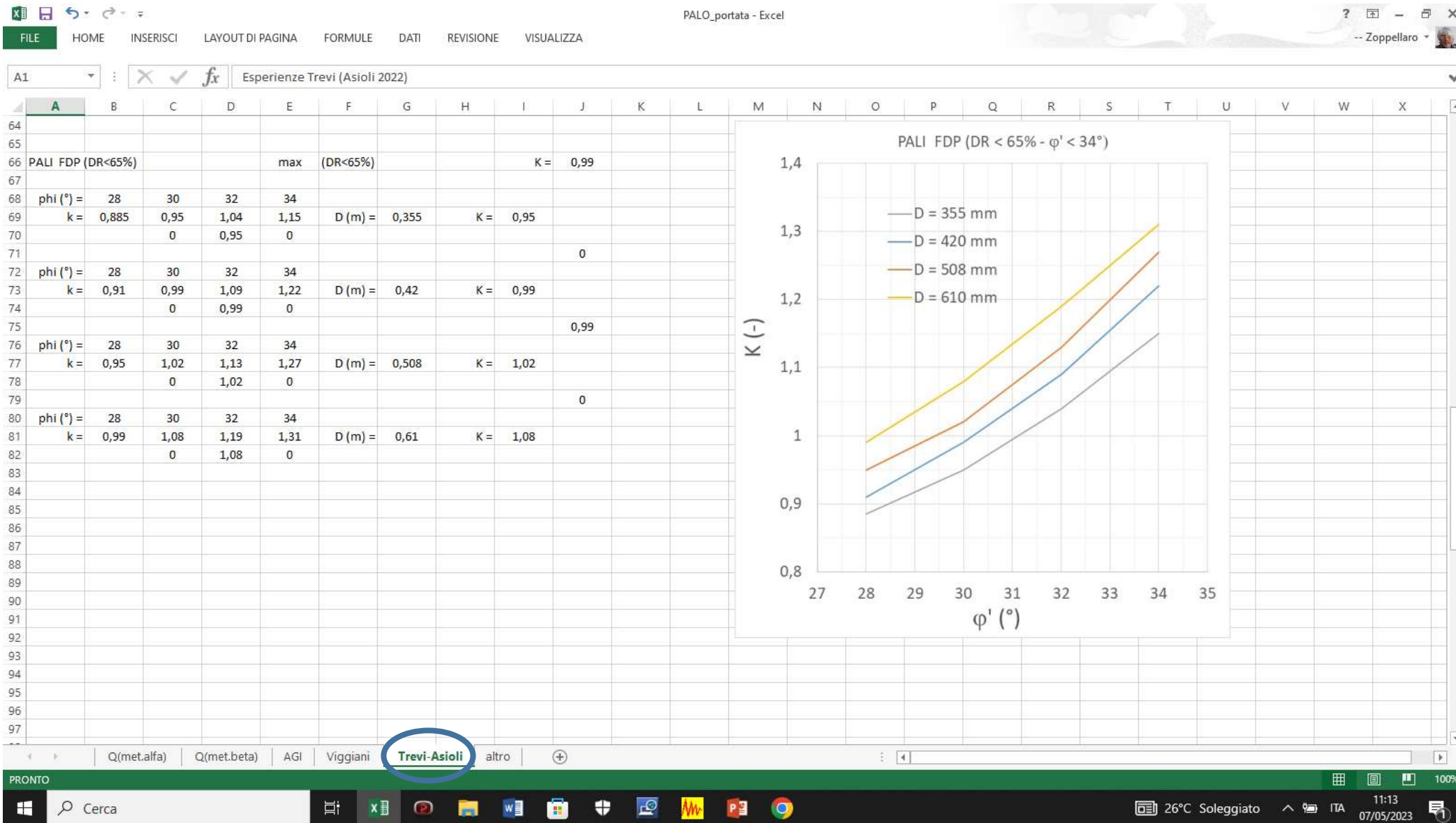


pali CFA (elica continua)  $K = 0,7 \div 0,9$   
 pali trivellati  $K = 0,4 \div 0,6$

$$\tau_s = q_s = K \sigma'_{vm} \mu$$

Trevi - Asioli 2022





# PALI INFISSI E TRIVELLATI

## RESISTENZA LATERALE (TERRENI COESIVI – condizioni non drenate)

$$\tau_s = q_s = \alpha c_u$$

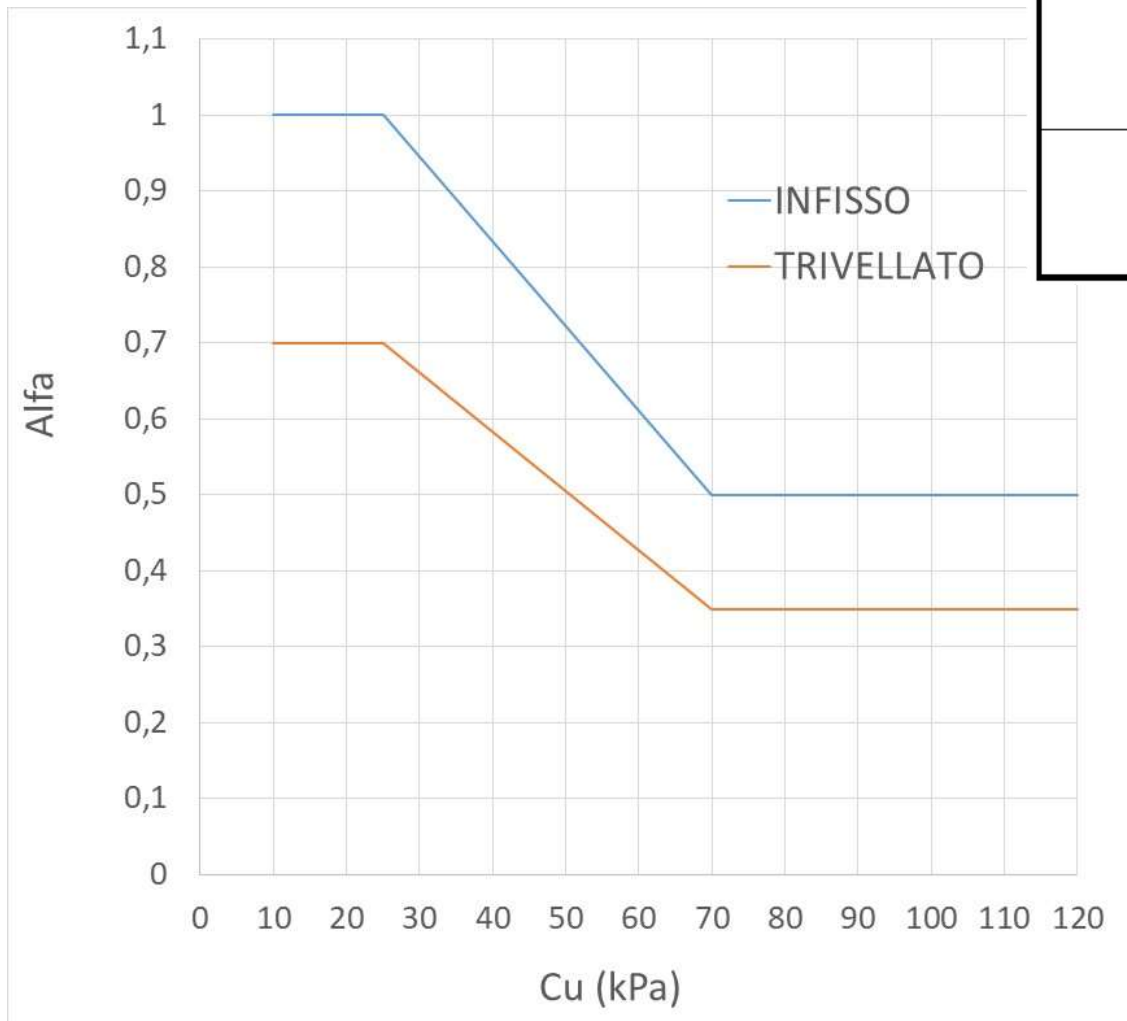
AGI 1984

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	$\leq 25$	$c_u$	120
		$25 \div 50$	$0.85 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.65 c_u$	
		$\geq 75$	$0.50 c_u$	
	ACCIAIO	$\leq 25$	$c_u$	100
		$25 \div 50$	$0.80 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.65 c_u$	
		$> 75$	$0.50 c_u$	
TRIVELLATI	CLS	$\leq 25$	$0.90 c_u$	100
		$25 \div 50$	$0.80 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.60 c_u$	
		$\geq 75$	$0.40 c_u$	

# PALI INFISSI E TRIVELLATI

## RESISTENZA LATERALE (TERRENI COESIVI – condizioni non drenate)



Palo	Valore di $c_u$	Valore di $\alpha$
Battuto	$c_u \leq 25$	1.0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0.011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0.7
	$25 < c_u < 70$	$0.7 - 0.008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.35

$$\tau_s = q_s = \alpha c_u$$

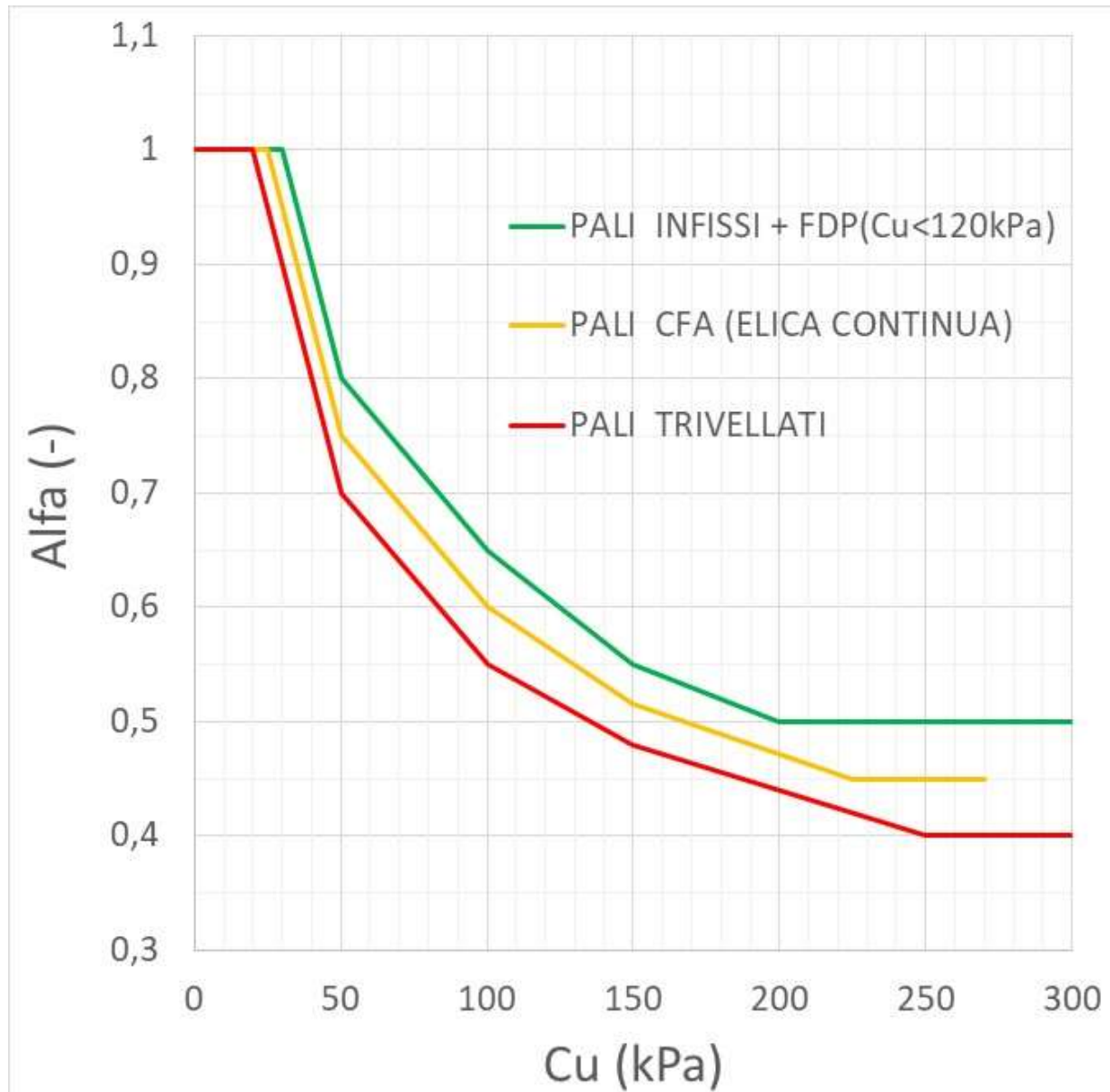
Viggiani et Al. (2012)





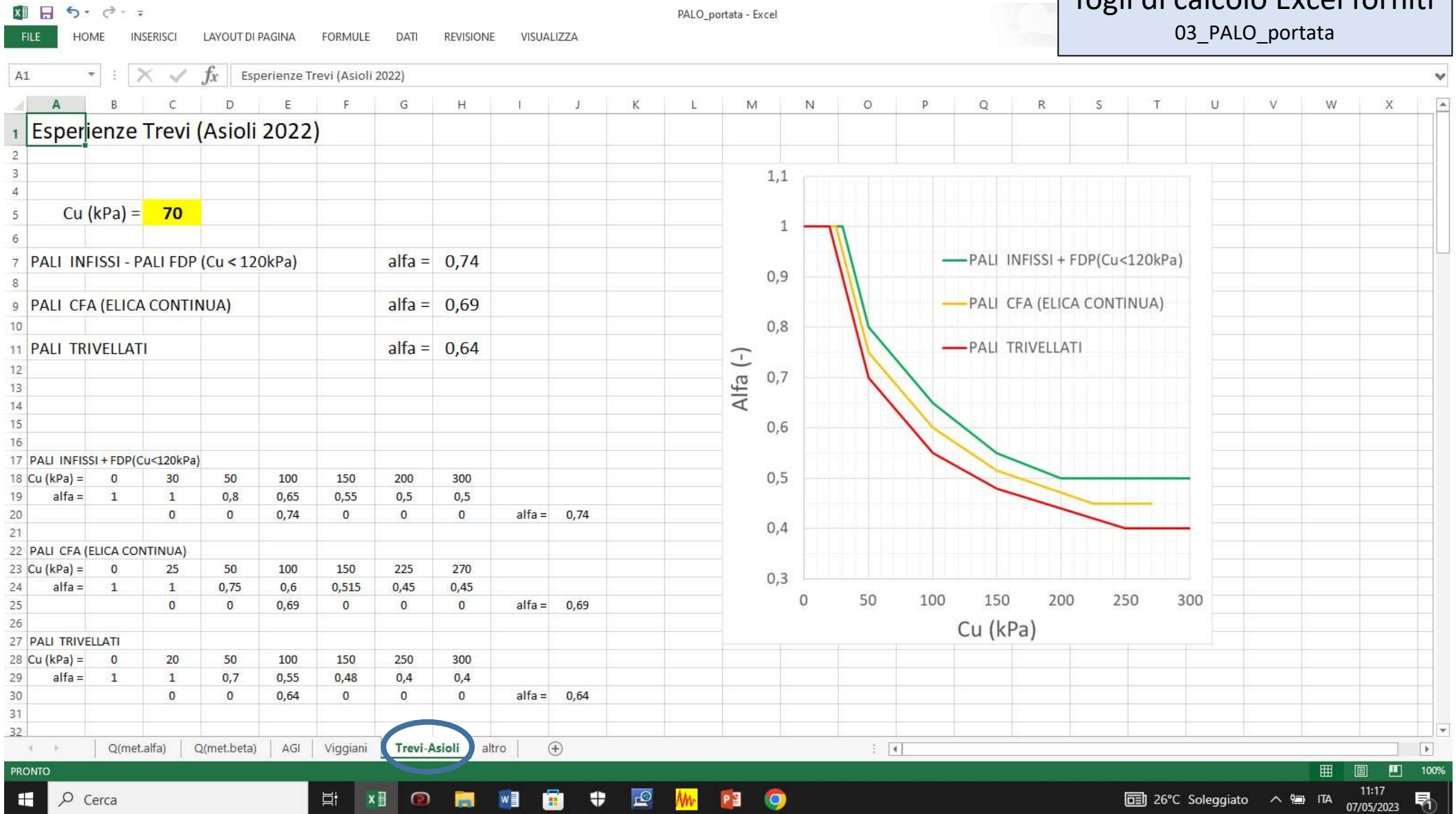
# **PALI DI VARIO TIPO**

## **RESISTENZA LATERALE (TERRENI COESIVI – condizioni non drenate)**



$$\tau_s = q_s = \alpha C_u$$

Trevi - Asioli 2022



# **PALI VIBROINFISSI**

(Gambini 2018)

**portata palo vibroinfisso (senza asportazione di terreno)  
 $\approx 75\%$  portata del palo battuto di uguale diametro**

## PALI IN ROCCIA

Per pali in roccia Fleming et Al. (2009) consigliano genericamente di far riferimento alla sola portata alla base, con le seguenti valutazioni:

pressione limite alla base:  $q_b = 3 q_u$

ove:

$q_u$  = resistenza nella prova a compressione libera

## ESEMPIO DI CALCOLO GEOTECNICO DEL PALO

Strato sabbioso superiore:

$$N_{SPT} = 15$$

$$\Rightarrow \varphi' = 32^\circ$$

$$q_c = 6 \text{ MPa} = 60 \text{ bar} \approx 60 \text{ tsf}$$

$$\Rightarrow \varphi' = 35^\circ$$

Strato argilloso intermedio:

$$q_c = 1 \text{ MPa} = 10 \text{ bar}$$

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

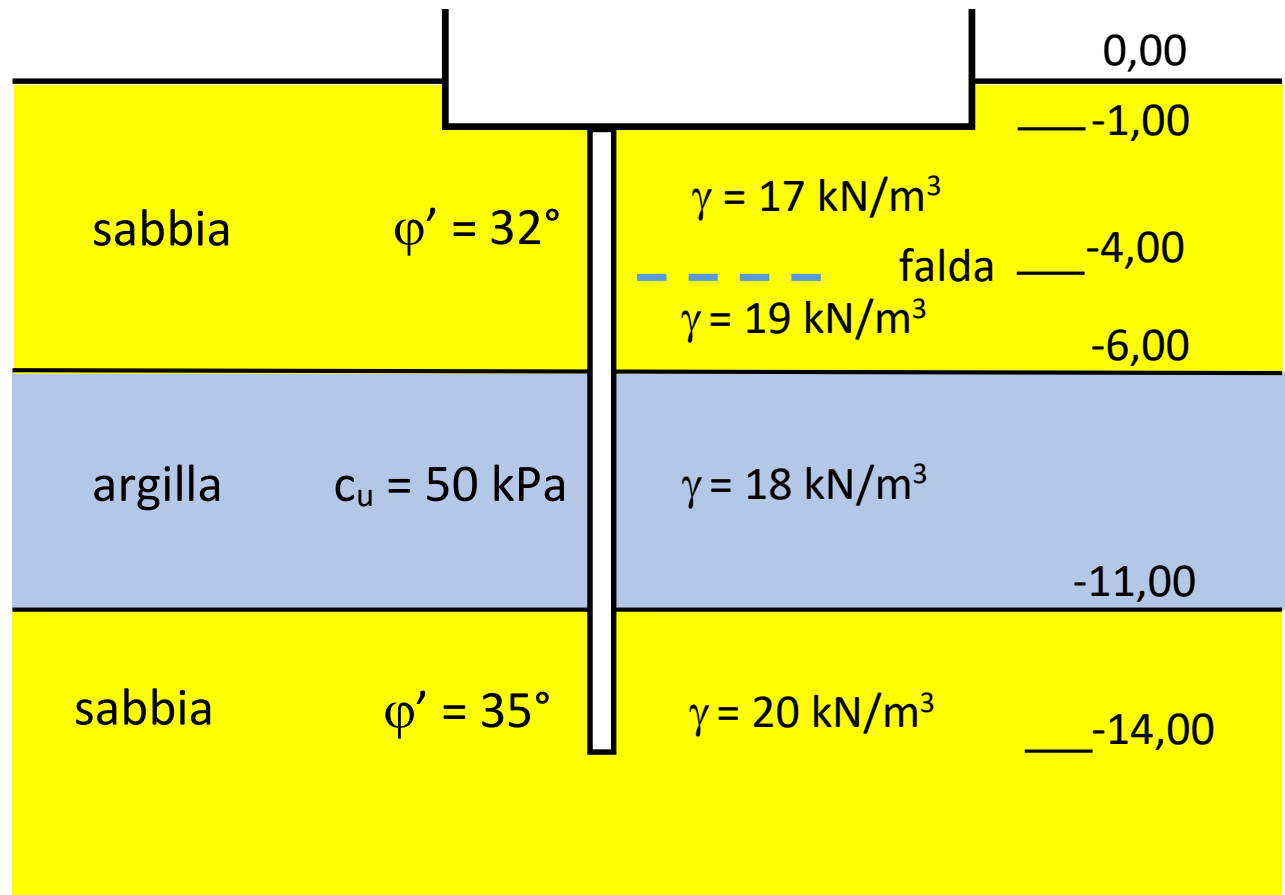
Strato sabbioso inferiore:

$$N_{SPT} = 25$$

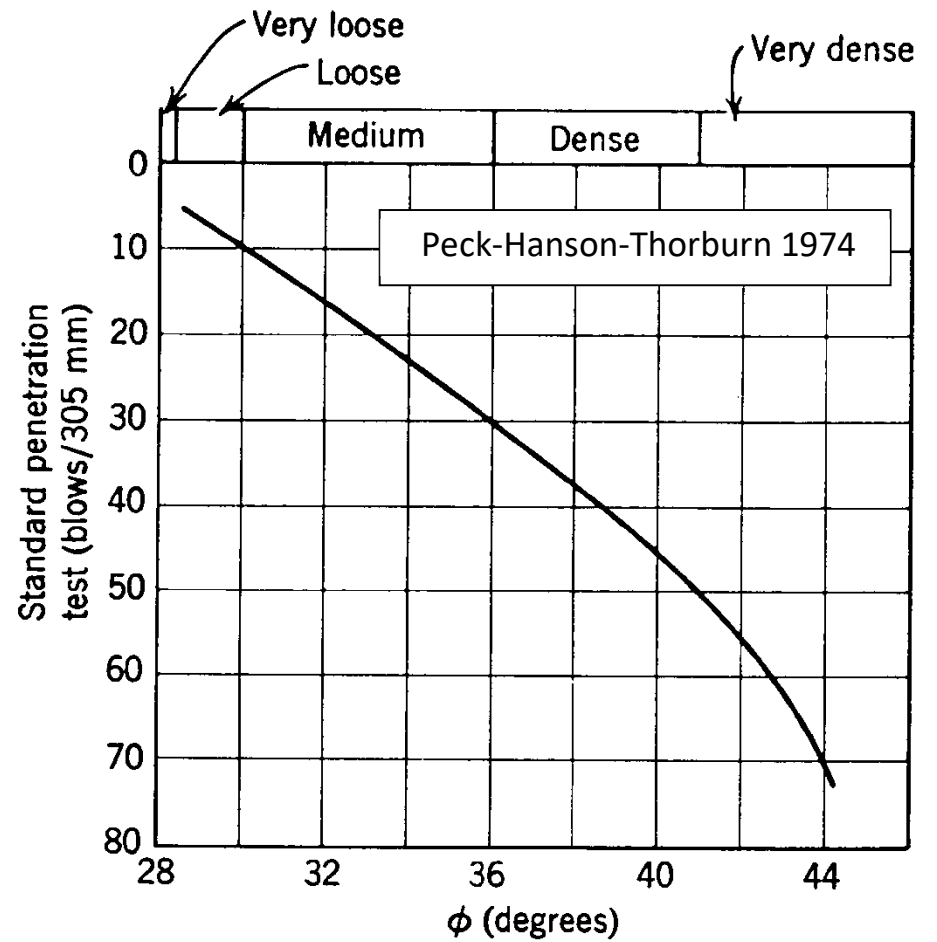
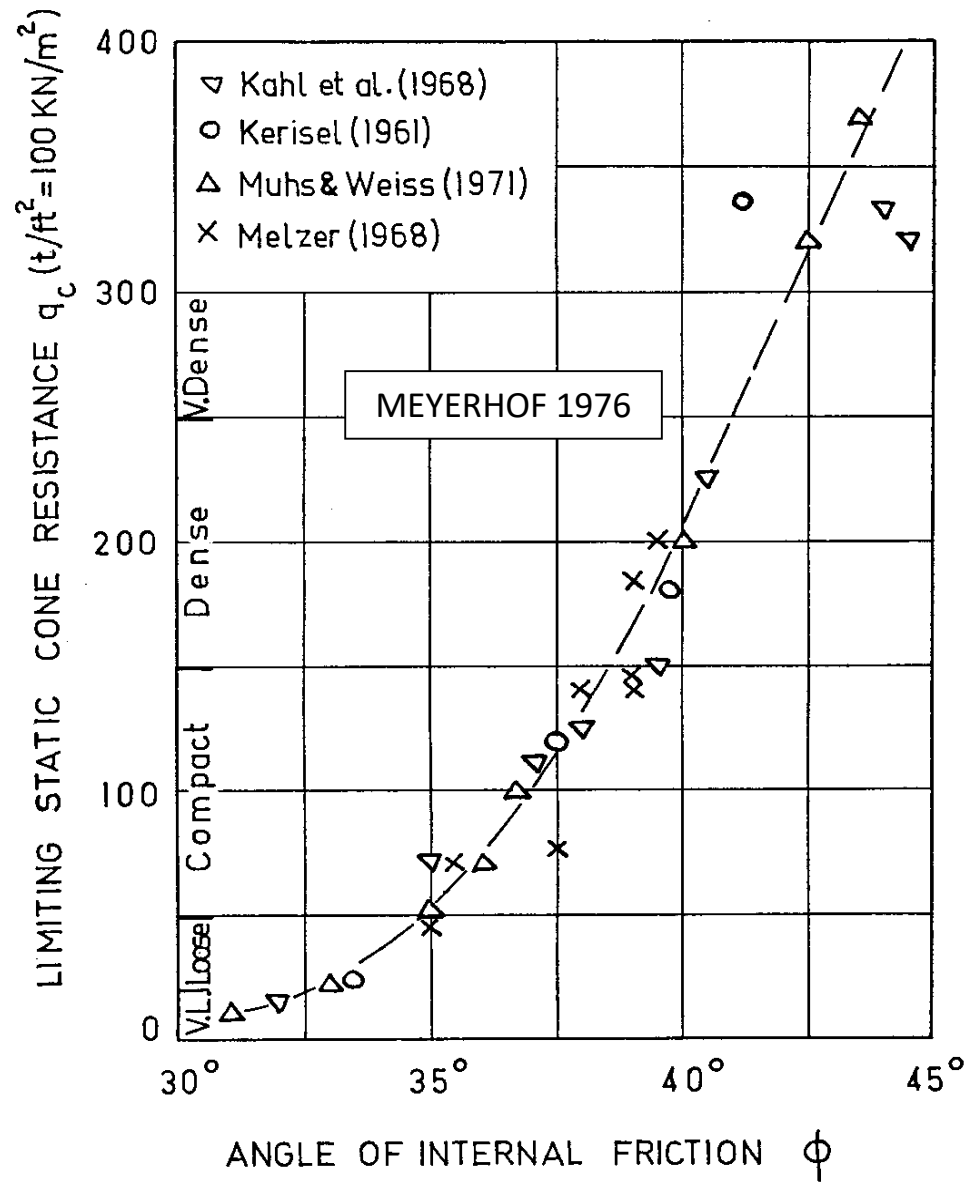
$$\Rightarrow \varphi' = 35^\circ$$

$$q_c = 10 \text{ MPa} = 100 \text{ bar} \approx 100 \text{ tsf}$$

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



vedi correlazioni di pagina seguente





Ipotesi:

**Diametro del palo:**  $d = 0,40 \text{ m}$

**Base del palo:**  $(-14,00)$

Piano campagna:  $(0,00)$

Piano fondazione:  $(-1,00)$  (quota inizio = testa pali)

N.B. pressioni geostatiche verticali valutate a partire dal piano fondazione

N.B. pesi di volume in figura totali (saturi se sotto falda, non immersi)

**Si fa riferimento alle evidenze sperimentali (Trevi-Asioli 2022)**



<b>PALO PREFABBRICATO BATTUTO CILINDRICO</b>
--

fogli di calcolo Excel forniti  
03\_PALO\_portata

PORTATA PALO ISOLATO (metodo "alfa")

diametro fusto: D (m) = 0,4

diametro base: Db (m) = 0,4

quota falda (m) = -4,00

quota inizio = testa pali (m) = -1,00

max = 100

max = 120

COESIVI

GRANULARI

26/02/2024

PORTATA LATERALE

QUOTE (m)

totale

strato

da (m)

a (m)

Δz (m)

γ(kN/m3)

u(kPa)

σvo(kPa)

σ'vo(kPa)

σ'vm(kPa)

Cu (kPa)

α (-)

qs (kPa)

K (-)

δ (°)

qs (kPa)

qs (kPa)

Qs (kN)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

1

2

3

4

5

6

7

8

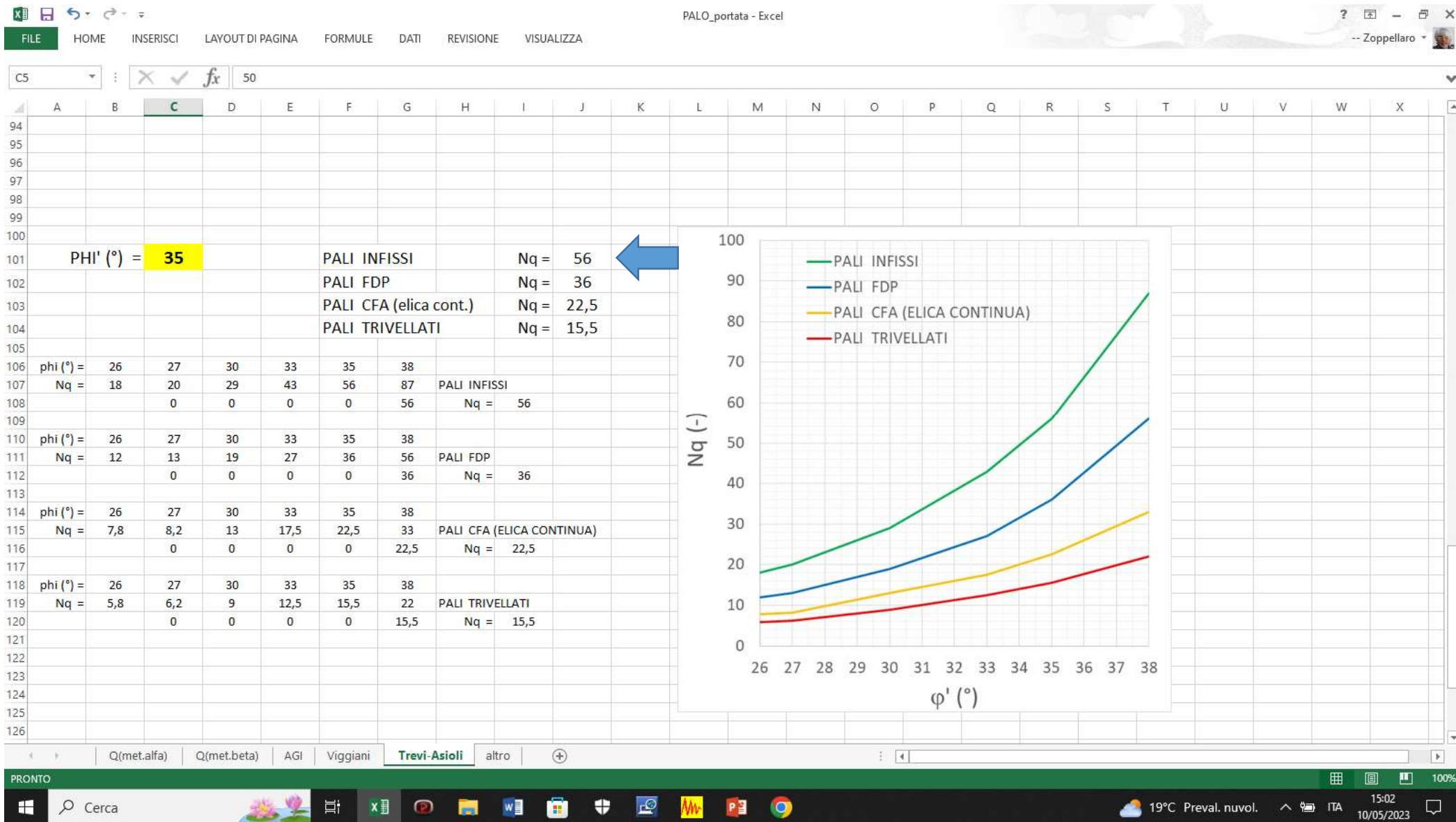
9

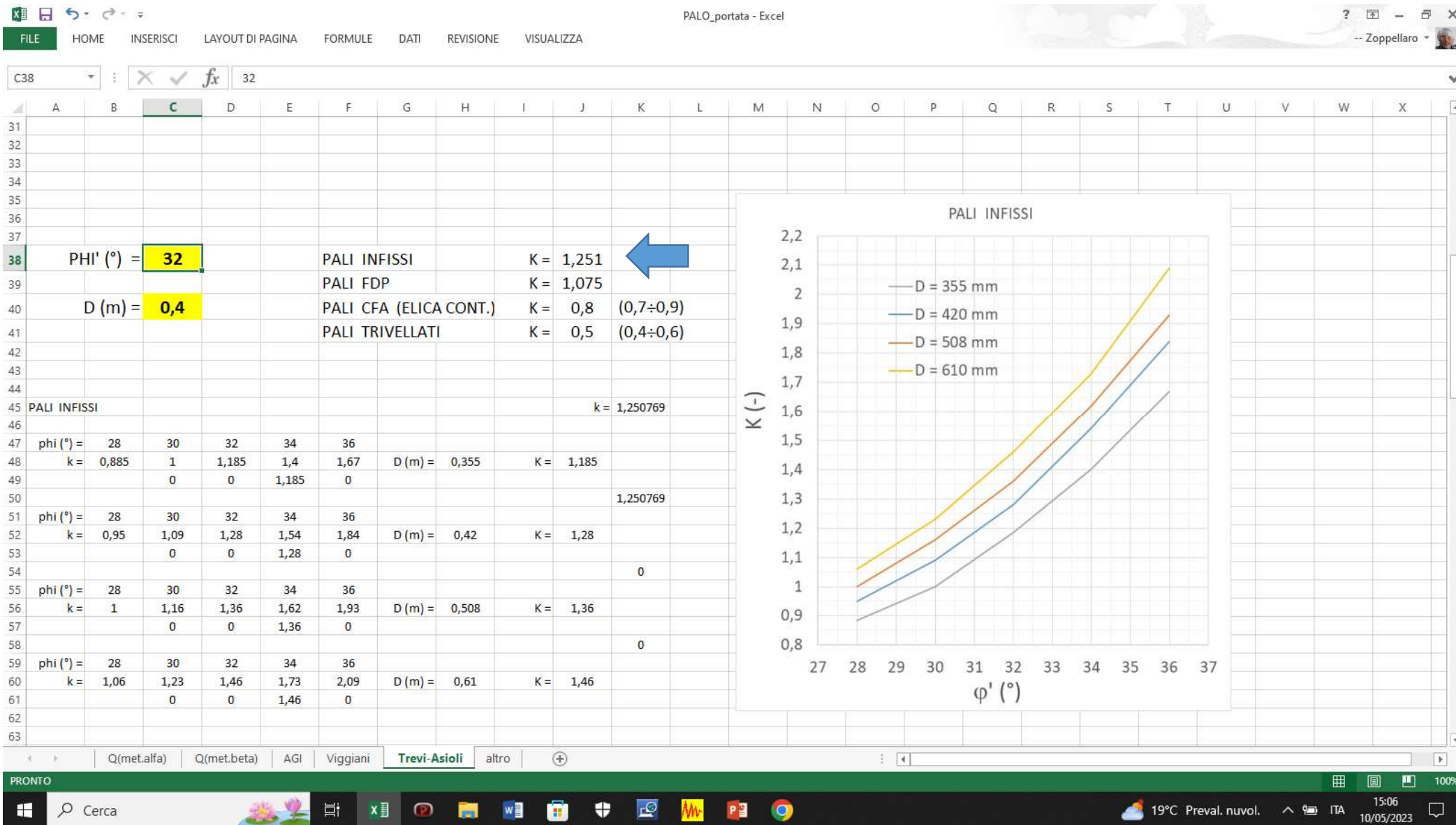
10

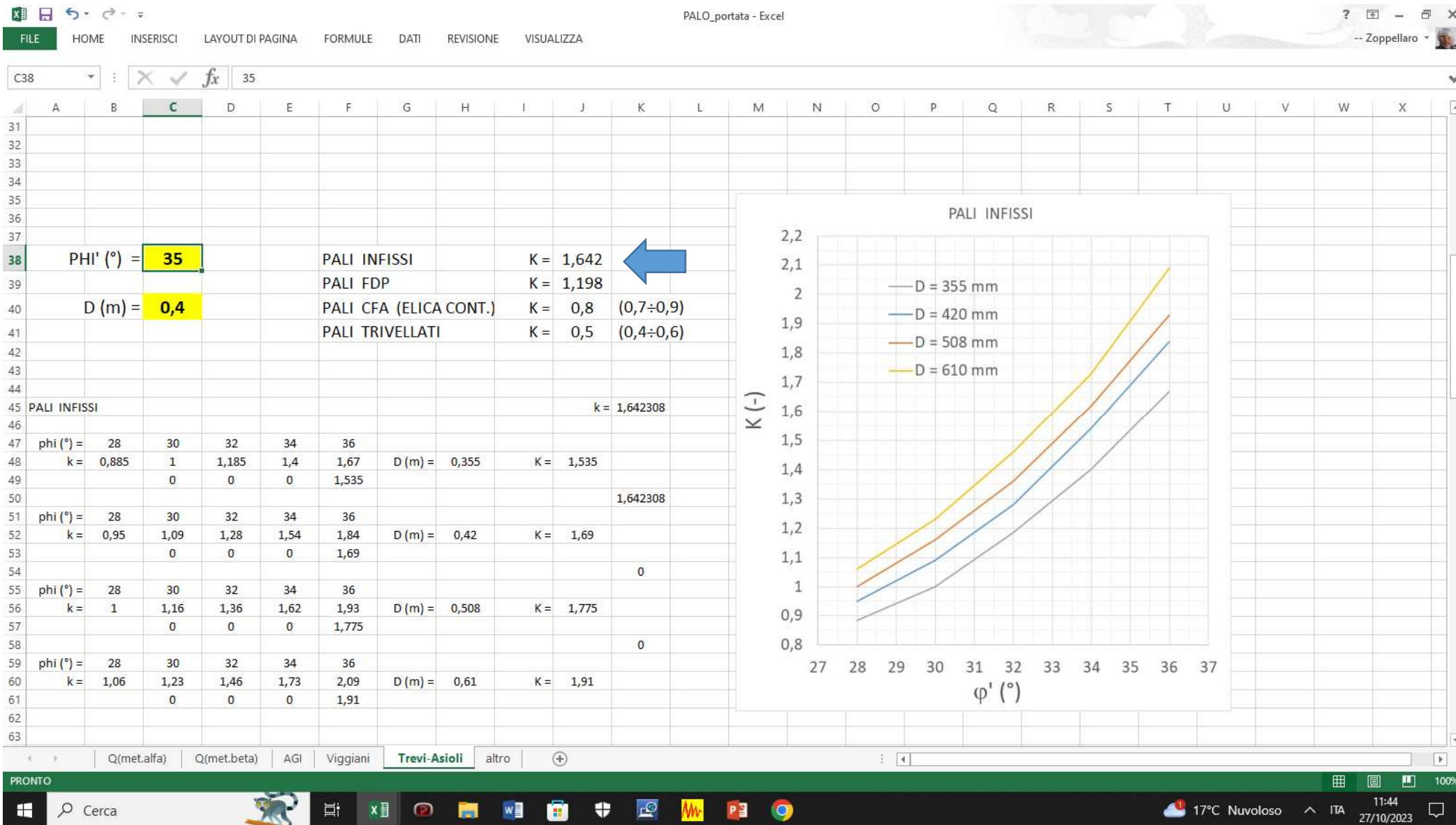
11

12

13











# PALO INFISSO IN C.A. GETTATO IN OPERA

fogli di calcolo Excel forniti

03\_PALO\_portata

Excel spreadsheet showing calculations for a fixed pile in concrete (PALO INFISSO IN C.A. GETTATO IN OPERA). The spreadsheet includes input parameters, soil properties, and calculated values for lateral and base resistance.

**Input Parameters:**

- diametro fusto:  $D$  (m) = 0,4
- diametro base:  $Db$  (m) = 0,4
- quota falda (m) = -4,00
- quota inizio = testa pali (m) = -1,00
- max = 100
- max = 120

**Soil Properties:**

- COESIVI:  $\sigma_{vo}$  (kPa),  $\sigma'_{vm}$  (kPa),  $\alpha$  (-),  $q_s$  (kPa)
- GRANULARI:  $K$  (-),  $\delta$  (°),  $q_s$  (kPa)

**Calculated Values:**

- PORTATA LATERALE:  $Q_s$  (kN) = 896,7
- PORTATA BASE:  $Q_b$  (kN) = 978,2
- PORTATA TOTALE:  $Q_t$  (kN) = 1875

**Notes:**

- N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo
- N.B.: la falda deve essere individuata all'interfaccia fra due strati successivi
- tipo di palo: PALO INFISSO IN C.A. GETTATO IN OPERA

**Equation:**

$$\delta = \varphi'$$



# PALO FRANKI

fogli di calcolo Excel forniti  
03\_PALO\_portata

PORTATA PALO ISOLATO (metodo "alfa")										N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo									
diametro fusto: D (m) =		0,4		diametro base: Db (m) =		0,6				26/02/2024									
quota falda (m) =		-4,00		quota inizio = testa pali (m) =		-1,00													
								max =		100		max =		120		PORTATA LATERALE			
QUOTE (m)		totale						COESIVI		GRANULARI								N.B.: la falda deve essere individuata all'interfaccia fra due strati successivi	
strato	da (m)	a (m)	Δz (m)	γ (kN/m3)	u (kPa)	σ <sub>vo</sub> (kPa)	σ' <sub>vo</sub> (kPa)	σ' <sub>vm</sub> (kPa)	Cu (kPa)	α (-)	qs (kPa)	K (-)	δ (°)	qs (kPa)	qs (kPa)	Qs (kN)			
1	-1,00	-4,00	3	17	0	51	51	25,5			0	1,251	32	19,933645	19,93364	75,14807			
2	-4,00	-6,00	2	19	20	89	69	60			0	1,251	32	46,902694	46,90269	117,8793			tipo di palo:
3	-6,00	-11,00	5	18	70	179	109	89	50	0,8	40			0	40	251,3274			PALO FRANKI
4	-11,00	-14,00	3	20	100	239	139	124			0	1,642	35	120	120	452,3893			
5	-14,00																		
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15																			
16																			
17																			
18																			
19																			
20																			
21																			
22																			
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30	Cu (kPa) =		Nc =		σ <sub>vb</sub> (kPa) =	239	Qb (kN) =	0			PORTATA LATERALE		Qs (kN) =		896,7				
31			Nq =	56	σ' <sub>vb</sub> (kPa) =	139	Qb (kN) =	2200,874			PORTATA BASE		Qb (kN) =		2201				
32					qb (kPa) =	7784	max =	12000											
33																			

Q(met.alfa) Q(met.beta) AGI Viggiani Trevi-Asioli altro

PRONTO

Cerca

10°C Nuvoloso

ITA

11:29 26/02/2024

# PALO FDP – FULL DISPLACEMENT PILE

fogli di calcolo Excel forniti  
03\_PALO\_portata

Excel spreadsheet showing calculations for a Full Displacement Pile (FDP). The spreadsheet is divided into several sections: input data, soil properties, pile data, and results.

**Input Data (Row 2):**

- diametro fusto: D (m) = 0,4
- diametro base: Db (m) = 0,4
- quota falda (m) = -4,00
- quota inizio = testa pali (m) = -1,00

**Soil Properties (Row 6):**

- strato da (m)
- a (m)
- Δz (m)
- γ (kN/m3)
- u (kPa)
- σ<sub>vo</sub> (kPa)
- σ'<sub>vo</sub> (kPa)
- σ'<sub>vm</sub> (kPa)
- Cu (kPa)
- α (-)
- qs (kPa)
- K (-)
- δ (°)
- qs (kPa)
- qs (kPa)
- Qs (kN)

**Pile Data (Row 7):**

- max = 100
- max = 120
- PORTATA LATERALE

**Results (Row 29):**

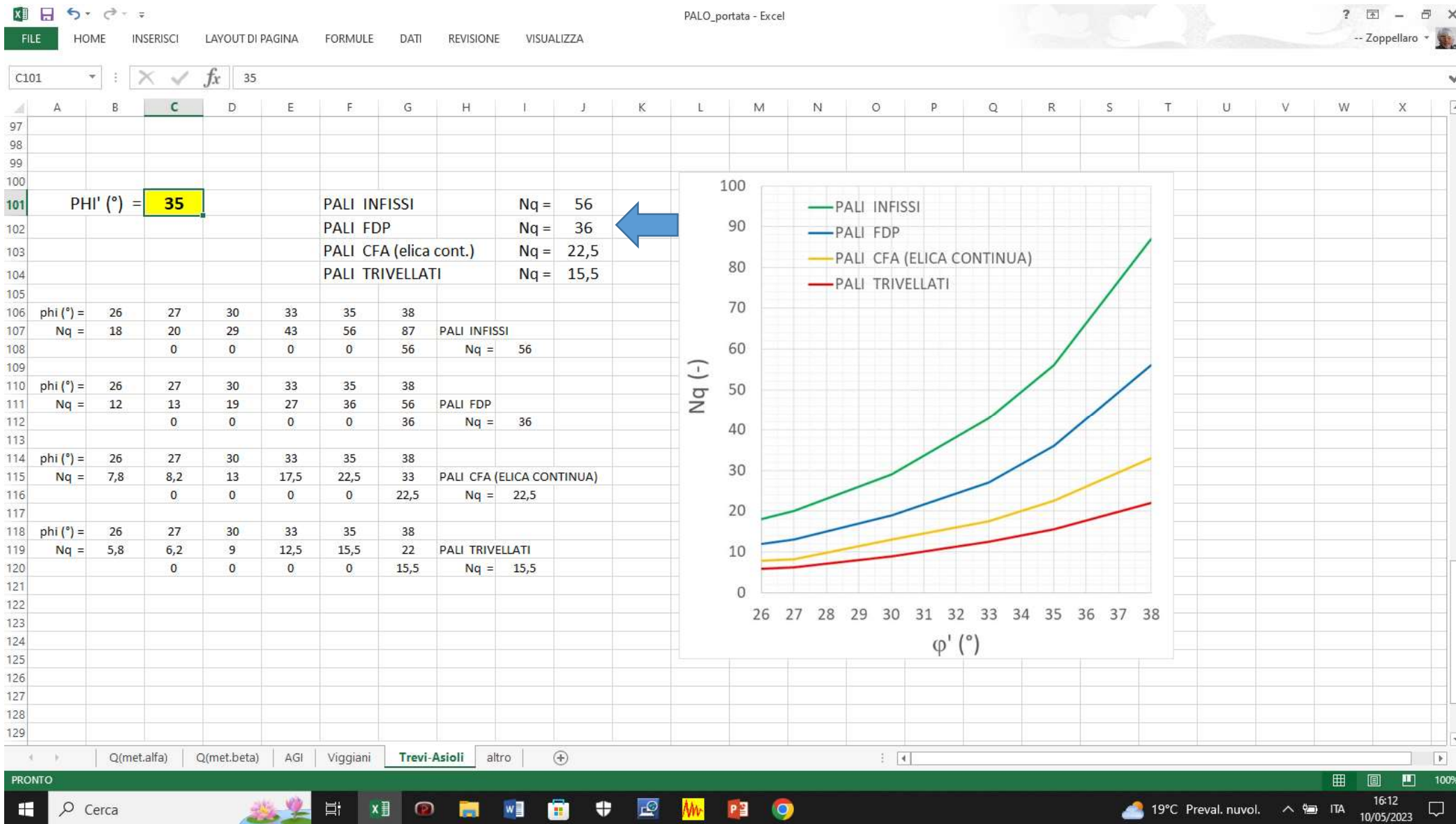
- PORTATA LATERALE Qs (kN) = 809,3
- PORTATA BASE Qb (kN) = 628,8
- PORTATA TOTALE Qt (kN) = 1438

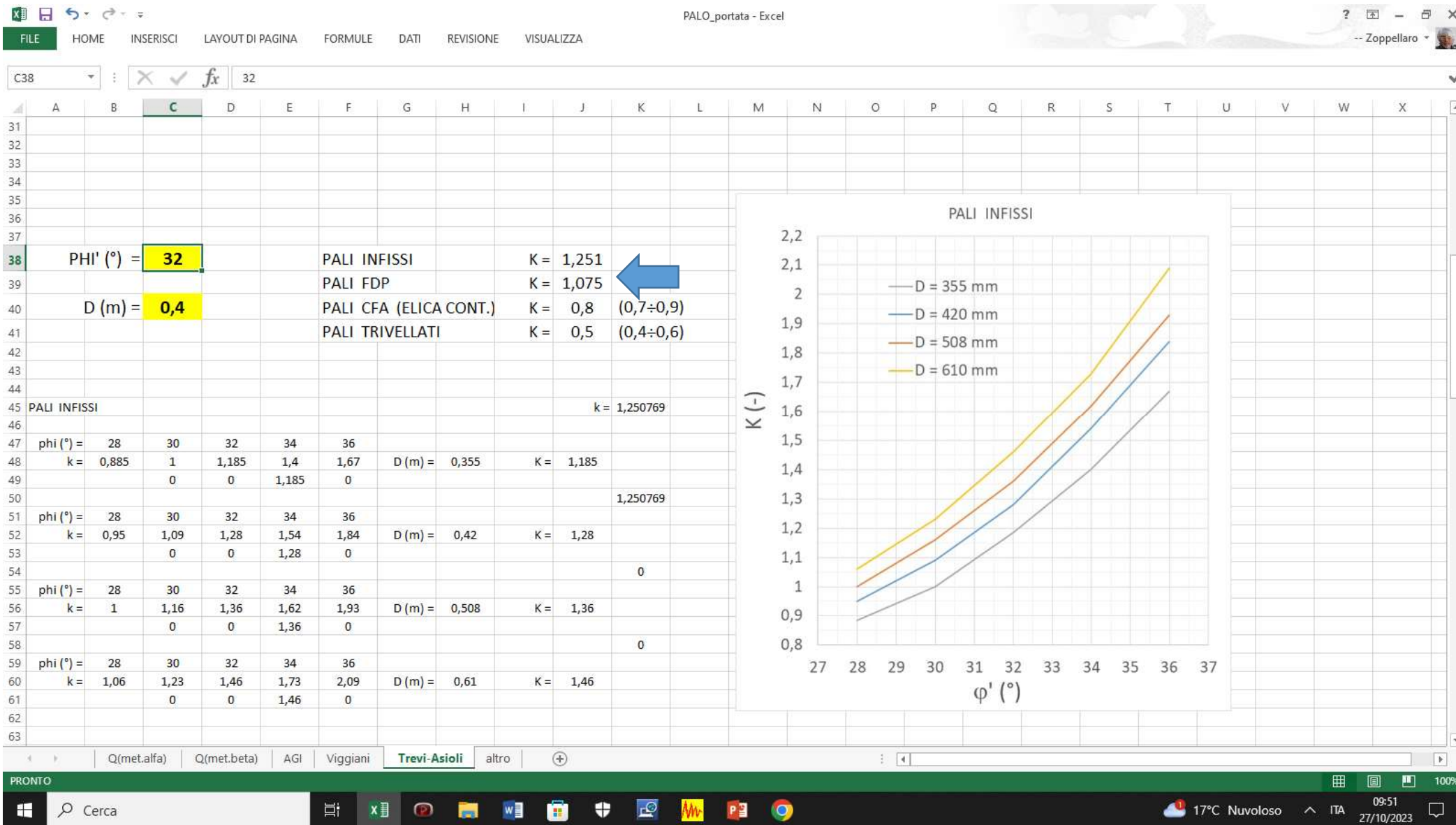
**Additional Information:**

- N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo
- N.B.: la falda deve essere individuata all'interfaccia fra due strati successivi
- tipo di palo: PALO FDP (FULL DISPLACEMENT PILE)
- P A L O
- diametro fusto: D (m) = 0,4
- diametro base: Db (m) = 0,4
- lunghezza: L (m) = 13
- area sezione fusto: A (m2) = 0,125664
- area sezione base: Ab (m2) = 0,125664

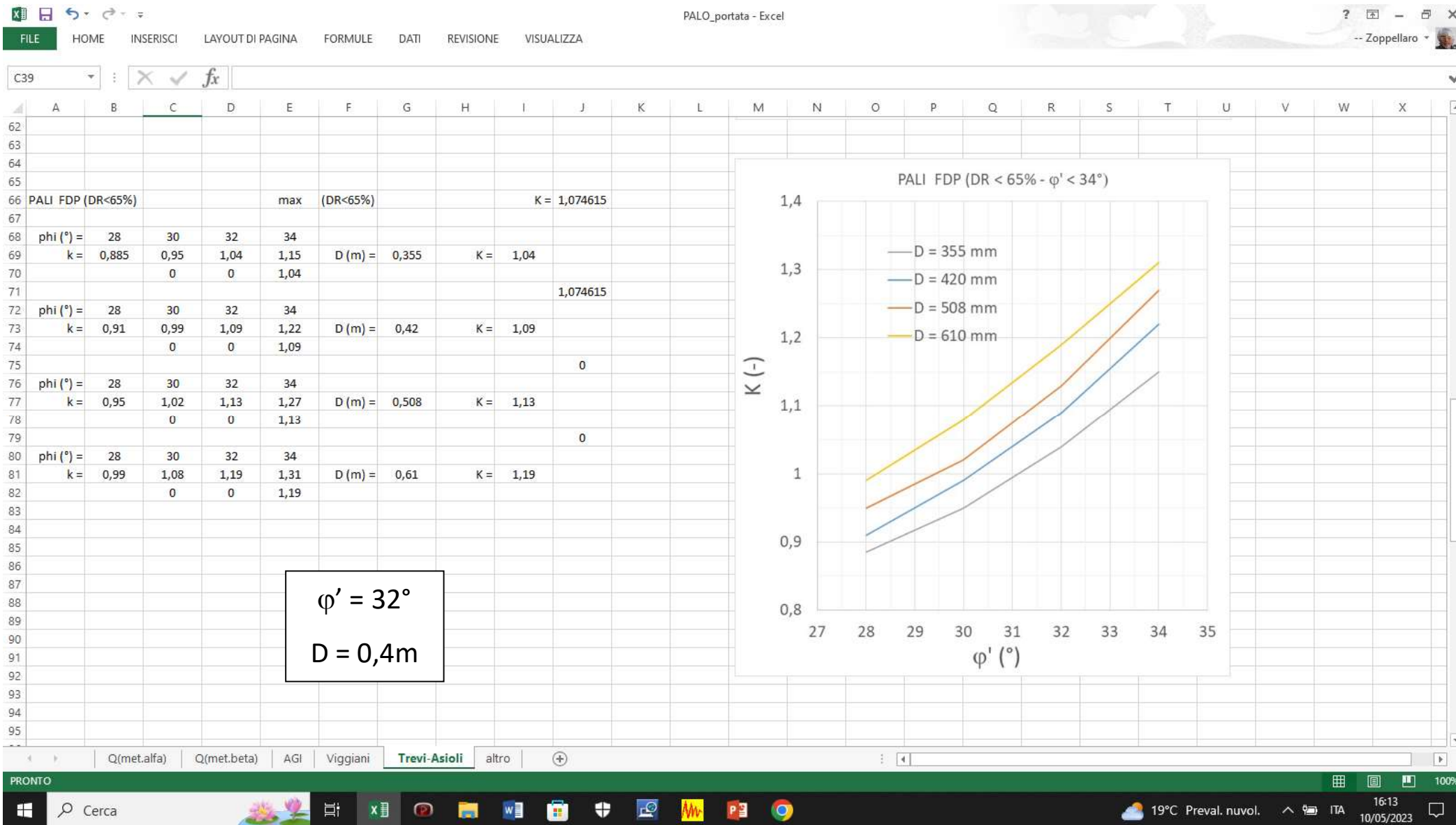
**Equation:**  $\delta = \varphi'$

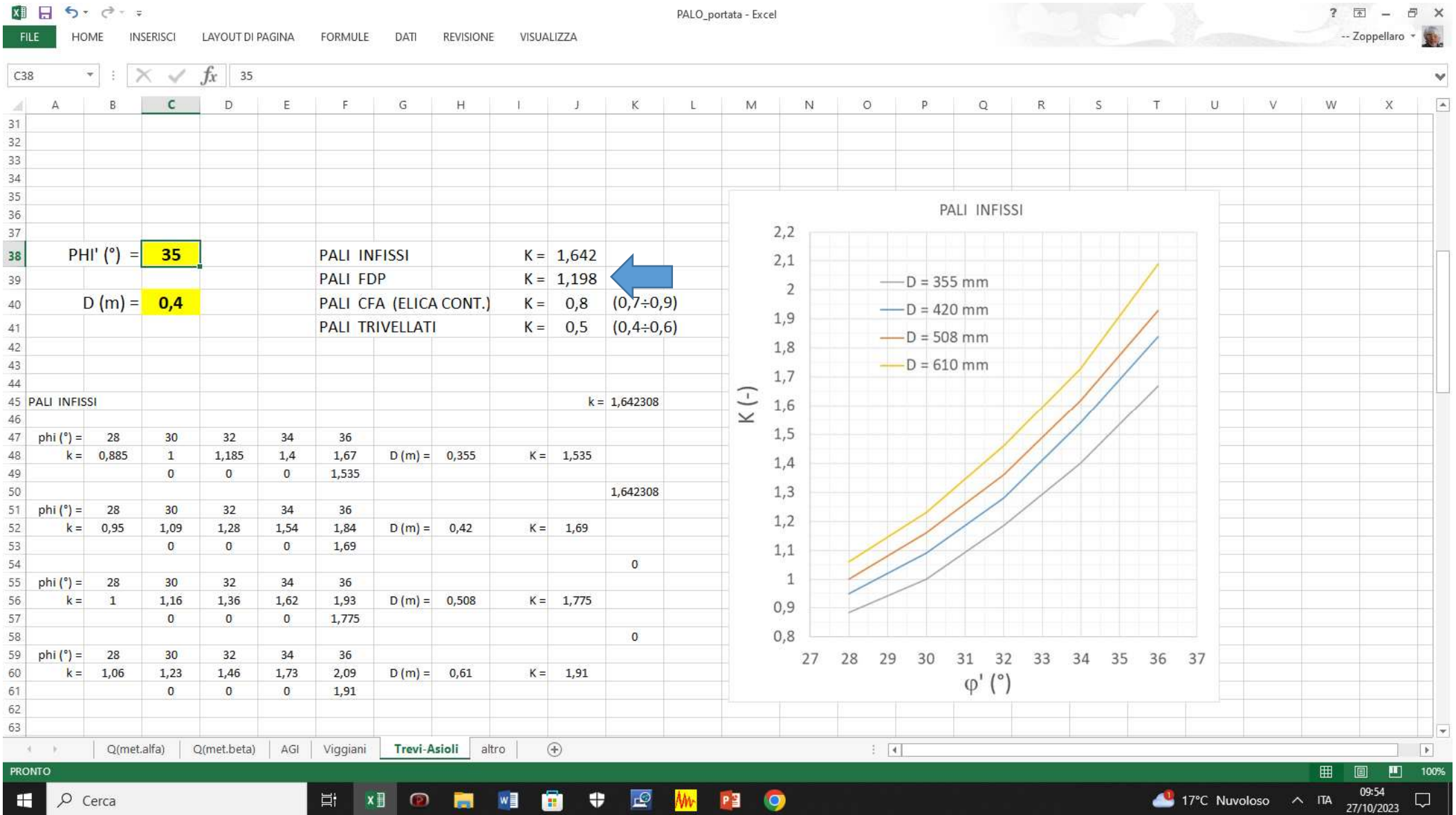
**Footer:** PRONTO, Cerca, 10°C Nuvoloso, 11:35, 26/02/2024

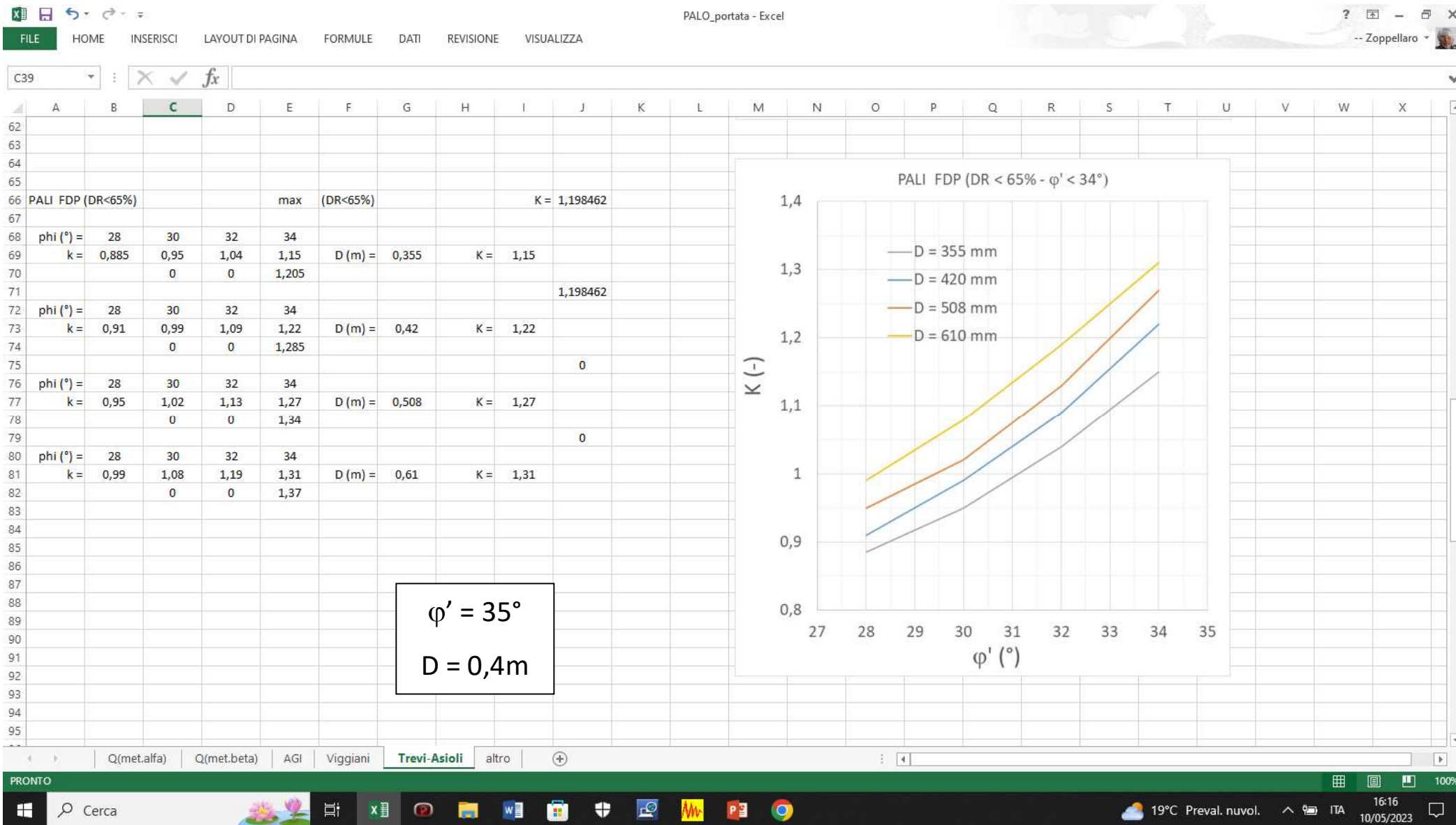
















# PALO CFA – ELICA CONTINUA

fogli di calcolo Excel forniti

03\_PALO\_portata

D2 :

**PORTATA PALO ISOLATO (metodo "alfa")**

diametro fusto: D (m) = 0,4      diametro base: Db (m) = 0,4  
 quota falda (m) = -4,00      quota inizio = testa pali (m) = -1,00

max = 100      max = 120

**PORTATA LATERALE**

QUOTE (m)      totale

strato	da (m)	a (m)	Δz (m)	γ (kN/m3)	u (kPa)	σ <sub>vo</sub> (kPa)	σ' <sub>vo</sub> (kPa)	σ' <sub>vm</sub> (kPa)	Cu (kPa)	α (-)	qs (kPa)	K (-)	δ (°)	qs (kPa)	qs (kPa)	Qs (kN)
1	-1,00	-4,00	3	17	0	51	51	25,5			0	0,8	32	12,747335	12,74733	48,05632
2	-4,00	-6,00	2	19	20	89	69	60			0	0,8	32	29,993729	29,99373	75,38246
3	-6,00	-11,00	5	18	70	179	109	89	50	0,75	37,5			0	37,5	235,6194
4	-11,00	-14,00	3	20	100	239	139	124			0	0,8	35	69,460588	69,46059	261,8602
5	-14,00															
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
29																
30																
31																
32																
33																

**PORTATA LATERALE**      Qs (kN) = 620,9

**PORTATA BASE**      Qb (kN) = 393

**PORTATA TOTALE**      Qt (kN) = 1014

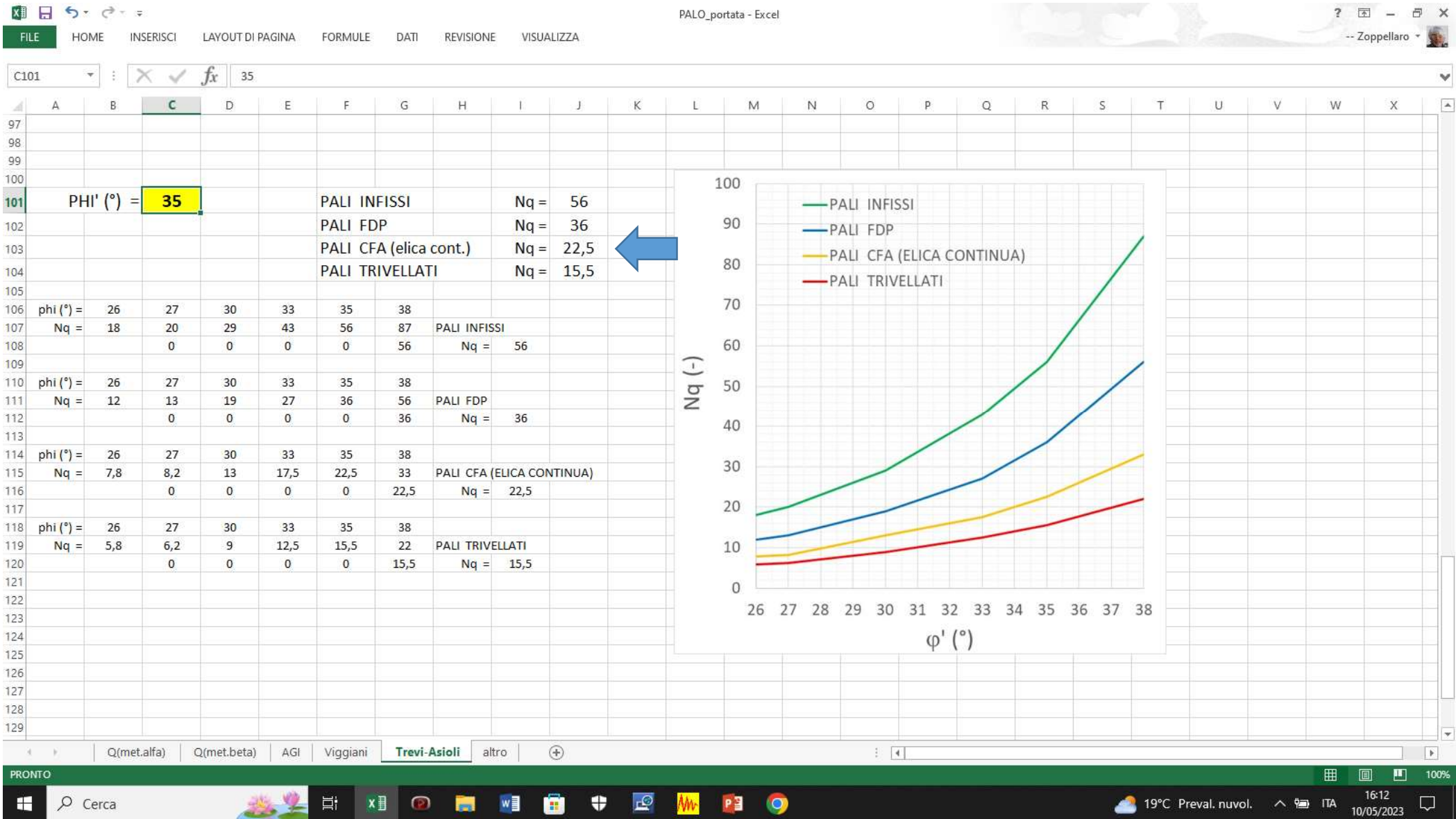
**tipo di palo:**  
PALO CFA - ELICA CONTINUA

**PALO**

diametro fusto: D (m) = 0,4  
 diametro base: Db (m) = 0,4  
 lunghezza: L (m) = 13  
 area sezione fusto: A (m2) = 0,125664  
 area sezione base: Ab (m2) = 0,125664

**Q (met.alfa)**      Q (met.beta)      AGI      Viggiani      Trevi-Asioli      altro

PRONTO      Cerca      10°C Nuvoloso      11:39      26/02/2024

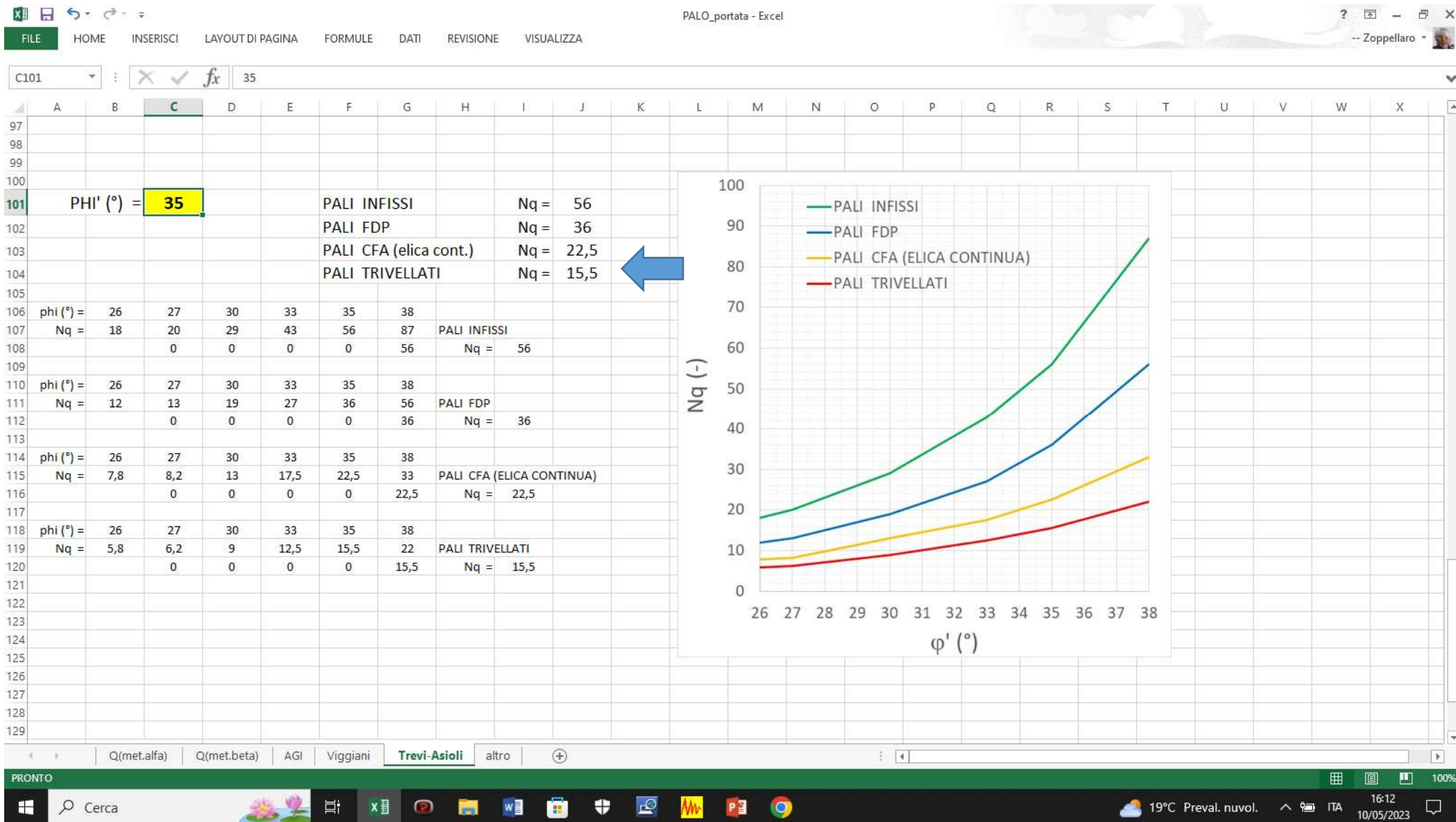






<b>PALO TRIVELLATO</b>
------------------------

fogli di calcolo Excel forniti  
03\_PALO\_portata







## PORTATA LIMITE - RISULTATI

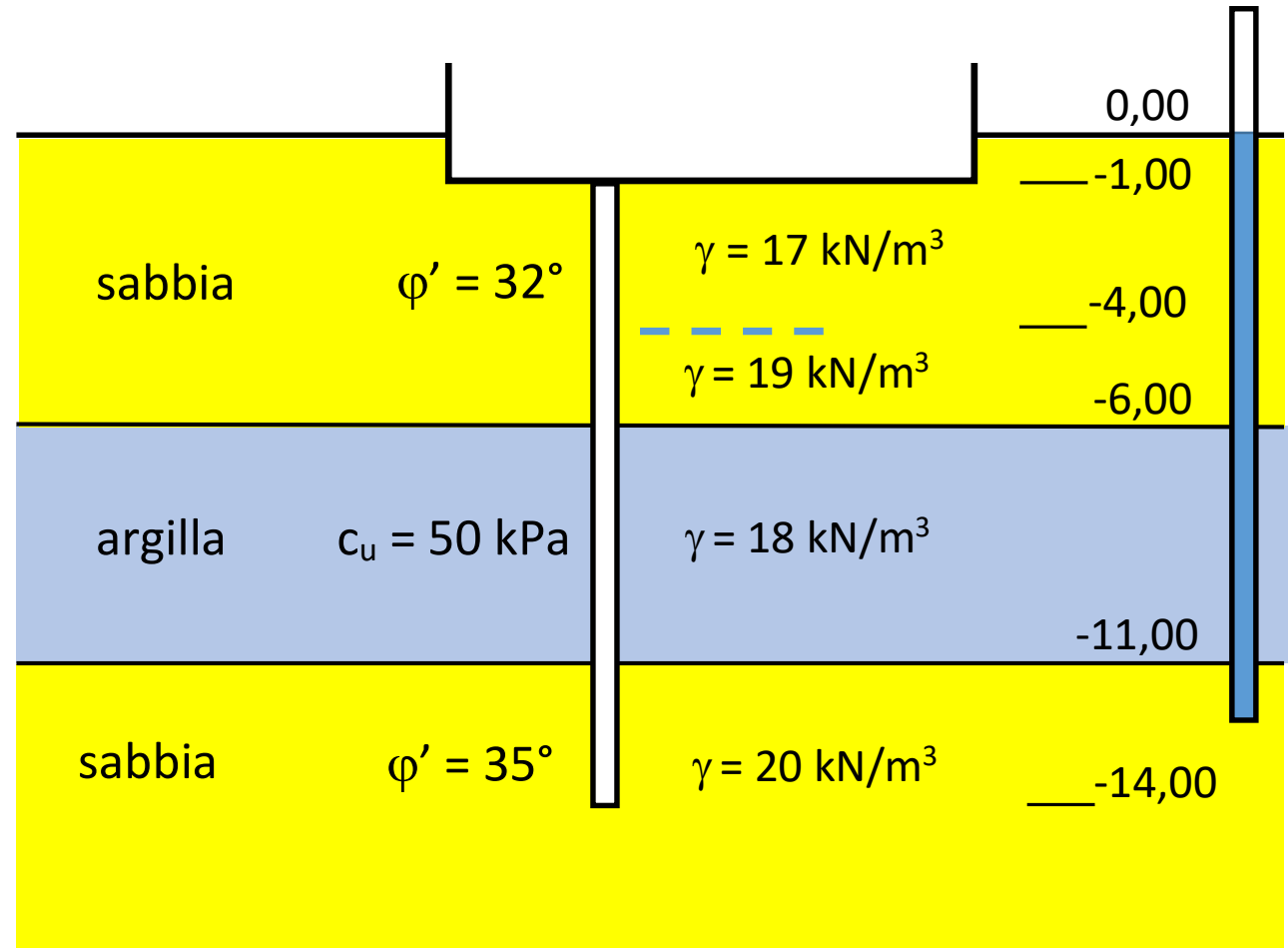
	Qs (kN)	Qb (kN)	Qt (kN)
Palo prefabbricato battuto cilindrico	768	978	1746 (*)
Palo vibroinfisso Qt = 0,75 Qt (*)	-	-	1310
Palo in C.A. infisso (in opera) cilindrico	897	978	1875
Palo infisso tipo FRANKI	897	2201	3098
Palo FDP – Full Displacement Pile	809	629	1438
Palo CFA – elica continua	621	393	1014
Palo trivellato	461	271	732

# INFLUENZA DELLA FALDA

Se ipotizziamo che il livello piezometrico dello strato sabbioso inferiore raggiunga ad esempio il p.c. (quota 0,00) si ha un incremento della pressione idrostatica:

$u = 110 \text{ kPa}$  a quota (-11,00)  
 $u = 140 \text{ kPa}$  a quota (-14,00)

di conseguenza diminuiscono le pressioni geostatiche verticali efficaci, la pressione limite alla base del palo e la resistenza laterale unitaria nello strato sabbioso inferiore e la portata complessiva del palo



FILE

HOME

INSERISCI

LAYOUT DI PAGINA

FORMULE

DATI

REVISIONE

VISUALIZZA

D2

fx

0,4

26/02/2024

-- Zoppellaro

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

A

B

C

D

E

F

G

H

I

J

K

L

M

N

O

P

Q

R

S

T

U

V

W

X

Y

Z

AA

AB

PORTATA PALO ISOLATO (metodo "alfa")

diametro fusto: D (m) = 0,4

diametro base: Db (m) = 0,4

quota falda (m) = -4,00

quota inizio = testa pali (m) = -1,00

max = 100

max = 120

COESIVI

GRANULARI

PORTATA LATERALE

Qs (kN) = 767,6

Qb (kN) = 978,2

PORTATA TOTALE Qt (kN) = 1746

QUOTE (m)

totale

strato

da (m)

a (m)

Δz (m)

γ (kN/m3)

u (kPa)

σvo (kPa)

σ'vo (kPa)

σ'vm (kPa)

Cu (kPa)

α (-)

qs (kPa)

K (-)

δ (°)

qs (kPa)

qs (kPa)

Qs (kN)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

-1,00

-4,00

-6,00

-11,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

-14,00

3

2

5

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

3

17

19

18

20

20

20

20

20

20

20

20

20

20

20

20

20

20

20

20

0

20

70

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

51

89

179

239

239

239

239

239

239

239

239

239

239

239

239

239

239

239

239

51

69

109

139

139

139

139

139

139

139

139

139

139

139

139

139

139

139

139

25,5

60

89

124

124

124

124

124

124

124

124

124

124

124

124

124

124

124

124

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

50

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0,8

0

0

40

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

1,251

1,251

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

1,642

24

24

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

26,26

14,203018

33,418865

0

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

100,45254

14,20302

33,41887

40

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

100,4525

53,54412

83,99077

251,3274

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

378,6971

tipo di palo:

PALO PREFABBRICATO BATTUTO CILINDRICO

PALO

diametro fusto: D (m) = 0,4

diametro base: Db (m) = 0,4

lunghezza: L (m) = 13

area sezione fusto: A (m2) = 0,125664

area sezione base: Ab (m2) = 0,125664

δ = 0,75 φ'

Q(met.alfa)

Q(met.beta)

AGI

Viggiani

Trevi-Asioli

altro

PRONTO

Cerca

10°C Nuvoloso

ITA

11:47

26/02/2024

Portata limite totale ridotta da 1746 a 1342 kN

**PORTATA PALO ISOLATO (metodo "alfa")**

diametro fusto: D (m) = 0,4      diametro base: Db (m) = 0,4  
quota falda (m) = -4,00      quota inizio = testa pali (m) = -1,00

max = 100      max = 120

**PORTATA LATERALE**

QUOTE (m)				totale		COESIVI		GRANULARI		PORTATA LATERALE						
strato	da (m)	a (m)	Δz (m)	γ(kN/m³)	u(kPa)	σ <sub>vo</sub> (kPa)	σ' <sub>vo</sub> (kPa)	σ' <sub>vm</sub> (kPa)	Cu (kPa)	α (-)	qs (kPa)	qs (kPa)	Qs (kN)			
1	-1,00	-4,00	3	17	0	51	51	25,5			0	1,251	24	14,203018	14,20302	53,54412
2	-4,00	-6,00	2	19	20	89	69	60			0	1,251	24	33,418865	33,41887	83,99077
3	-6,00	-11,00	5	18	110	179	69	69	50	0,8	40			0	40	251,3274
4	-11,00	-14,00	3	20	140	239	99	84			0	1,642	26,26	68,048492	68,04849	256,5368
5	-14,00															
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
29																
30																
31																
32																
33																

**FARE ATTENZIONE !!!  
OPERAZIONE DIMOSTRATIVA  
NON SALVARE I RISULTATI !**

**PORTATA LATERALE**      Qs (kN) = 645,4

**PORTATA BASE**      Qb (kN) = 696,7

**PORTATA TOTALE**      Qt (kN) = 1342

**PALO**

diametro fusto: D (m) = 0,4  
diametro base: Db (m) = 0,4  
lunghezza: L (m) = 13  
area sezione fusto: A (m²) = 0,125664  
area sezione base: Ab (m²) = 0,125664

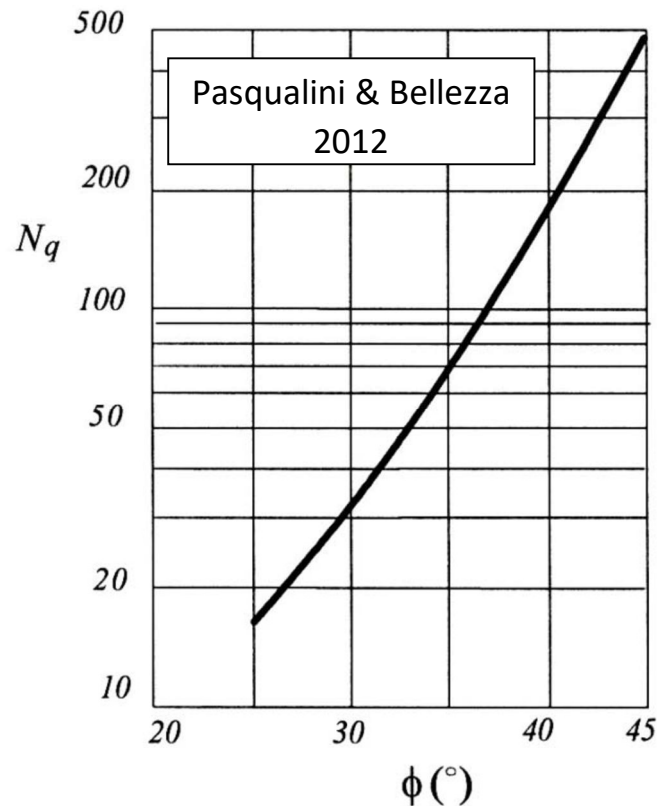
tipo di palo:  
**PALO PREFABBRICATO BATTUTO CILINDRICO**

# PALI INTERESSANTI STRATIFICAZIONI COESIVE – metodo “BETA”

## VERIFICHE IN CONDIZIONI DRENATE

### Resistenza alla base

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



Altra valutazione (Vannucchi 2011):

$$N_q = 10^{(0,075 \phi' - 0,95)}$$

### Resistenza laterale

$$\tau_s = q_s = K \sigma'_{vm} \tan \varphi' = \beta \sigma'_{vm}$$

$$\beta = K \tan \varphi'$$

Facciorusso et Al. (2011)

$\beta = 0,3$  pali infissi – argille NC

$K = K_o = (1 - \sin \varphi') OCR^{0,5}$  pali infissi – argille OC

$\beta = 0,25$  pali trivellati – argille NC

$\beta = 0,8$  pali trivellati – argille OC

Lancellotta et Al. (2020)

pali infissi – argille OC      altra valutazione:

$$K = (1 + K_o) / 2 = [ 1 + (1 - \sin \varphi') OCR^{0,5} ] / 2$$

Secondo Lancellotta (1993) il metodo “BETA” può essere applicato anche nelle verifiche a breve termine della resistenza laterale, tenendo conto del fatto che si possono considerare condizioni drenate sulla superficie laterale del palo anche a breve termine.

Alla base del palo invece, la condizione non drenata (con resistenza al taglio  $c_u$ ) è da prendere sempre in considerazione nelle verifiche a breve termine.

## ESEMPIO          Palo trivellato di grande diametro

**Diametro del palo:**     $d = 1,20 \text{ m}$

**Base del palo:**           $(-25,00)$

Profondità valutate da piano fondazione (P.F.)          prof. falda:  $0,00 \text{ m}$

Prof. (m)

0 – 10	argilla tenera (NC)	$c_u = 50 \text{ kPa}$	$\beta = 0,25$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
10 – 20	sabbia sciolta	$\varphi' = 30^\circ$		$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
20 – 25	argilla compatta (OC)	$c_u = 150 \text{ kPa}$	$\beta = 0,8$ ( $\varphi' = 25^\circ$ )	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Ipotesi: si trascura il contributo di resistenza laterale dei primi 2 m di palo



FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

PALO\_portata - Excel

D2 : fx 1,2

**PORTATA PALO ISOLATO (metodo "beta")**

N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo

diámetro fusto: D (m) = 1,2      diámetro base: Db (m) = 1,2  
 quota falda (m) = 0,00      quota inizio = testa pali (m) = 0,00

max = 100      max = 120      PORTATA LATERALE

QUOTE (m)      totale      COESIVI      GRANULARI

strato	da (m)	a (m)	sp. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	u (kPa)	$\sigma_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\beta$ (-)	qs (kPa)	K (-)	$\delta$ (°)	qs (kPa)	qs (kPa)	Qs (kN)
1	0,00	-2,00	2	18	20	36	16	8		0			0	0	0
2	-2,00	-10,00	8	18	100	180	80	48	0,25	12			0	12	361,9115
3	-10,00	-20,00	10	19	200	370	170	125		0	0,5	30	36,084392	36,08439	1360,35
4	-20,00	-25,00	5	20	250	470	220	195	0,8	156			0	156	2940,531
5	-25,00														
6															
7															
8															
9															
10															
11															
12															
13															
14															
15															
16															
17															
18															
19															
20															
21															
22															
23															
24															
25															
26															
27															
28															
29															
30	Cu (kPa) = 150	Nc = 9		$\sigma_{vb}$ (kPa) = 470		Qb (kN) = 2058,37									
31		Nq =		$\sigma'_{vb}$ (kPa) = 220		Qb (kN) = 0									
32				qb (kPa) = 0		max = 4000									
33															

tipo di palo: PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

PALO

diámetro fusto: D (m) = 1,2  
 diámetro base: Db (m) = 1,2  
 lunghezza: L (m) = 25,00  
 area sezione fusto: A (m<sup>2</sup>) = 1,130973  
 area sezione base: Ab (m<sup>2</sup>) = 1,130973

PORTATA LATERALE      Qs (kN) = 4663  
 PORTATA BASE      Qb (kN) = 2058  
 PORTATA TOTALE      Qt (kN) = 6721

PRONTO      Q(met.alfa)      Q(met.beta)      AGI      Viggiani      Trevi-Asioli      altro      +      100%

Cerca      13°C Nuvoloso      19:27      20/03/2024

FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

PALO\_portata - Excel

D2 : 1,2

1 PORTATA PALO ISOLATO (metodo "alfa")

2 diametro fusto: D (m) = 1,2 diametro base: Db (m) = 1,2 26/02/2024

3 quota falda (m) = 0,00 quota inizio = testa pali (m) = 0,00

4 max = 100 max = 120 PORTATA LATERALE

5 QUOTE (m) totale COESIVI GRANULARI

6 strato da (m) a (m) Δz (m) γ (kN/m3) u (kPa) σ<sub>vo</sub> (kPa) σ'<sub>vo</sub> (kPa) σ'<sub>vm</sub> (kPa) Cu (kPa) α (-) qs (kPa) K (-) δ (°) qs (kPa) qs (kPa) Qs (kN)

7

8 1 0,00 -2,00 2 18 20 36 16 8 0 0 0

9 2 -2,00 -10,00 8 18 100 180 80 48 50 0,8 40 0,5 30 0 40 1206,372

10 3 -10,00 -20,00 10 19 200 370 170 125 0 0,5 30 36,084392 36,08439 1360,35

11 4 -20,00 -25,00 5 20 250 470 220 195 150 0,4 60 0 60 1130,973

12 5 -25,00

13 6

14 7

15 8

16 9

17 10

18 11

19 12

20 13

21 14

22 15

23 16

24 17

25 18

26 19

27 20

28

29 PORTATA LATERALE Qs (kN) = 3698

30 Cu (kPa) = 150 Nc = 9 σ<sub>vb</sub> (kPa) = 470 Q<sub>b</sub> (kN) = 2058,372 PORTATA TOTALE Qt (kN) = 5756

31 Nq = σ'<sub>vb</sub> (kPa) = 220 Q<sub>b</sub> (kN) = 0 PORTATA BASE Q<sub>b</sub> (kN) = 2058

32 qb (kPa) = 0 max = 4000

33

Q(met.alfa) Q(met.beta) AGI Viggiani Trevi-Asioli altro

PRONTO

Cerca

10°C Nuvoloso 12:25 26/02/2024

VERIFICA A BREVE TERMINE  
METODO α

N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo

N.B.: la falda deve essere individuata all'interfaccia fra due strati successivi

tipo di palo:  
PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

PALO

diámetro fusto: D (m) = 1,2

diámetro base: Db (m) = 1,2

lunghezza: L (m) = 25

area sezione fusto: A (m2) = 1,130973

area sezione base: Ab (m2) = 1,130973

FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

PALO\_portata - Excel

D2 :  $\times$   $\checkmark$   $f_x$  1,2

**PORTATA PALO ISOLATO (metodo "beta")**

**N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo**

diametro fusto: D (m) = 1,2      diametro base: Db (m) = 1,2  
 quota falda (m) = 0,00      quota inizio = testa pali (m) = 0,00

max = 100      max = 120      PORTATA LATERALE

QUOTE (m)      totale      COESIVI      GRANULARI

strato	da (m)	a (m)	sp. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	u (kPa)	$\sigma_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\beta$ (-)	qs (kPa)	K (-)	$\delta$ (°)	qs (kPa)	qs (kPa)	Qs (kN)
1	0,00	-2,00	2	18	20	36	16	8		0			0	0	0
2	-2,00	-10,00	8	18	100	180	80	48	0,25	12			0	12	361,9115
3	-10,00	-20,00	10	19	200	370	170	125		0	0,5	30	36,084392	36,08439	1360,35
4	-20,00	-25,00	5	20	250	470	220	195	0,8	156			0	156	2940,531
5	-25,00														
6															
7															
8															
9															
10															
11															
12															
13															
14															
15															
16															
17															
18															
19															
20															
21															
22															
23															
24															
25															
26															
27															
28															
29															
30	Cu (kPa) =		Nc =		$\sigma_{vb}$ (kPa) =	470	Qb (kN) =	0							
31			Nq =	17	$\sigma'_{vb}$ (kPa) =	220	Qb (kN) =	4229,84							
32					qb (kPa) =	3740	max =	4000							
33															

**VERIFICA A LUNGO TERMINE  
CONDIZIONI DRENATE  
METODO  $\beta$**

**tipo di palo:**  
PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

**PALO**

diametro fusto: D (m) = 1,2  
 diametro base: Db (m) = 1,2  
 lunghezza: L (m) = 25  
 area sezione fusto: A (m<sup>2</sup>) = 1,130973  
 area sezione base: Ab (m<sup>2</sup>) = 1,130973

**PORTATA LATERALE**      Qs (kN) = 4663  
**PORTATA BASE**      Qb (kN) = 4230  
**PORTATA TOTALE**      Qt (kN) = 8893

PRONTO      Q(met.alfa)      Q(met.beta)      AGI      Viggiani      Trevi-Asioli      altro      +

100%

12:29  
26/02/2024



FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

C21 :  $\times$   $\checkmark$   $f_x$  25

# TERRENI COESIVI - METODO "BETA" (condizioni drenate)

**Resistenza laterale**

$$\tau_s = q_s = K \sigma'_{vm} \tan \varphi' = \beta \sigma'_{vm}$$

$$\beta = K \tan \varphi'$$

Facciorusso et Al. (2011)

$\beta = 0,3$  pali infissi – argille NC

$K = (1 - \sin \varphi') OCR^{0,5}$  pali infissi – argille OC

$\beta = 0,25$  pali trivellati – argille NC

$\beta = 0,8$  pali trivellati – argille OC

Lancellotta et Al. (2020)

pali infissi – argille OC altra valutazione:

$$K = (1 + K_0) / 2 = [1 + (1 - \sin \varphi')] / 2$$

$\varphi' (^{\circ}) = 25$  OCR = 5

pali infissi - argille OC  $K = 1,291065$

Facciorusso et Al. (2011)  $\beta = 0,602033$

pali infissi - argille OC  $K = 0,788691$

Lancellotta et A. (2020)  $\beta = 0,367773$

**Resistenza alla base**

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

Pasqualini & Bellezza 2012

Altra valutazione (Vannucchi 2011):

$$N_q = 10^{(0,075 \varphi' - 0,95)}$$

$\varphi' (^{\circ}) = 25$

Pasqualini & Bellezza (2012)

$N_q = 16,9$

Vannucchi (2011)

$N_q = 8,41$

PRONTO

Q(met.alfa) Q(met.beta) AGI Viggiani Trevi-Asioli altro

Cerca 8°C Nuvoloso 14:13 05/01/2024

Ulteriori valutazioni (Fleming et Al. 2009)

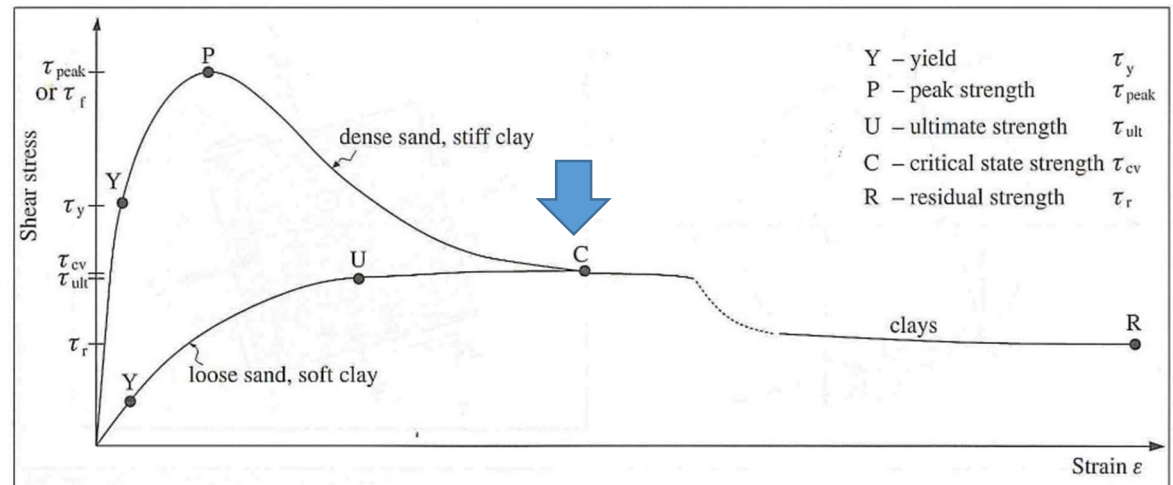
## **PALI INFISSI a punta chiusa (TERRENI GRANULARI)**

### **VALUTAZIONE PRESSIONE LIMITE ALLA BASE**

condizioni di post-picco:  $\phi'_{cv} < \phi'_p$

sabbie:  $\phi'_{cv} = 29 \div 33^\circ$

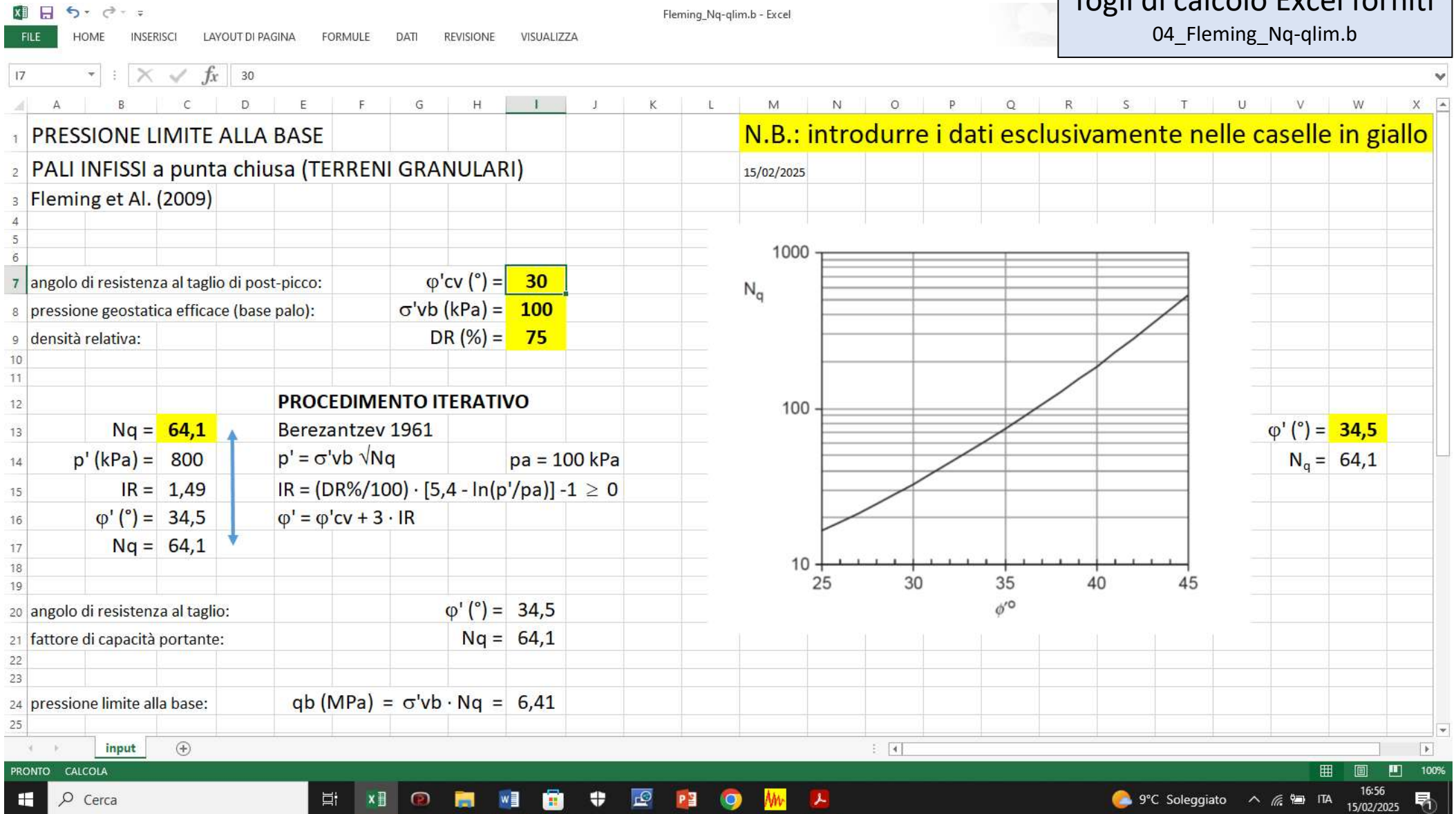
ghiaie:  $\phi'_{cv} > 33^\circ$



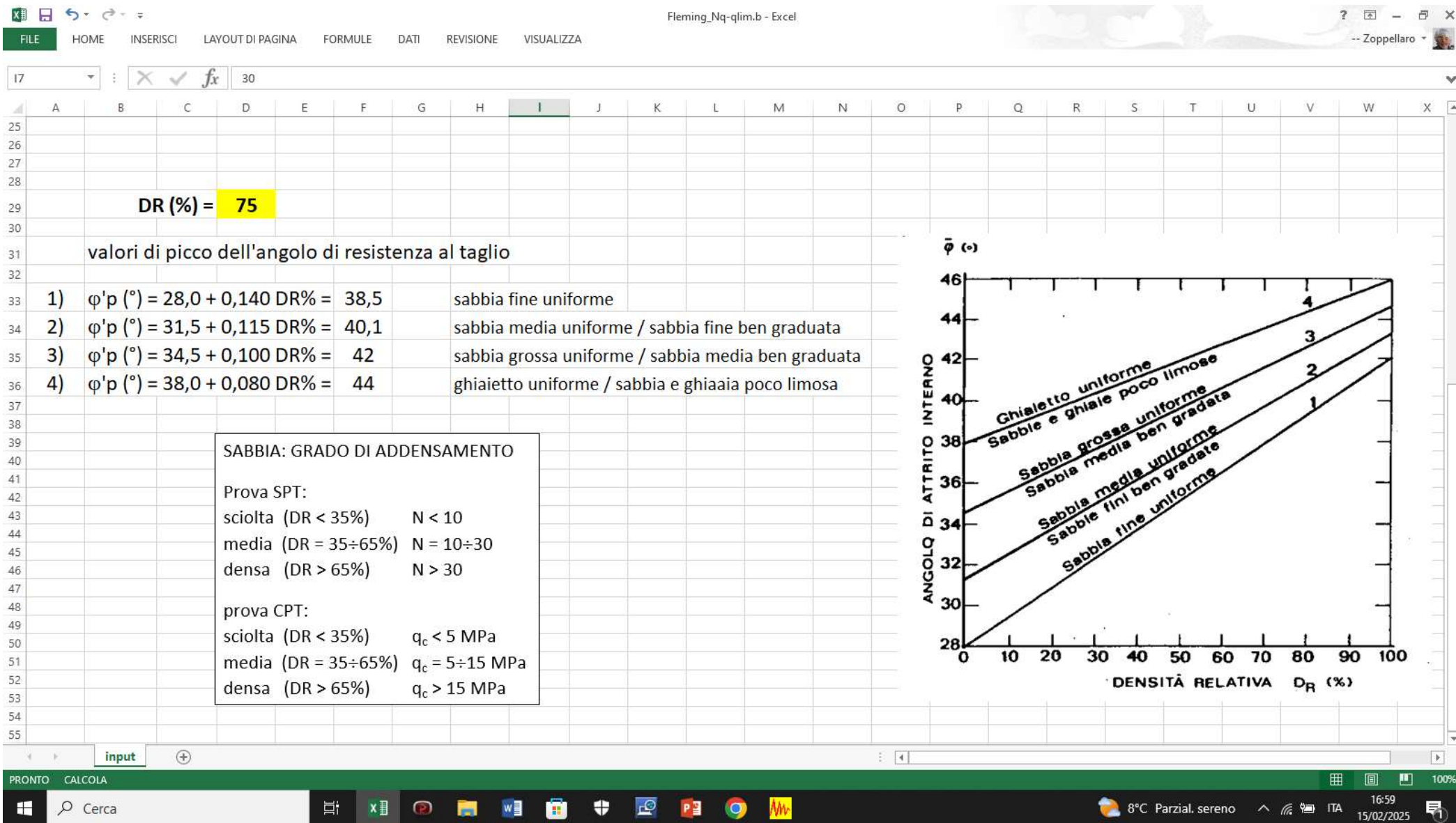
dati:  $\phi'_{cv}$  DR(%)  $\sigma'_{vb}$

con un procedimento iterativo si valuta:

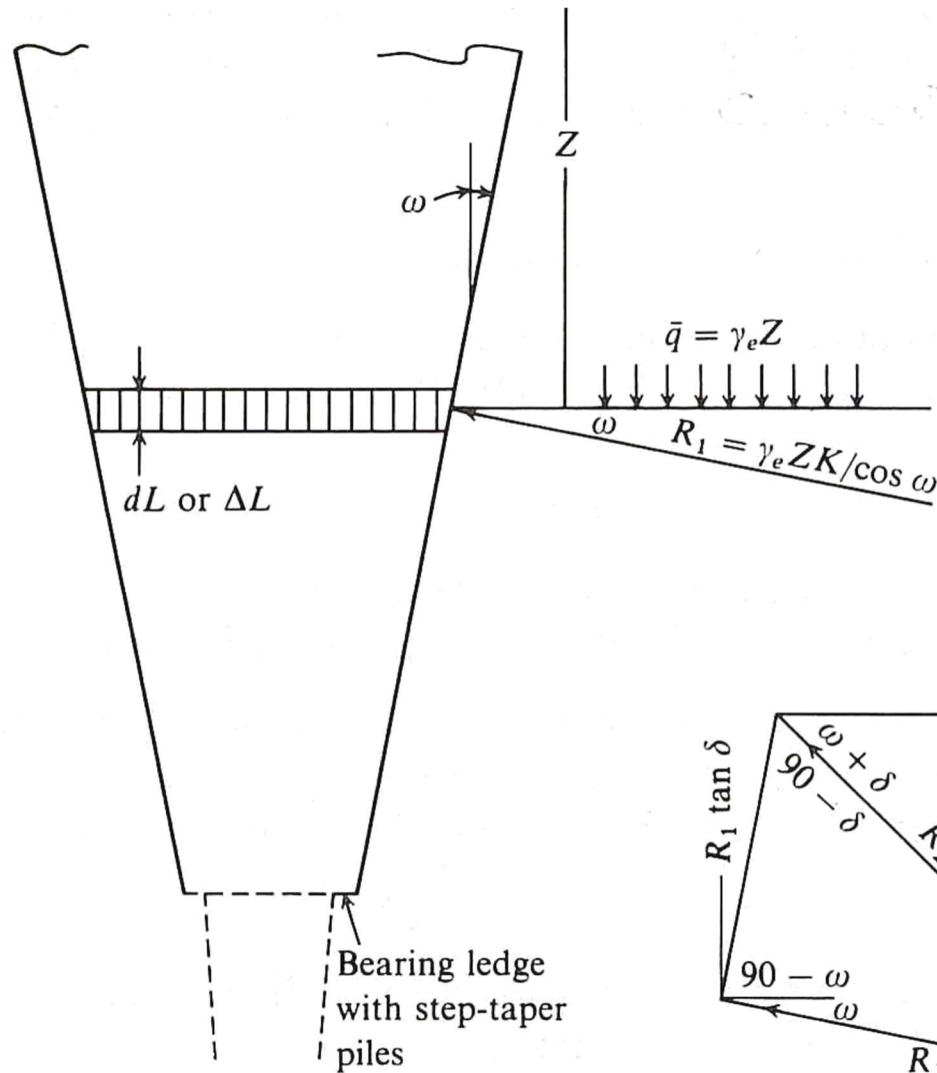
- il fattore di capacità portante  $N_q$
- l'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  (cui far riferimento)
- la pressione limite alla base  $q_b$



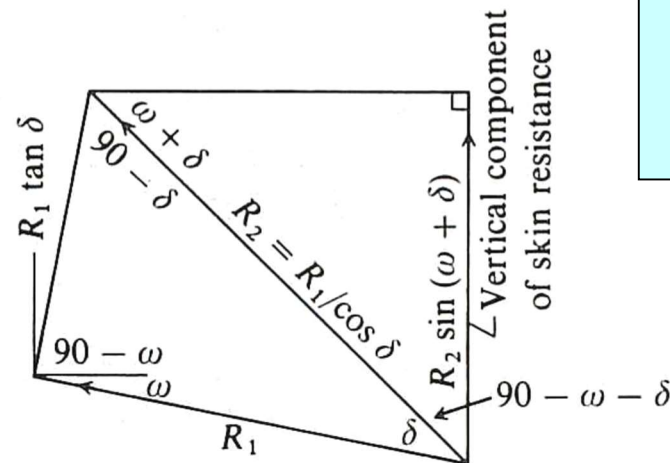




# PALI PREFABBRICATI BATTUTI TRONCO-CONICI



(a) Pile.



(b) Force polygon.

diametro punta  $D_p = 24-26$  cm

conicità  $Con = 1,5\% = 1,5$  cm/m

## PORTATA PER CONICITA'

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

oppure se ne può tenere conto  
moltiplicando la resistenza  
laterale per una quantità  $(1+C)$   
ove  $C$  = coeff. di conicità  
(Gambini 2018)

# PORTATA PALO PREFABBRICATO BATTUTO TRONCOCONICO

Portata limite alla base:  $Q_b = q_b (\pi D_b^2 / 4)$

Gambini 2018

coesivi:  $q_b = c_u \cdot N_c + \sigma_{vb}$

granulari:  $q_b = \sigma'_{vb} \cdot N_q$   $q_b \leq 15 \text{ MPa} = 15000 \text{ kPa}$

$D_b$  = diametro alla base del palo (24-26 cm – conicità = 1,5%)

$\sigma_{vb}$  = pressione verticale (geostatica) totale alla base

$\sigma'_{vb}$  = pressione verticale (geostatica) efficace alla base

$N_c$  = fattore di capacità portante (funzione dell'infissione nel banco portante)

$N_q$  = fattore di capacità portante (Berezantzev 1961)



Portata limite laterale:  $Q_s = \sum [ q_s (\pi D_m \cdot \Delta z) (1+C) ]$

coesivi:  $q_s = \text{funzione di } (c_u)$  (vedi seguito)  $q_s \leq 75 \text{ kPa}$

granulari:  $q_s = K \cdot \sigma'_{vm} \cdot \tan \delta$  (vedi seguito)  $q_s \leq 150 \text{ kPa}$

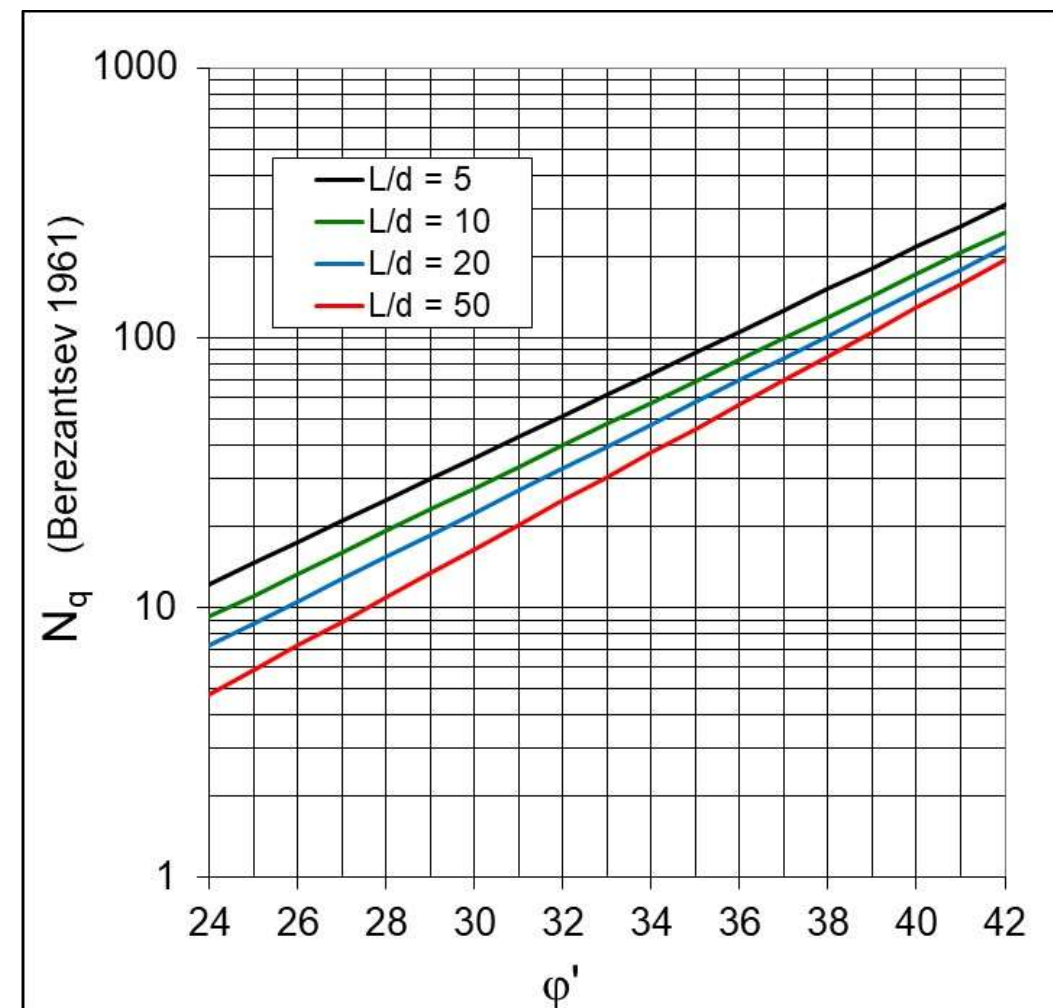
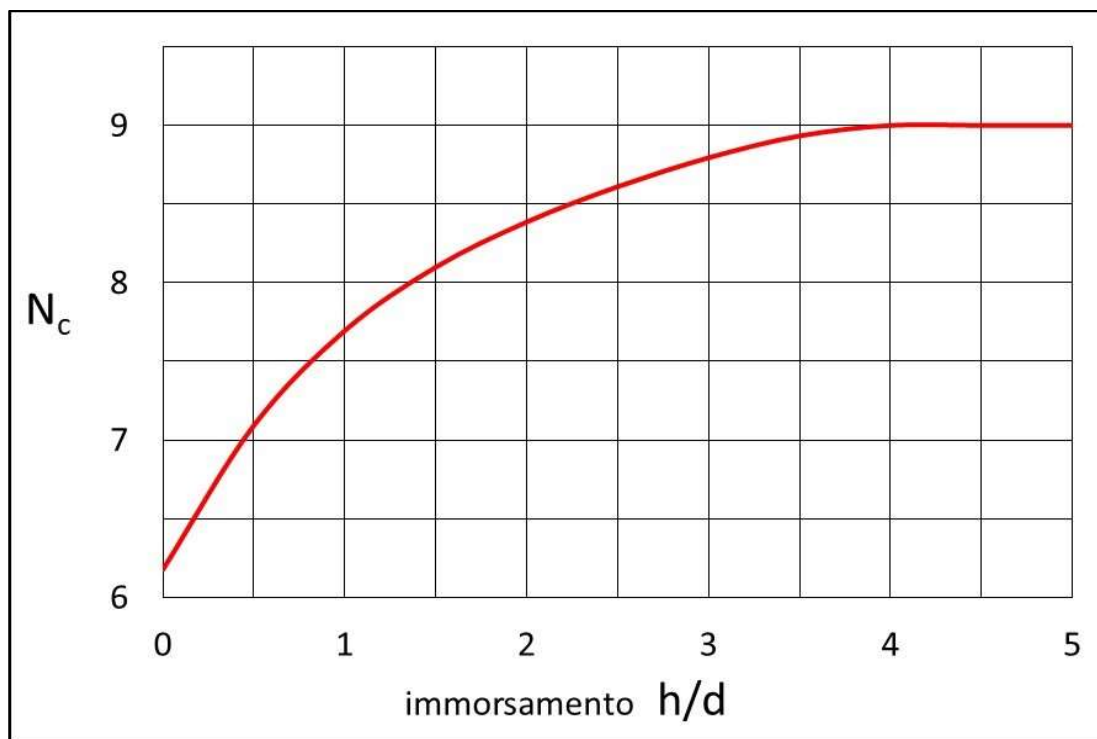
$C$  = coefficiente di conicità

$D_m$  = diametro medio del generico strato di altezza  $\Delta z$

$\sigma'_{vm}$  = pressione verticale (geostatica) efficace in mezzzeria dello strato

$\delta$  = angolo di attrito palo-terreno

$K$  = coefficiente di spinta



coesivi:  $q_s = \text{funzione di } (c_u)$   $q_s \leq 75 \text{ kPa}$   
 $q_s = c_u$  per  $c_u \leq 23 \text{ kPa}$   
 $q_s = 3,5 (c_u)^{0,6}$  per  $c_u > 23 \text{ kPa}$

granulari:  $q_s = K \cdot \sigma'_{vm} \cdot \tan \delta$   $q_s \leq 150 \text{ kPa}$   
 $\delta = 0,67 \div 0,75 \varphi'$   
 $K = [d_m(\text{cm})/25]^{0,3} \cdot \tan(1,5 \varphi')$

coefficiente conicità  $C = 0,3 \div 0,5$

Gambini 2018

coefficiente conicità  $C = 0,8 \div 1,0$

## ESEMPIO      Palo prefabbricato battuto troncoconico

**Diametro base palo:  $d = 0,24 \text{ m}$**

**Base del palo:  $(-13,00)$**

Quota inizio (testa palo):  $(-1,00)$       quota falda:  $(-1,00)$

quote (m)

$(-1,00) - (-6,00)$	argilla	$c_u = 70 \text{ kPa}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
$(-6,00) - (10,00)$	sabbia	$\varphi' = 31^\circ$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
$(-10,00) - (-13,00)$	sabbia	$\varphi' = 35^\circ$	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

FILEHOMEINSERISCLAYOUT DI PAGINAFORMULEDATIREVISIONEVISUALIZZA

E31fx46

1PALO PREFABBRICATO BATTUTO TRONCOCONICO(Gambini 2018)26/02/2024

quota inizio = testa pali (m) = -1,00

diámetro base palo: db (m) = 0,24

conicità (%) = 1,5

quota base (m) = -13,00

diámetro testa palo: dt (m) = 0,42

lunghezza palo: L (m) = 12,00

quota falda (m) = -1,00

N.B.: la falda deve essere individuata all'interfaccia fra due strati successivi

COESIVI < 75

GRANULARI < 150

strato

da (m)

a (m)

Δzi (m)

γ(kN/m3)

u(kPa)

σvo(kPa)

σ'vo(kPa)

σ'vm(kPa)

Δd (m)

d (m)

dm (m)

Cu (kPa)

qs (kPa)

K (-)

δ (°)

qs (kPa)

qs (kPa)

C

Qs (kN)

1-1,00-6,005,0018509040200,0750,3450,38257044,784411,132226,4798826,479880,5403,617

2-6,00-10,004199016676580,060,2850,315026,4798826,479881209,6363

3-10,00-13,00320120226106910,0450,240,2625056,0128856,012881277,1522

4-13,00

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

Cu(kPa) =

Nc =

σvb(kPa) = 226

Qb (kN) = 0

PORTATA LATERALE

Qs (kN) = 890,4

Nq = 46

σ'vb(kPa) = 106

Qb (kN) = 220,585

PORTATA ALLA BASE

Qb (kN) = 220,6

qb (kPa) = 4876

max = 15000

PORTATA TOTALE

Qt (kN) = 1111

TrConnote

PRONTO

Cerca

10°C Nuvoloso

ITA

16:40

26/02/2024



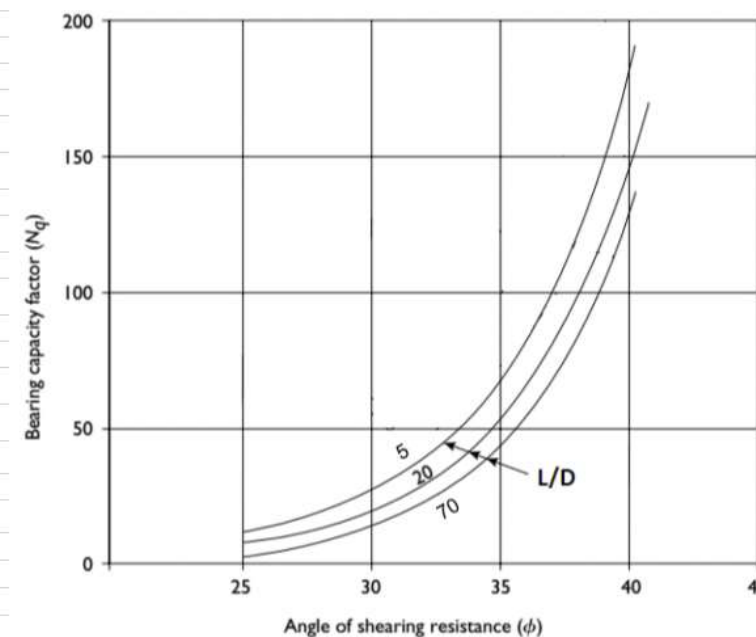
TERRENI COESIVI															
qs = Cu				per Cu ≤ 23 kPa											
qs = 3,5 (Cu) <sup>0,6</sup> ≤ 75 kPa				per Cu > 23 kPa											
Cu (kPa) =		70													
qs (kPa) =		44,78							coefficiente conicità C = 0,3÷0,5						

TERRENI GRANULARI											
$q_s = K \cdot \sigma'_{vm} \cdot \tan \delta \leq 150 \text{ kPa}$											
$\delta = 0,67 \div 0,75 \varphi'$											
$K = [dm(\text{cm}) / 25]^{0,3} \cdot \tan(1,5 \varphi')$ per $\varphi' = 24 \div 36^\circ$											
$\varphi' (^\circ) =$		31		$\delta (^\circ) =$		20,8		23,3			
$dm \text{ (m)} =$		0,32									
$K =$		1,13									
										coefficiente conicità $C = 0,8 \div 1,0$	

TERRENI GRANULARI																		
$q_s = K \cdot \sigma'_{vm} \cdot \tan \delta \leq 150 \text{ kPa}$																		
$\delta = 0,67 \div 0,75 \varphi'$																		
$K = [d_m(\text{cm}) / 25]^{0,3} \cdot \tan(1,5 \varphi')$ per $\varphi' = 24 \div 36^\circ$																		
$\varphi' (^\circ) =$		35	$\delta (^\circ) =$		23,5	26,3												
$d_m (\text{m}) =$		0,26																
$K =$		1,32	coefficiente conicità $C = 0,8 \div 1,0$															

$$q_b = \sigma'_{vb} \cdot N_q \leq 15 \text{ MPa} = 15000 \text{ kPa}$$

Figure 10 is a log-linear plot showing the relationship between the normalized number of particles,  $N_q$  (Berezantsev 1961), and the normalized velocity,  $\phi'$ , for different values of the parameter  $L/d$ . The y-axis is logarithmic, ranging from 1 to 1000. The x-axis is linear, ranging from 24 to 42. Four curves are plotted:  $L/d = 5$  (black),  $L/d = 10$  (green),  $L/d = 20$  (blue), and  $L/d = 50$  (red). All curves show a positive linear relationship on the log-linear scale, indicating an exponential relationship between  $N_q$  and  $\phi'$ .



# **Sintesi NTC 2018**

## **FONDAZIONI PROFONDE**

### **CONDIZIONI STATICHE**

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

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

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

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

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

# FONDAZIONI SU PALI

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

## Verifiche (SLU)

solo APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  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

## Verifiche (SLE)

valutare spostamenti



## VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

fanno riferimento alle opere di materiali sciolti / fronti di scavo e vanno condotte in base a:

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

resistenza:  $\gamma_R = 1,1$

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

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

## ESEMPIO

diametro:  $D = 1,20 \text{ m}$       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 di calcolo ( $R_{c,cal}$ ), della resistenza caratteristica ( $R_{c,k}$ ) e della resistenza di progetto ( $R_{c,d}$ ) a compressione del palo isolato:

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

base (media):  $R_{cal.b} = 4720 \text{ kN}$        $R_{k.b} = R_{cal.b} / \xi_3 = 4720 / 1,65 = 2861 \text{ kN}$   
 base (min):  $R_{cal.b} = 4530 \text{ kN}$        $R_{k.b} = R_{cal.b} / \xi_4 = 4530 / 1,55 = 2923 \text{ kN}$   
 base:      valore minimo  $R_{k.b} = \mathbf{2861 \text{ kN}}$

later. (media):  $R_{cal.s} = 4550 \text{ kN}$        $R_{k.s} = R_{cal.s} / \xi_3 = 4550 / 1,65 = 2758 \text{ kN}$   
 laterale (min):  $R_{cal.s} = 4340 \text{ kN}$        $R_{k.s} = R_{cal.s} / \xi_4 = 4340 / 1,55 = 2800 \text{ kN}$   
 laterale:      valore minimo  $R_{k.s} = \mathbf{2757 \text{ kN}}$

base:       $R_{d.b} = R_{k.b} / \gamma_b = 2861 / 1,35 = 2119 \text{ kN}$   
 laterale:  $R_{d.s} = R_{k.s} / \gamma_s = 2757 / 1,15 = 2397 \text{ kN}$   
**totale:       $R_{c,d} = 4516 \text{ kN} \approx 450 \text{ t}$**

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

# Metodi per la valutazione diretta della portata del palo da prove CPT

## **prove CPTU: portata pali isolati di tipo infisso (Fellenius 2021)**

Fellenius B.H. (2021) “Basics of foundation design”; Electronic Edition, [www.Fellenius.net](http://www.Fellenius.net), 534 p.

Eslami A., Fellenius B.H. (1997) “Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories”; Canadian Geotechnical Journal 34(6) 886–904

## **prove CPTU-CPTM: portata pali isolati di vario tipo (norma francese AFNOR 2012)**

AFNOR. (2012). NF P 94-262, Justification des ouvrages géotechniques – Normes d’application nationale de l’Eurocode 7 – Fondations profondes, juillet 2012, **Amendement: NF P 94–262/A1, juillet 2018**

Frank R., Cui F., Burlon S. (2022) “Design of Shallow and Deep Foundations”; CRC Press

## **prove CPTU-CPTM: portata pali isolati prefabbricati battuti cilindrici/troncoconici e pali vibroinfissi (Gambini 2018 – esperienze SCAC/Geofondazioni)**

Gambini F. (2018) “Manuale dei piloti – pali prefabbricati per fondazioni”; edizione Geofondazioni

## **prove CPTU-CPTM: resistenza alla base di pali isolati trivellati in sabbia (Jamiolkowski & Lancellotta 1988 – riproposto da Lancellotta et Al. 2020)**

Lancellotta R., Ciancimino A., Costanzo D., Foti S. (2020) “Progettazione Geotecnica secondo l’Eurocodice 7 e le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018”; Hoepli

Jamiolkowski M., Lancellotta R. (1988) “Relevance of in situ test results for evaluation of allowable base resistance of bored piles in sands”; Proc. First Int. Geotech. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, 107-120, Balkema

### **prove CPTU-CPTM: portata pali isolati di tipo trivellato (Lancellotta et Al. 2020)**

Lancellotta R., Ciancimino A., Costanzo D., Foti S. (2020) “Progettazione Geotecnica secondo l’Eurocodice 7 e le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018”; Hoepli

### **prove CPTU: portata pali isolati di vario tipo (Lehane – University of Western Australia)**

**SOFTWARE** <https://pile-capacity-uwa.com/>

### **prove CPTU: portata pali isolati di tipo infisso (Lehane et Al. 2022)**

Lehane B.M., Bittar E., Lacasse S., Liu Z., Nadim F. (2022) “New CPT methods for evaluation of the axial capacity of driven piles”; Cone Penetration Testing 2022

### **prove CPTU: portata pali isolati di tipo trivellato e a elica CFA (Doan & Lehane 2021)**

Doan L.V., Lehane B.M. (2021) “CPT-Based Design Method for Axial Capacities of Drilled Shafts and Auger Cast-in-Place Piles”; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 147(8)

### **prove CPTU: portata pali isolati di vario tipo (Mayne & Niazi 2017)**

Mayne P.W., Niazi F.S. (2017) “Recent developments and applications in geotechnical field investigations for deep foundations”; 3<sup>rd</sup> Bolivian International Conference on Deep Foundations”; April 27-29, 2017

### **prove CPTU-CPTM: portata pali isolati di vario tipo (Viggiani et Al. 2012)**

Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2012) “Piles and Pile Foundations”; Spon Press

### **prove CPTU-CPTM: resistenza alla base di pali isolati in sabbia (Eurocodice 7 – 2022) (Schmertmann 1978)**



Eurocodice 7 di seconda generazione (2022) – edizione provvisoria

Schmertmann J.H. (1978) “Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design”; Report n. 78-209, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

### **prove CPTU-CPTM: portata pali isolati di vario tipo (Asioli 2022 – esperienze Trevi)**

Asioli C. (2022) “Pali di Fondazione Soggetti a Carichi Assiali: Criteri di Calcolo e Controllo delle Prestazioni”; Ordine degli Ingegneri di Forlì-Cesena

### **prove CPTU: portata pali isolati di tipo infisso - pali SOLES (Collina et Al. 2002)**

Collina V., Fabbri C., Storoni Ridolfi S., Zago R., Zambianchi L., Zattoni G. (2002) “Una nuova metodologia di realizzazione di fondazioni profonde per il consolidamento di edifici in ambito urbano”; XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L’Aquila, settembre 2002

### **prove CPTU-CPTM: portata micropali isolati IGU-IRS (Bustamante & Doix 1985)**

Lancellotta R., Calavera J. (1999) “Fondazioni”; McGraw-Hill

**(Lancellotta & Calavera 1999)**

Bustamante M., Doix B. (1985) “Un methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes”; Laboratoire Central des Ponts et Chaussees

**METODI TRATTATI IN ALTRO SEMINARIO**

**(vedi successivo elenco fogli Excel)**

# Metodi per la valutazione diretta della portata del palo da prove SPT

## **prove SPT: portata pali isolati di vario tipo in terreni granulari (Poulos 2017)**

Poulos H.G. (2017) “Tall Building Foundation Design”; CRC

## **prove SPT: portata pali isolati di vario tipo (Viggiani et Al. 2012)**

Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2012) “Piles and Pile Foundations”; Spon Press

## **prove SPT: portata pali isolati di tipo battuto (AGI 1984)**

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana (1984) “Raccomandazioni sui pali di fondazione”

## **prove SPT: portata pali isolati trivellati in terreni granulari (AGI 1984 - Viggiani 1999)**

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana (1984) “Raccomandazioni sui pali di fondazione”

Viggiani C. (1999) “Fondazioni”; Hevelius Edizioni

## **prove SPT: resistenza alla base di pali isolati trivellati in terreni granulari (FHWA 2010)**

FHWA NHI-10-016 (2010) “Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods”; FHWA NHI-10-016

## **prove SPT: portata pali isolati di vario tipo in terreni granulari (Asioli 2022 – esperienze Trevi)**

Asioli C. (2022) “Pali di Fondazione Soggetti a Carichi Assiali: Criteri di Calcolo e Controllo delle Prestazioni”; Ordine degli Ingegneri di Forlì-Cesena
















**prove SPT: portata micropali isolati IGU-IRS in terreni granulari (Bustamante & Doix 1985)  
(Lancellotta & Calavera 1999) (Viggiani et Al. 2012)**

Bustamante M., Doix B. (1985) “Un methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes”; Laboratoire Central des Ponts et Chaussees

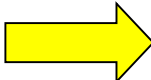
Lancellotta R., Calavera J. (1999) “Fondazioni”; McGraw-Hill

Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2012) “Piles and Pile Foundations”; Spon Press

**METODI TRATTATI IN ALTRO SEMINARIO**  
**(vedi successivo elenco fogli Excel)**

-  01\_pressioni\_geostatiche
-  02\_CPTU\_classifica\_Fellenius-2021
-  03\_CPTU\_classifica\_RobertsonCabal-2022
-  04\_CPTM\_classifica\_Begemann-1965
-  05\_medie\_CPT
-  06\_Palo\_CPTU\_Fellenius-2021
-  07\_Palo\_CPTU\_Francia-2012
-  08\_Palo\_CPTM\_Francia-2012
-  09\_Palo\_CPTU-CPTM\_Gambini-2018
-  10\_Palo\_CPTU-CPTM\_Jamiolkowski&Lancellotta
-  11\_Palo\_CPTU-CPTM\_Lancellotta+Al-2020
-  12\_Palo\_CPTU\_Lehane+Al-2022
-  13\_Palo\_CPTU\_Doan&Lehane-2021
-  14\_Palo\_CPTU-CPTM\_Schmertmann
-  15\_Palo\_SPT\_Viggiani+al\_2012

# MICROPALI

- Tipo A**      Gettati in assenza di pressione di iniezione
- Tipo B**      Radice (iniezione per estrazione rivestimento)
- Tipo C**      IGU (iniezione unica)
- Tipo D**      IRS (iniezione ripetuta)  Tubfix

- **Type A:** For Type A micropiles, grout is placed under gravity head only. Sand-cement mortars or neat cement grouts can be used. The micropile excavation may be underreamed to increase tensile capacity, although this technique is not common or used with any other micropile type.
- **Type B:** Type B indicates that neat cement grout is placed into the hole under pressure as the temporary drill casing is withdrawn. Injection pressures typically range from 0.5 to 1 MPa (72 to 145 psi) to avoid hydrofracturing the surrounding ground or causing excessive grout takes, and to maintain a seal around the casing during its withdrawal, where possible.
- **Type C:** Type C indicates a two-step process of grouting including: (1) neat cement grout is placed under gravity head as with Type A; and (2) prior to hardening of the primary grout (after approximately 15 to 25 minutes), similar grout is injected one time via a sleeved grout pipe without the use of a packer (at the bond zone interface) at a pressure of at least 1 MPa (145 psi). This pile type appears to be used only in France, and is referred to as IGU (Injection Globale et Unitaire).
- **Type D:** Type D indicates a two-step process of grouting similar to Type C. With this method, neat cement grout is placed under gravity head (as with Types A and C) and may be pressurized (as for Type B). After hardening of the initially placed grout, additional grout is injected via a sleeved grout pipe at a pressure of 2 to 8 MPa (290 to 1,160 psi). A packer may be used inside the sleeved pipe so that specific horizons can be treated several times, if required. This pile type is used commonly worldwide, and is referred to in France as the IRS (Injection Répétitive et Sélective).

FHWA (2005)  
“Micropile Design and Construction”

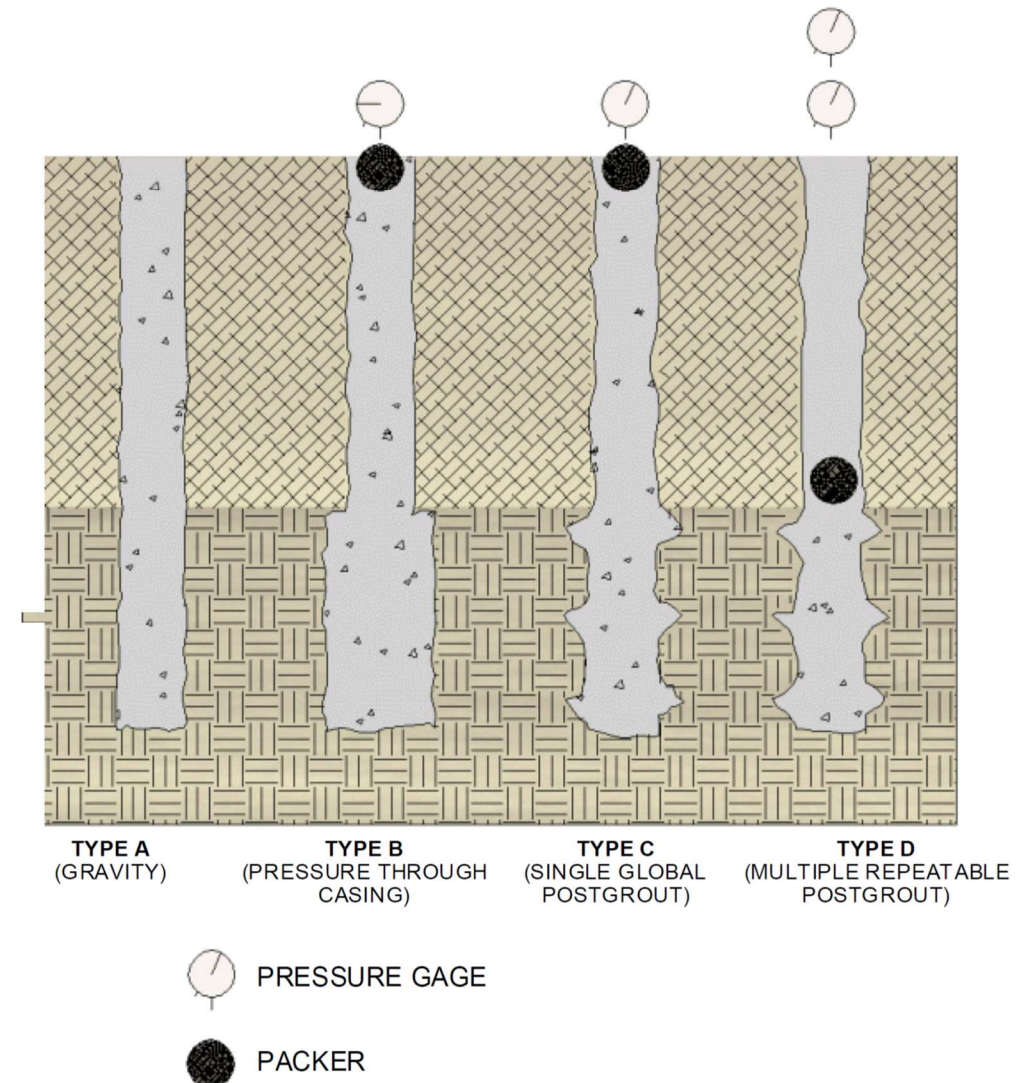




Table 2. Summary of available recommendations for preliminary design of micropiles

Soil type	Micropile type		
	Type A Tremie-grouted	Type B Pressure-grouted	Type C, D Post-grouted
Cohesionless	$\beta$ method $f_s = \beta \sigma'_{vz}$ $\beta = K \tan \phi'$ $K = K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\sin \phi'}$ $K = 0.7$	$f_s = p_t \tan \phi'$ $f_s = \beta \sigma'_{vz}$ $\beta = K_1 K_2 \tan \phi'$ $K_1 = 1.4 \text{ to } 1.7$ $K_2 = 1.2 \text{ to } 4 \rightarrow \begin{cases} 1.2-1.5 \text{ (DS)} \\ 1.5-2.0 \text{ (MS)} \\ 3-4 \text{ (G)} \end{cases}$ $K = 4 \text{ to } 7 \text{ (Turner, 1995)}$	Ostermayer and Scheele (1978) CCTG (1993)
Cohesive	$\alpha$ method $f_s = \alpha s_u$ $\alpha = 0.6 \text{ to } 0.8$ (Bruce, 1994)	Similar to type A	Ostermayer (1974), with and without postgrouting CCTG (1993)
Rocks	$f_s = \frac{\text{UCS}}{10}$ $f_s = 0.007 N + 0.12 \text{ (MPa)}$ (weathered rocks) $f_s = 0.01 N \text{ (MPa)}$ (stiff to hard chalk) Published design values (Barley, 1988; Turner, 1980; Littlejohn and Bruce, 1977)	Similar to type A	Not applicable

\* DS, dense sand; MD, medium sand; G, gravel.

Juran et Al. (1999)

## ENTRA IN GIOCO LA PORTATA LATERALE (PORTATA ALLA BASE TRASCURABILE)

Juran et Al. (1999)

### Micropalo tipo A

Terreni granulari:  $q_s = \beta \cdot \sigma'_v$        $\beta = K \cdot \tan\varphi'$        $K = 0,7$

Terreni coesivi:  $q_s = \alpha \cdot c_u$        $\alpha = 0,6 \div 0,8$

### Micropalo tipo B (micropalo “Radice”)

Terreni granulari:  $q_s = \beta \cdot \sigma'_v$        $\beta = K \cdot \tan\varphi'$        $K = 4 \div 7$

in alternativa:  $q_s = \beta \cdot \sigma'_v$        $\beta = K_1 \cdot K_2 \cdot \tan\varphi'$

$$K_1 = 1,4 \div 1,7 \left\{ \begin{array}{l} K_2 = 1,2 \div 1,5 \text{ (sabbie addensate)} \\ K_2 = 1,5 \div 2,0 \text{ (sabbie mediamente addensate)} \\ K_2 = 3,0 \div 4,0 \text{ (ghiaie)} \end{array} \right.$$

Terreni coesivi:  $q_s = \alpha \cdot c_u$        $\alpha = 0,6 \div 0,8$



Alla luce delle numerosissime prove di carico eseguite, si possono, comunque, fornire alcuni dati statistici puramente orientativi:

- salvo il caso di terreni eccezionalmente molli, un «palo radice» esplica la sua massima portata (al limite della rottura del conglomerato della sezione) entro lunghezze non superiori a 30 mt.;
- in terreni di media consistenza 20 metri sono già sufficienti;
- in terreni di buona compattezza, lunghezze da 10 a 15 metri sono soddisfacenti;
- in ghiaie e sabbie più o meno serrate il limite varia da 6 a 10 mt.;
- per le argille, le lunghezze, a seconda della compattezza del materiale, possono variare tra i 10 ed i 15 metri.

Premesso quanto sopra, si potrebbe avanzare una semplice formula empirica per il carico limite P di un «palo radice»:

$$P = \pi D L K I$$

dove:

D è il diametro nominale del palo, cioè il diametro di perforazione;

L è la lunghezza del palo;

K è un coefficiente che rappresenta, mediamente e per l'intera lunghezza, l'interazione tra palo e terreno. (Dal punto di vista fisico, esso può rappresentare lo sforzo di aderenza palo/terreno oppure lo sforzo di taglio indotto nel terreno dal palo, oppure la coesione del terreno, ecc.);

I è un coefficiente di forma adimensionale, il quale dipende dal diametro nominale del palo.

Le seguenti tabelle forniscono valori orientativi per K ed I.

## MICROPALI RADICE Tipo B

P (kg)  
D, L (cm)  
K (kg/cm<sup>2</sup>)  
I (-)

Tab. I - Valori di K

Terreno	K
Terreno molle	0.5
Terreno sciolto	1.0
Terreno mediamente compatto	1.5
Terreno molto compatto, ghiaie e sabbie	2.0

Tab. II - Valori di I

Diametro del palo	I
Ø = 10 cm.	1.00
Ø = 15 cm.	0.90
Ø = 20 cm.	0.85
Ø = 25 cm.	0.80

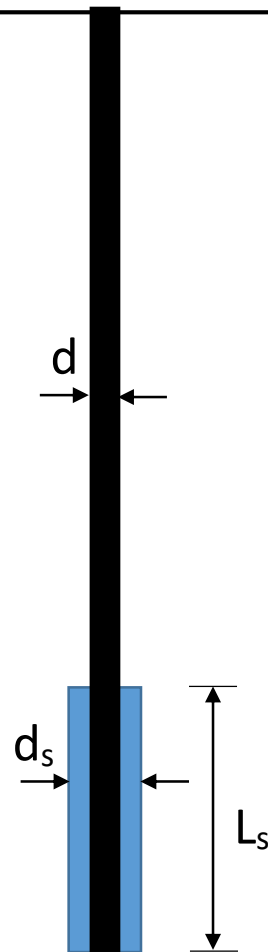
# CARICO LIMITE Micropali IGU-IRS (tipo C-D)

Viggiani et Al. (2012) – Bustamante & Doix (1985) – Lancellotta & Calavera (1999)

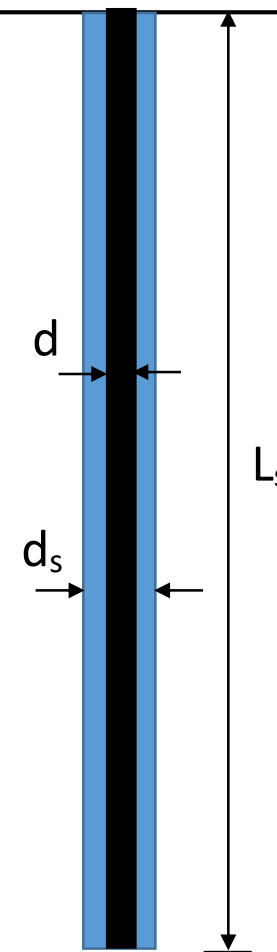
$$Q_{lim} = Q_P + Q_S$$

$$Q_P \approx 0,15 Q_S$$

$$Q_S = \pi d_s L_s \tau_s$$



IRS



IGU

$d_s = \alpha d$  = diametro iniettato (espanso) [  $d = d_{perf}$  ]

	IRS	IGU	volume minimo di iniezione
ghiaia	$\alpha = 1,8$	$\alpha = 1,3-1,4$	$1,5 V_s$ ( $V_s = L_s \pi d_s^2/4$ )
ghiaia sabbiosa	$\alpha = 1,6-1,8$	$\alpha = 1,2-1,4$	$1,5 V_s$
sabbia ghiaiosa	$\alpha = 1,5-1,6$	$\alpha = 1,2-1,3$	$1,5 V_s$
sabbia grossa	$\alpha = 1,4-1,5$	$\alpha = 1,1-1,2$	$1,5 V_s$
sabbia media	$\alpha = 1,4-1,5$	$\alpha = 1,1-1,2$	$1,5 V_s$
sabbia fine	$\alpha = 1,4-1,5$	$\alpha = 1,1-1,2$	$1,5 V_s$
sabbia limosa	$\alpha = 1,4-1,5$	$\alpha = 1,1-1,2$	IRS: $(1,5-2) V_s$ ; IGU: $1,5 V_s$
limo	$\alpha = 1,4-1,6$	$\alpha = 1,1-1,2$	IRS: $2 V_s$ ; IGU: $1,5 V_s$
argilla	$\alpha = 1,8-2,0$	$\alpha = 1,2$	IRS: $(2,5-3) V_s$ ; IGU: $(1,5-2) V_s$
roccia calcarea	$\alpha = 1,8$	$\alpha = 1,1-1,2$	$(1,5-2) V_s$ per strati intatti $(2-6) V_s$ o più per strati fratturati
roccia fratturata o alterata	$\alpha = 1,2$	$\alpha = 1,1$	$(1,1-1,5) V_s$ debole fratturazione $2 V_s$ o più per strati fratturati

pressione di iniezione:  $p_g \geq p_L$  (IRS)       $0,5 p_L \leq p_g \leq p_L$  (IGU)

[  $p_L$  = pressione limite pressimetro Menard ]

$$\tau_s = a + b N_{SPT} = \text{resistenza laterale unitaria}$$

Viggiani et Al. (2012)

sabbia e ghiaia	IGU:	$a = 0,00 \text{ MPa}$	$b = 0,005 \text{ MPa}$
	IRS:	$a = 0,05 \text{ MPa}$	$b = 0,005 \text{ MPa}$
limo e argilla	IGU:	$a = 0,04 \text{ MPa}$	$b = 0,004 \text{ MPa}$
	IRS:	$a = 0,10 \text{ MPa}$	$b = 0,006 \text{ MPa}$
roccia fratturata e alterata	IGU:	-	-
	IRS:	-	-

Se la parte iniettata del micropalo si estende fino in superficie, si raccomanda che i primi 5 m vengano considerati in ogni caso del tipo IGU. Nel caso di micropalo del tipo IRS si raccomanda inoltre che la lunghezza di iniezione  $L_s$  (non considerando i primi 5 m) risulti maggiore di 4 m (questo significa che la lunghezza totale di un micropalo tipo IRS debba essere pari ad almeno 9 m).



IGU = iniezione unica      IRS = iniezione ripetuta       $d_{in} = d_s = \text{diametro iniettato}$

$$Q_{lim} = Q_P + Q_S \quad Q_P \approx 0,15 Q_S \text{ (o trascurata)} \quad Q_S = \pi d_{in} L_{in} \tau_s$$

**Terreni granulari**      IRS  $d_{in} = 1,5 d_{perf}$       IGU  $d_{in} = 1,15 d_{perf}$

IRS-IGU       $\tau_s = p_{lim}/10 \approx q_c/100$       ( $p_{lim} \approx q_c/10$ )

volume minimo miscela da iniettare:  $V_{in} = 1,5 (\pi d_{in}^2/4) L_{in}$

**Terreni coesivi**      IRS  $d_{in} = (1,5 \div 2) d_{perf}$       IGU  $d_{in} = 1,2 d_{perf}$

IRS      (\*)  $\tau_s = 0,095 + 0,085 p_{lim} \approx 0,095 + 0,85 c_u$  (MPa)      ( $p_{lim} \approx 10 c_u \approx 0,5 q_c$ )

volume minimo miscela da iniettare:  $V_{in} = (2,5 \div 3) (\pi d_{in}^2/4) L_{in}$  ( $c_u \approx q_c/20$ )

IGU      (\*)  $\tau_s = 0,033 + 0,067 p_{lim} \approx 0,033 + 0,67 c_u$  (MPa)

volume minimo miscela da iniettare:  $V_{in} = (1,5 \div 2) (\pi d_{in}^2/4) L_{in}$

(\*) per  $p_{lim} \geq 0,5$  MPa (per  $p_{lim} < 0,5$  MPa interpolazione lineare fino a zero)

# INSTABILITA' DEL MICROPALO A CARICO DI PUNTA

## ARGILLE TENERE (N.C.)

coefficiente di reazione orizzontale

(Winkler)  $k_h = n_h z/d$

$$1 \text{ N/cm}^3 = 1000 \text{ kN/m}^3$$

Tipo di terreno	$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ]	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, Hilt, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

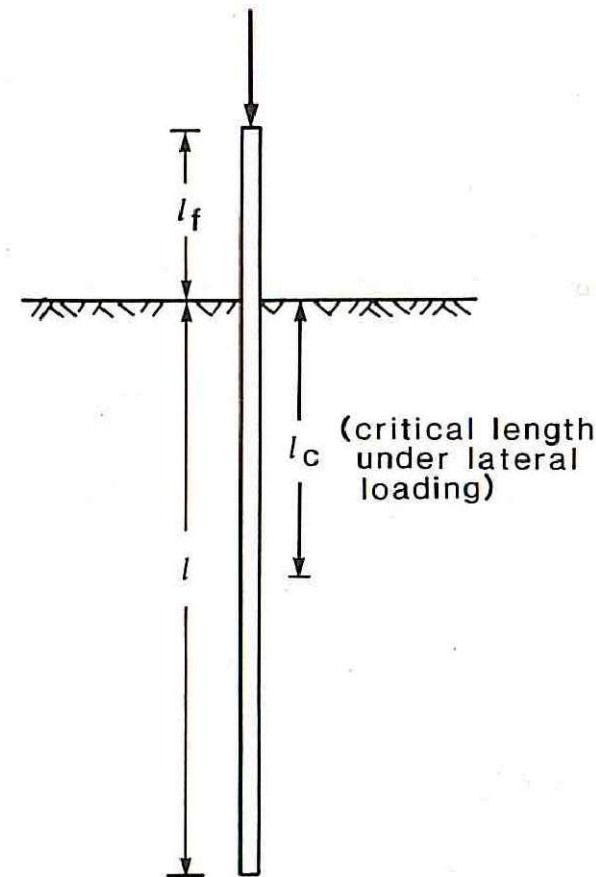
lunghezza equivalente:

$$L_e = L_c/2 = 2 [(E J)_p/n_h]^{1/5}$$

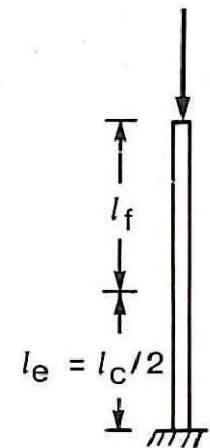
carico critico Euleriano:

$$P_{cr} = \pi^2 (E J)_p / [4 (L_f + L_e)^2]$$

Fleming et Al. 2009



(a) Actual pile



(b) Equivalent cantilever

# ATTRITO NEGATIVO SUL PALO

Tensione unitaria di attrito negativo:  $\tau_n = \beta \sigma'_{v.m}$

Sabbie  $\beta = 0,35 \div 0,50$

Limi  $\beta = 0,25 \div 0,35$

Argille  $\beta = 0,20 \div 0,25$

Ghinelli (2011)

$\sigma'_{v.m}$  = tensione verticale efficace valutata a metà altezza del palo

## NTC 2018

Gli effetti dell'attrito negativo vanno considerati come azioni permanenti.

Secondo: Poulos (2008) – Lancellotta & Calavera (1999) – Pasqualini & Bellezza (2012) :  
l'effetto dell'attrito negativo non entra in gioco nella verifica geotecnica allo stato limite ultimo (SLU), mentre entra in gioco nella verifica geotecnica allo stato limite di servizio (SLE) e nella verifica strutturale allo stato limite ultimo (SLU).

SLU GEO ? NO

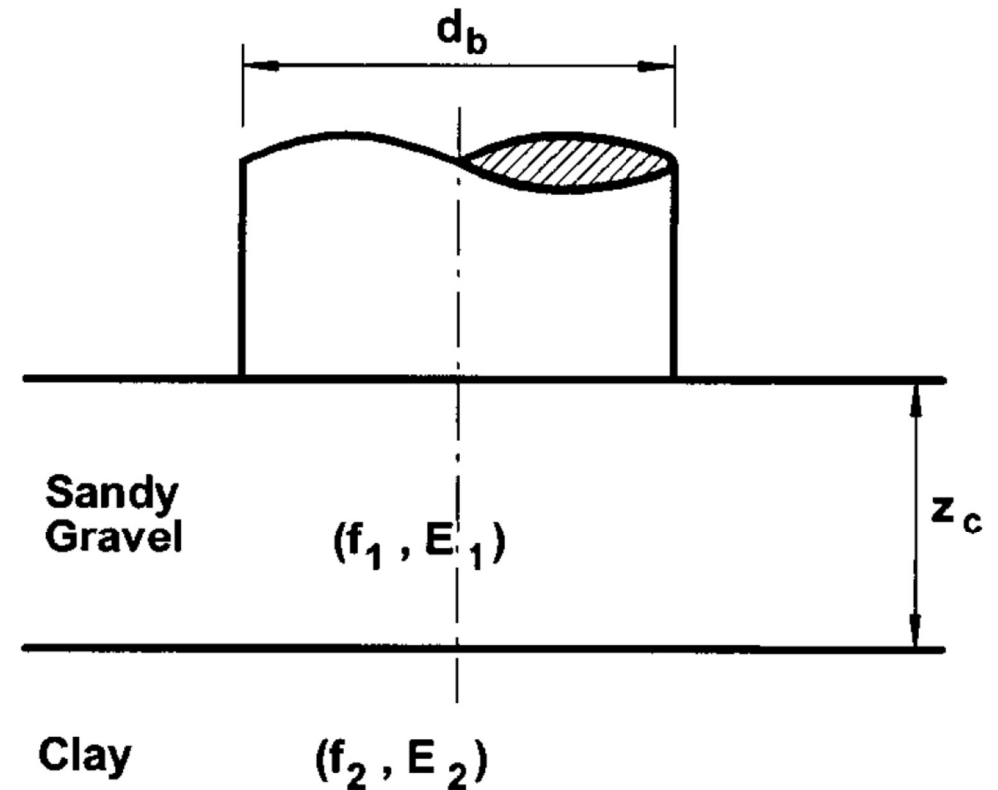
SLU STR ? SÌ (nella verifica a compressione o pressoflessione)

SLE GEO ? SÌ (nel calcolo dei cedimenti della palificata)

# PUNZONAMENTO DEL PALO SINGOLO

Poulos 2005

$f_1, f_2$  = resistenza limite alla base del  
palo nei due strati supposti indefiniti

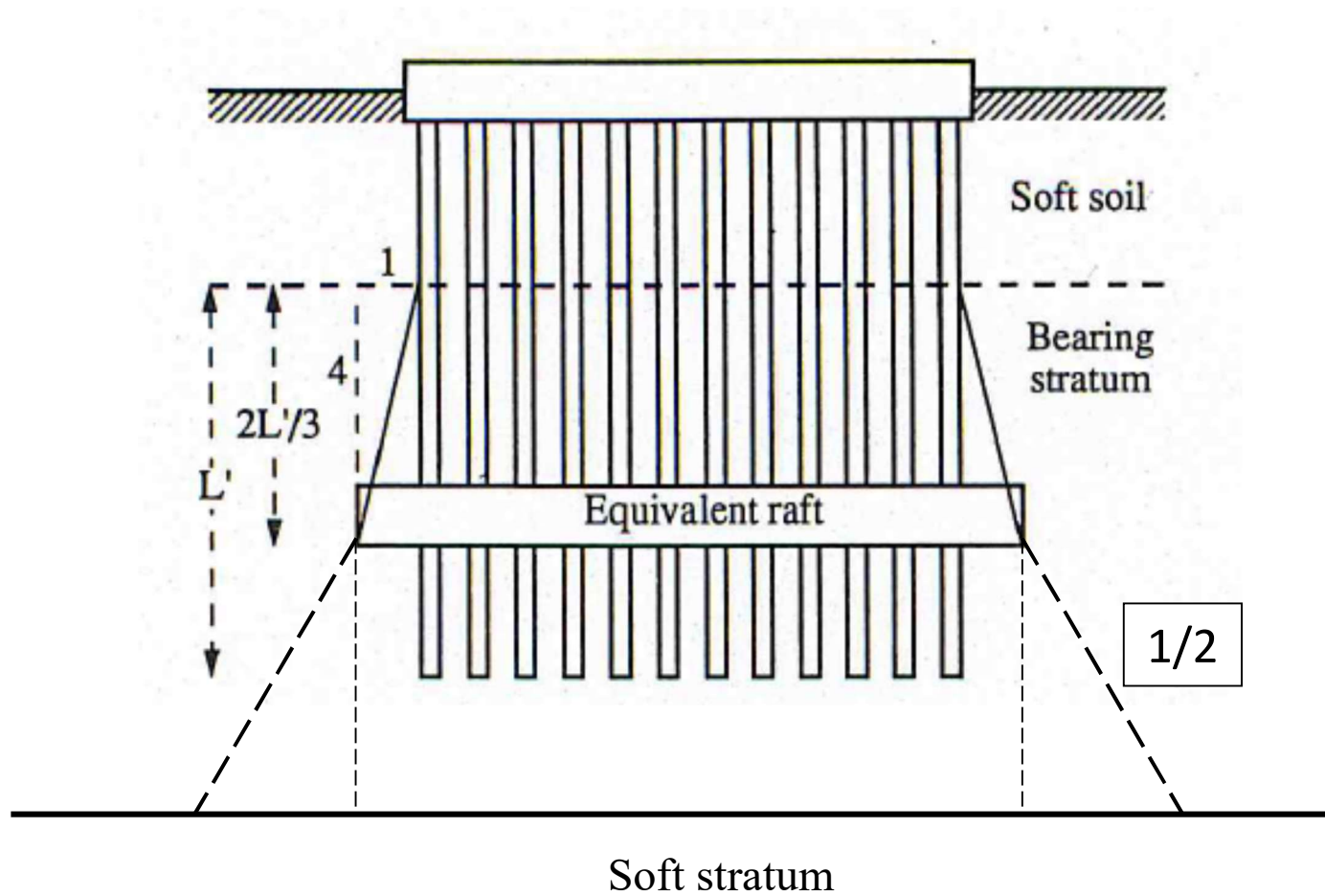


$$f_b = f_2 \quad (z_c/d_b \leq 0.5)$$

$$f_b = f_1 \quad (z_c/d_b \geq 3)$$

$$f_b = f_2 + (0.4z_c/d_b - 0.20) \cdot (f_1 - f_2) \quad (3.0 \geq z_c/d_b \geq 0.5)$$

# PUNZONAMENTO DELLA PALIFICATA



## PALI – EFFETTO GRUPPO

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

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

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

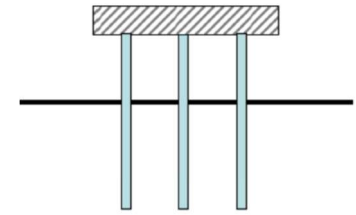
pali in argilla:  $\eta \leq 1$

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



## pali in argilla

fondazione che NON interagisce con il terreno

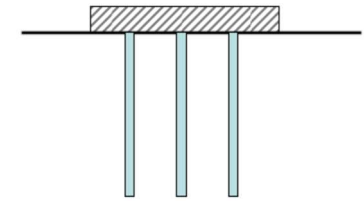


Ghinelli (2011)

$\eta = 0,6 \div 0,8$  (interasse  $i < 4 D$ )

## pali in argilla

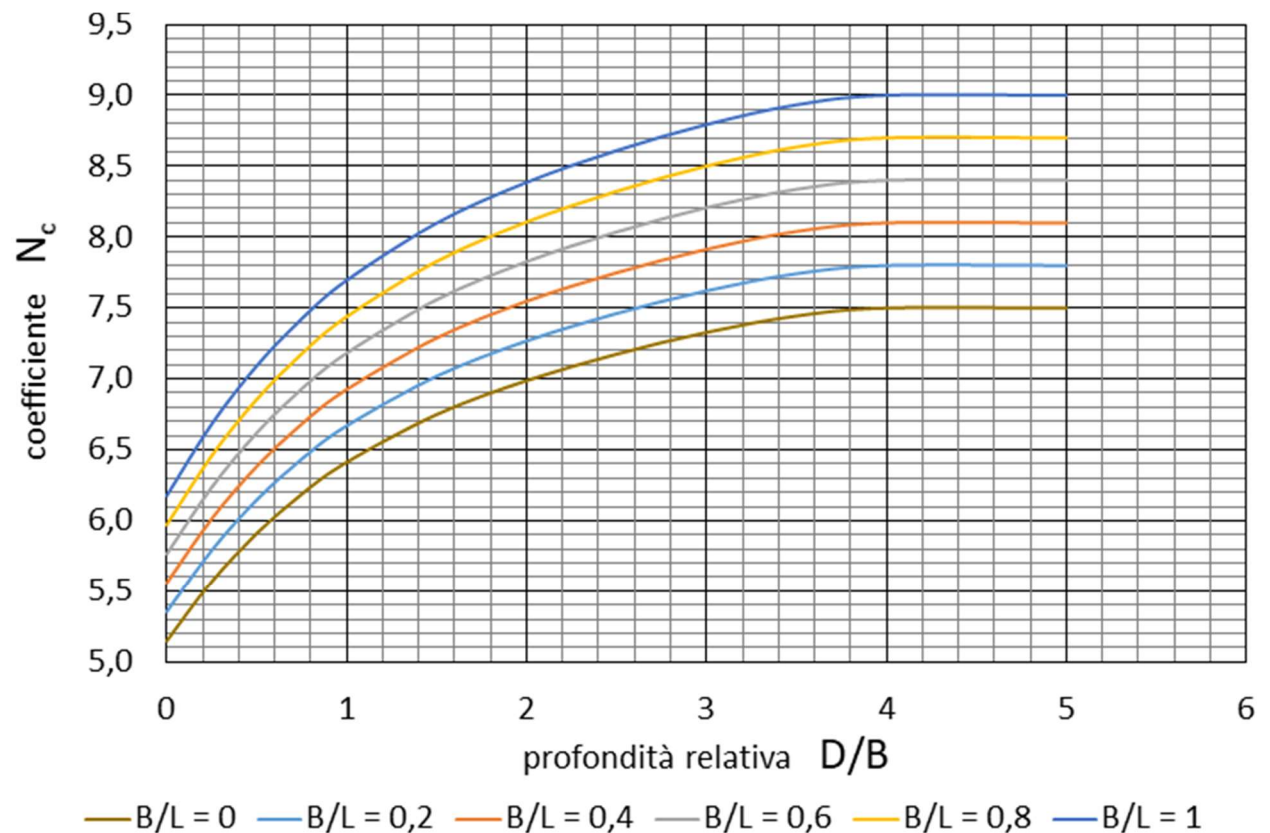
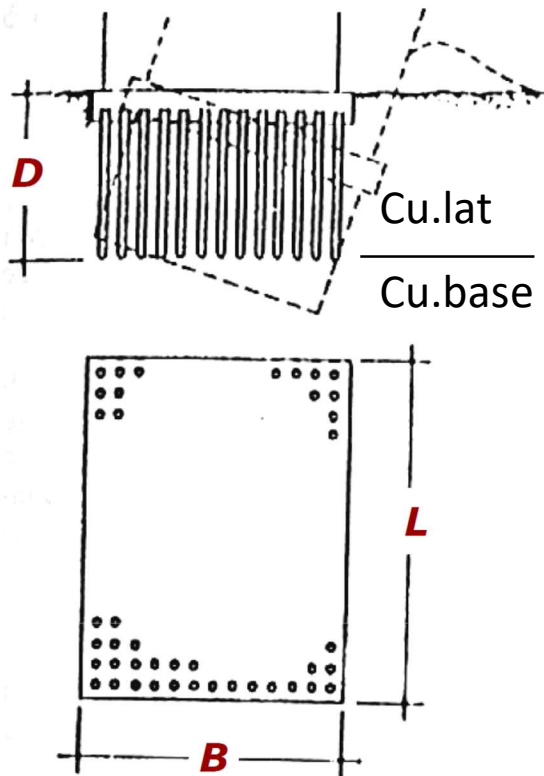
fondazione che interagisce con il terreno

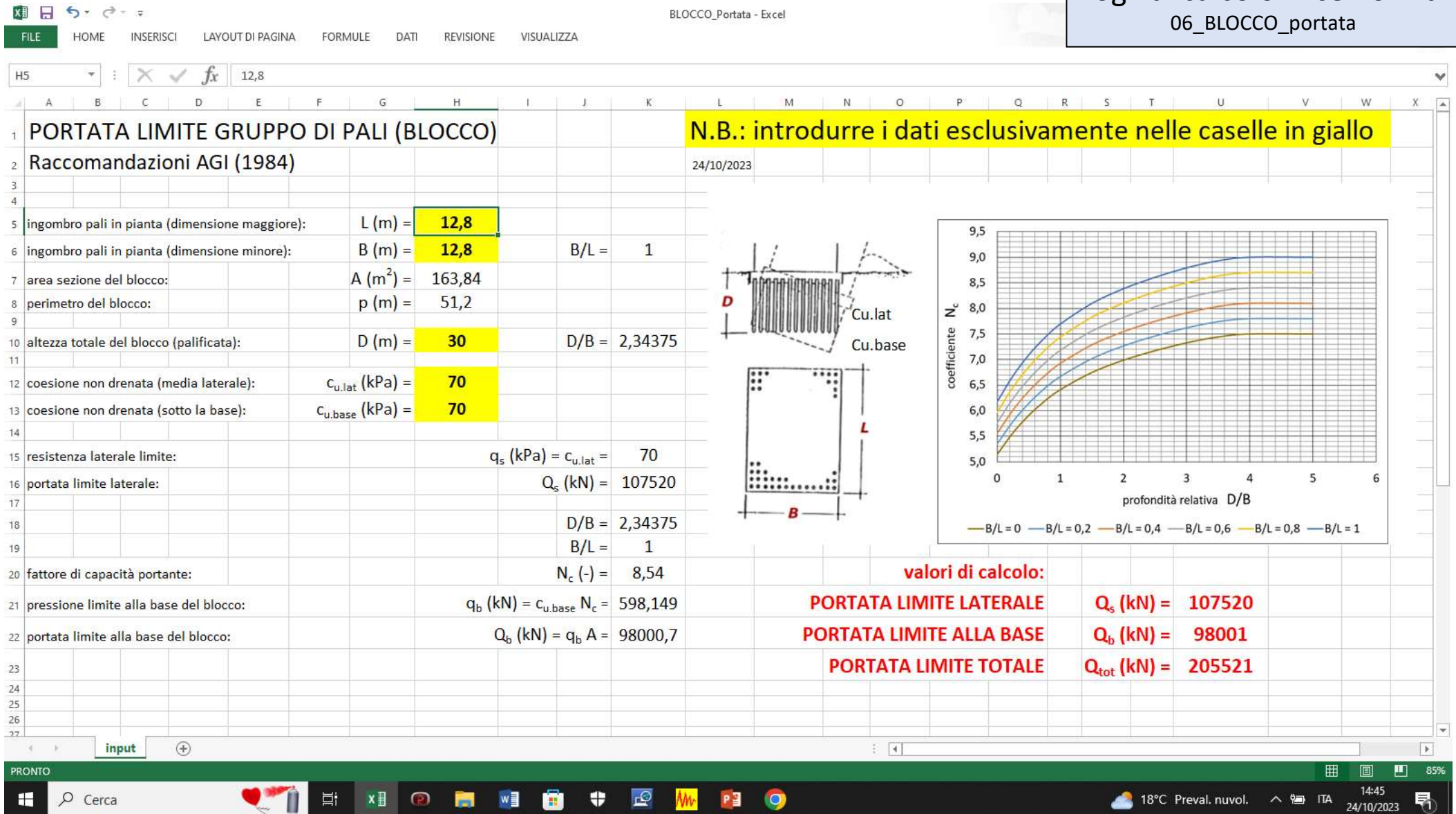


$$Q(\text{gruppo}) = Q(\text{blocco}) \leq N Q(\text{palo})$$

portata del blocco:

$$Q(\text{blocco}) = B L (c_{u.\text{base}} N_c) + 2 D (B + L) c_{u.\text{lat}}$$





Viggiani et Al. (2012)

**Nei terreni coesivi, se si vuole utilizzare la palificata a pieno carico a breve distanza di tempo dall'installazione dei pali, nella verifica della portata con il metodo del “blocco”, si dovrà considerare la  $c_u$  residua per la resistenza laterale e la  $c_u$  indisturbata per la portata alla base.**

**nota**

Robertson & Cabal (2024)

**$c_u$  residua  $\approx f_s$  (resistenza laterale locale della prova CPTU)**

azioni verticali sui pali  
**CEDIMENTI (SLE)**

# CEDIMENTO PALO ISOLATO

**VALUTAZIONI PRELIMINARI**  
**In assenza di prove di carico statiche**

TERRENO OMOGENEO – **PALO RIGIDO**

(Mandolini 2016)

$$w_1 = P_1 / K_1 \quad K_1 = \text{rigidezza palo isolato} = P_1 / w_1$$

$$K_1 = 2 \pi G L / \zeta \quad \zeta = \ln [ 5 (1-\nu) L / d ] \approx 4 \div 5$$

L = lunghezza del palo di diametro d

**G** = modulo di taglio del terreno – media lungo il fusto

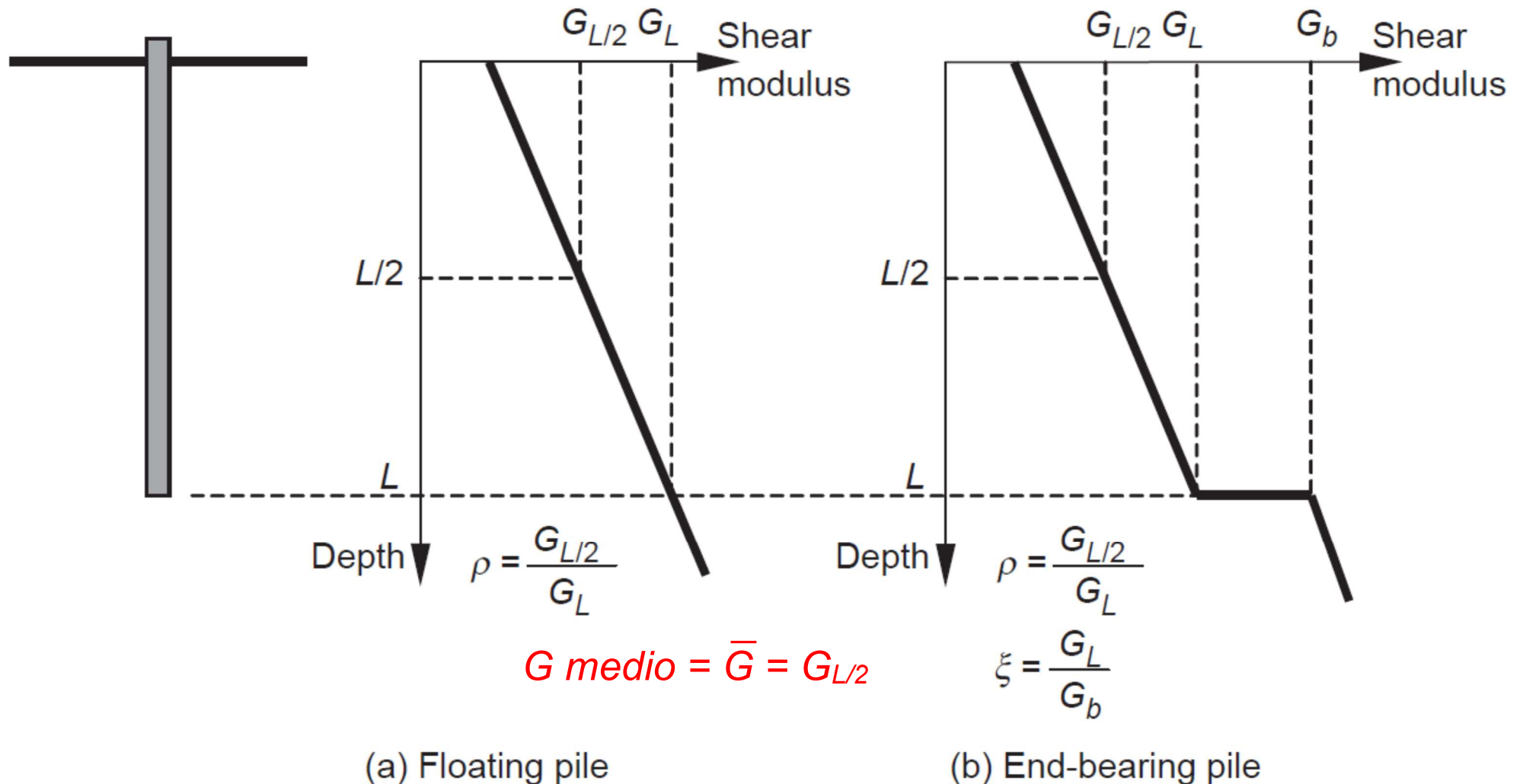
$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno

Nella valutazione del cedimento della palificata si può utilizzare il valore del modulo di taglio massimo  $G_0$ , relativo a piccole deformazioni (Fleming et Al. 2009 – Mandolini & Viggiani 1997). Per le fondazioni miste:  $G \geq 0,5 G_0$ .

# CEDIMENTO PALO ISOLATO

(Fleming et Al. 2009)

Utilizzo modulo di taglio  $G_o$  (piccole deformazioni), con riduzione massima dei valori di  $G_o$  pari al 50% nell'ipotesi di fondazioni miste





palo elastico

$$\frac{P_t}{w_t d G_L} = \frac{\frac{2\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{2\pi\rho \tanh(\mu L)}{\zeta} \frac{L}{\mu L} \frac{L}{d}}{1 + \frac{8\eta}{\pi\lambda(1-\nu)\xi} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{d}}$$

$\eta = d_b/d$  (ratio of underream for underreamed piles)

$\xi = G_L/G_b$  (ratio of end-bearing for end-bearing piles)

$\rho = \bar{G}/G_L$  (variation of soil modulus with depth)

$\lambda = E_p/G_L$  (pile-soil stiffness ratio)

$\zeta = \ln(2r_m/d)$  (measure of radius of influence of pile)

$\mu L = 2\sqrt{2/\zeta \lambda}(L/d)$  (measure of pile compressibility)

$$\zeta = \ln \left\{ [0.25 + (2.5\rho(1-\nu) - 0.25)\xi] \frac{2L}{d} \right\}$$

$$\zeta = \ln[5\rho(1-\nu)L/d] \quad \text{for } \xi = 1$$

Excel interface showing the calculation of pile settlement using the Fleming method. The spreadsheet is titled "PALO\_cedimento\_Fleming - Excel".

**Input Data:**

- carico agente sul palo:  $P_1$  (kN) = 1200
- diametro del palo (lungo il fusto):  $d$  (m) = 0,8
- diametro alla base del palo:  $d_b$  (m) = 0,8
- lunghezza del palo:  $L$  (m) = 30
- modulo di Young del palo:  $E_p$  (MPa) = 25000
- coefficiente di Poisson del terreno:  $\nu$  = 0,3
- modulo di taglio - media lungo il fusto:  $G_m$  (MPa) = 50
- modulo di taglio - in fondo al palo ( $z = L$ ):  $G_L$  (MPa) = 50
- modulo di taglio - base resistente sottostante:  $G_b$  (MPa) = 50

**Calculated Results:**

- rigidezza palo singolo:  $K_1 = P_1 / w_1$  (kN/mm) = (MN/m) = 880,91
- cedimento testa palo:  $w$  (mm) = 1,36

**Diagrams:**

(a) Floating pile: Shows a pile of length  $L$  with shear modulus  $G_L$  and depth  $L/2$ . The settlement is  $\rho = \frac{G_{L/2}}{G_L}$ .

(b) End-bearing pile: Shows a pile of length  $L$  with shear modulus  $G_L$  and depth  $L/2$ . The settlement is  $\xi = \frac{G_L}{G_b}$ .

**Formula:**

$$\frac{P_t}{w_t d G_L} = \frac{\frac{2\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{2\pi\rho \tanh(\mu L) L}{\zeta \mu L}}{1 + \frac{8\eta \tanh(\mu L) L}{\pi\lambda(1-\nu)\xi \mu L}}$$

At the bottom, the input values are summarized:  $d$  (m) = 0.8,  $n = d/d = 1$ ,  $P/(w d G_L) = 22.0227188$ .

**$K_1$  = rigidezza palo isolato =  $P_1/w_1$**

# CEDIMENTO PALO ISOLATO

(Poulos 2017 - Poulos-Davis 1980)

TERRENO UNIFORME cedimento:  $w = P I / (E_S d)$

$P$  = carico

$$K = E_P / E_S$$

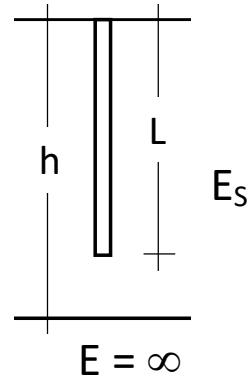
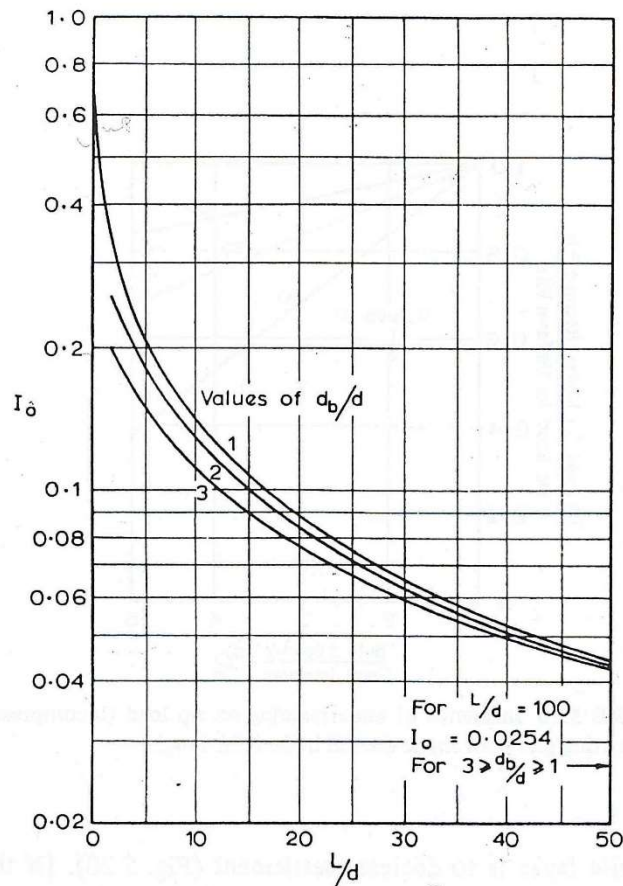
$$I = I_0 R_K R_h R_v$$

$E_S$  = modulo di Young del terreno

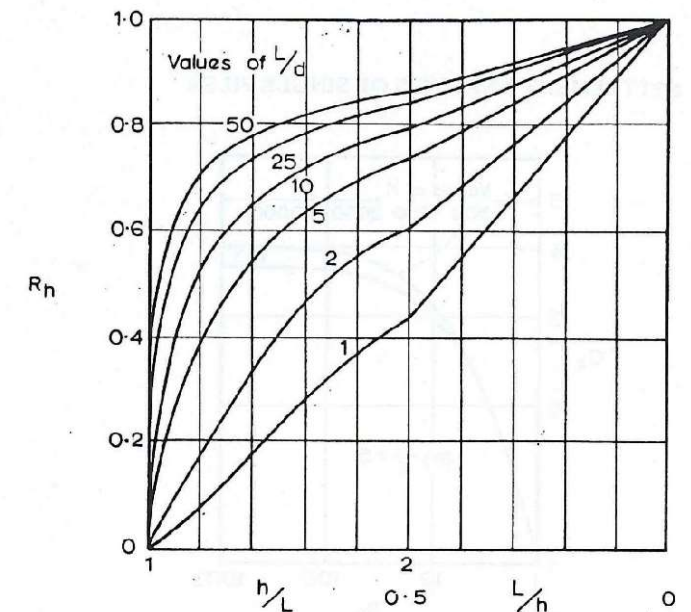
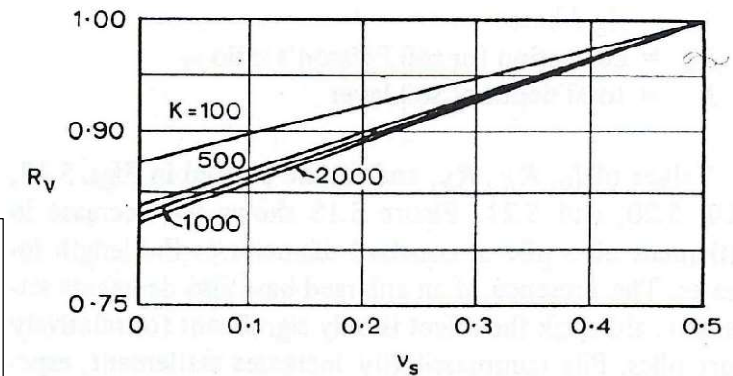
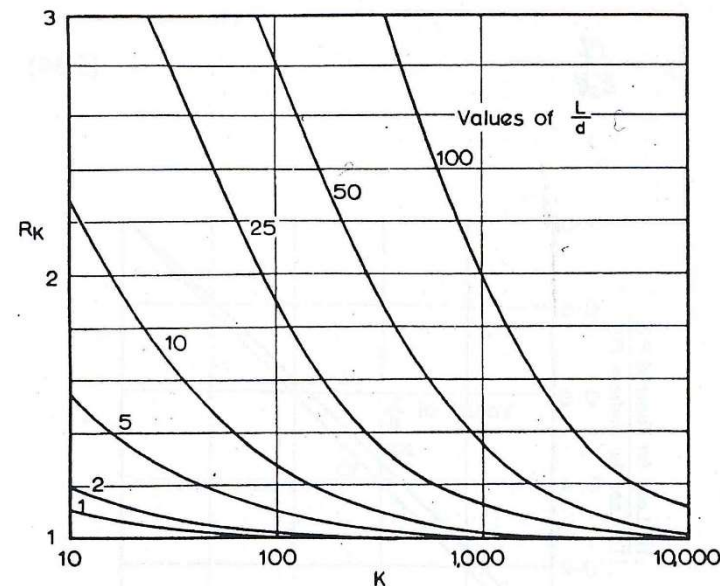
$\nu_S$  = coeff. di Poisson del terreno

$E_P$  = modulo di Young del palo

$d$  = diametro del palo



N.B.: in terreni stratificati con variazioni di  $E_S$  non eccessivamente grandi si può usare il valore medio  $E_{S.MEDIO} = (1/L) \sum (E_S \Delta L)$



# CEDIMENTO PALO ISOLATO

(Poulos 2017 - Poulos-Davis 1980)

PALO SU BASE  
CONSISTENTE cedimento:  $w = P l / (E_s d)$

$$P = \text{carico} \quad K = E_p / E_s$$

$$I = I_0 R_K R_b R_v$$

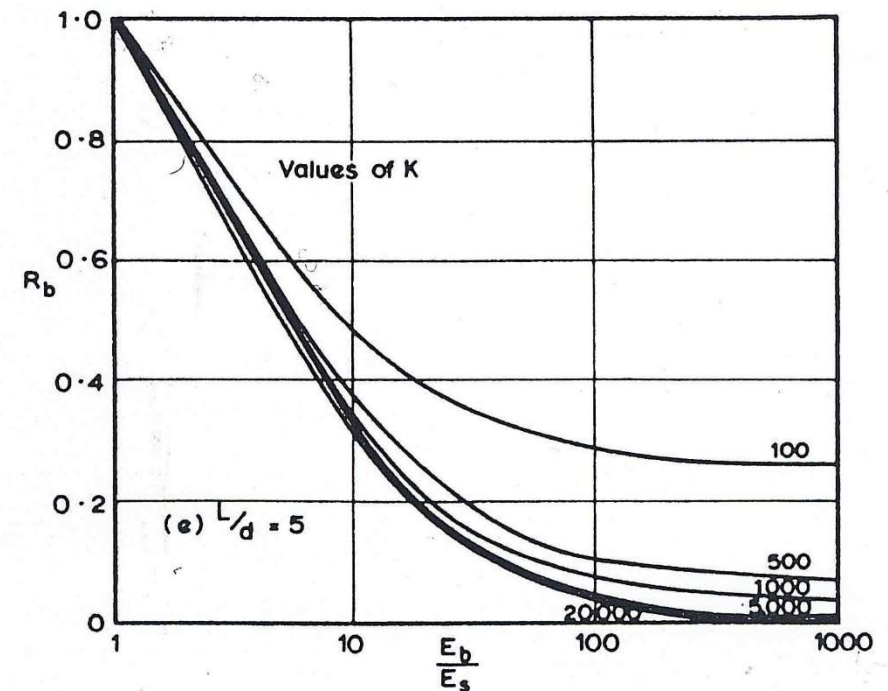
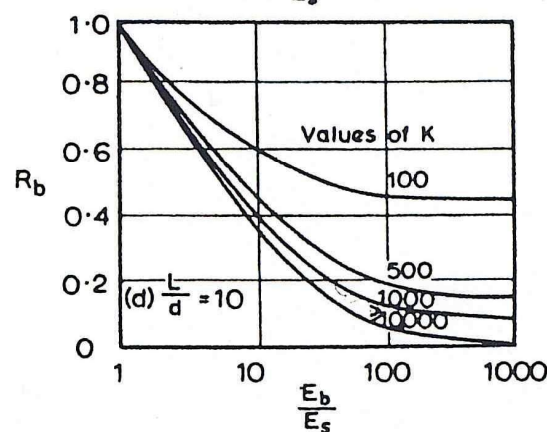
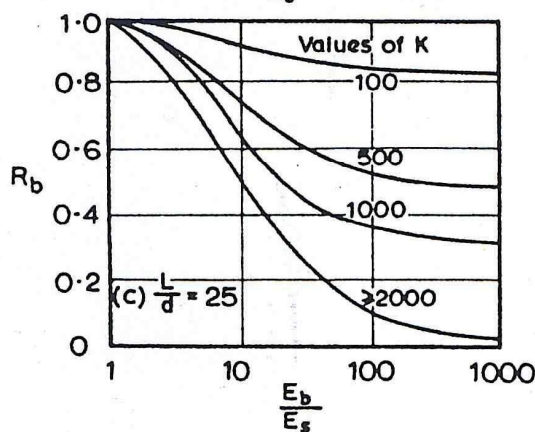
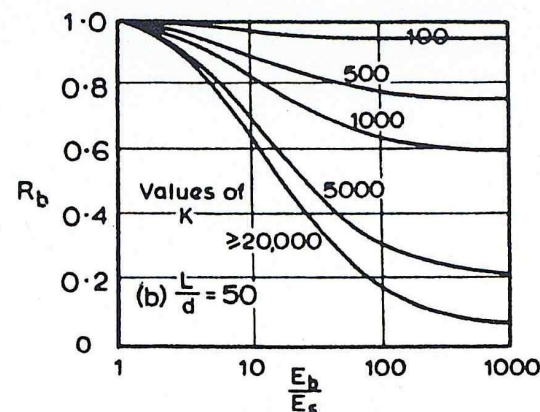
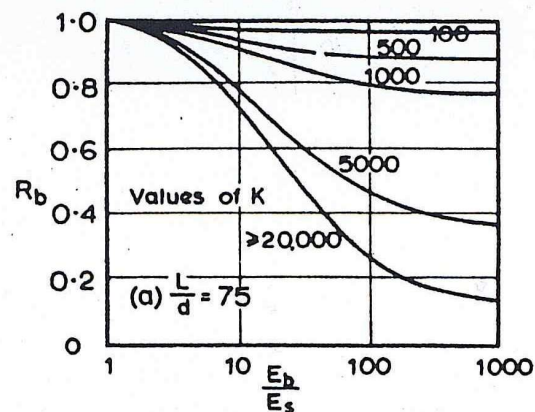
$E_s$  = modulo di Young del terreno lungo il fusto

$\nu_s$  = coeff. di Poisson del terreno

$E_p$  = modulo di Young del palo

$E_b$  = modulo di Young del terreno alla base

$d$  = diametro del palo



N.B.: in terreni stratificati con variazioni di  $E_s$  non eccessivamente grandi si può usare il valore medio  $E_{s.MEDIO} = (1/L) \sum (E_s \Delta L)$



# CEDIMENTO PALI

## PARAMETRI (Poulos-Davis 1980)

### Sabbie (pali infissi)

sciolte ( $D_R < 40\%$ )

$E_s = 27,5-55 \text{ MPa}$

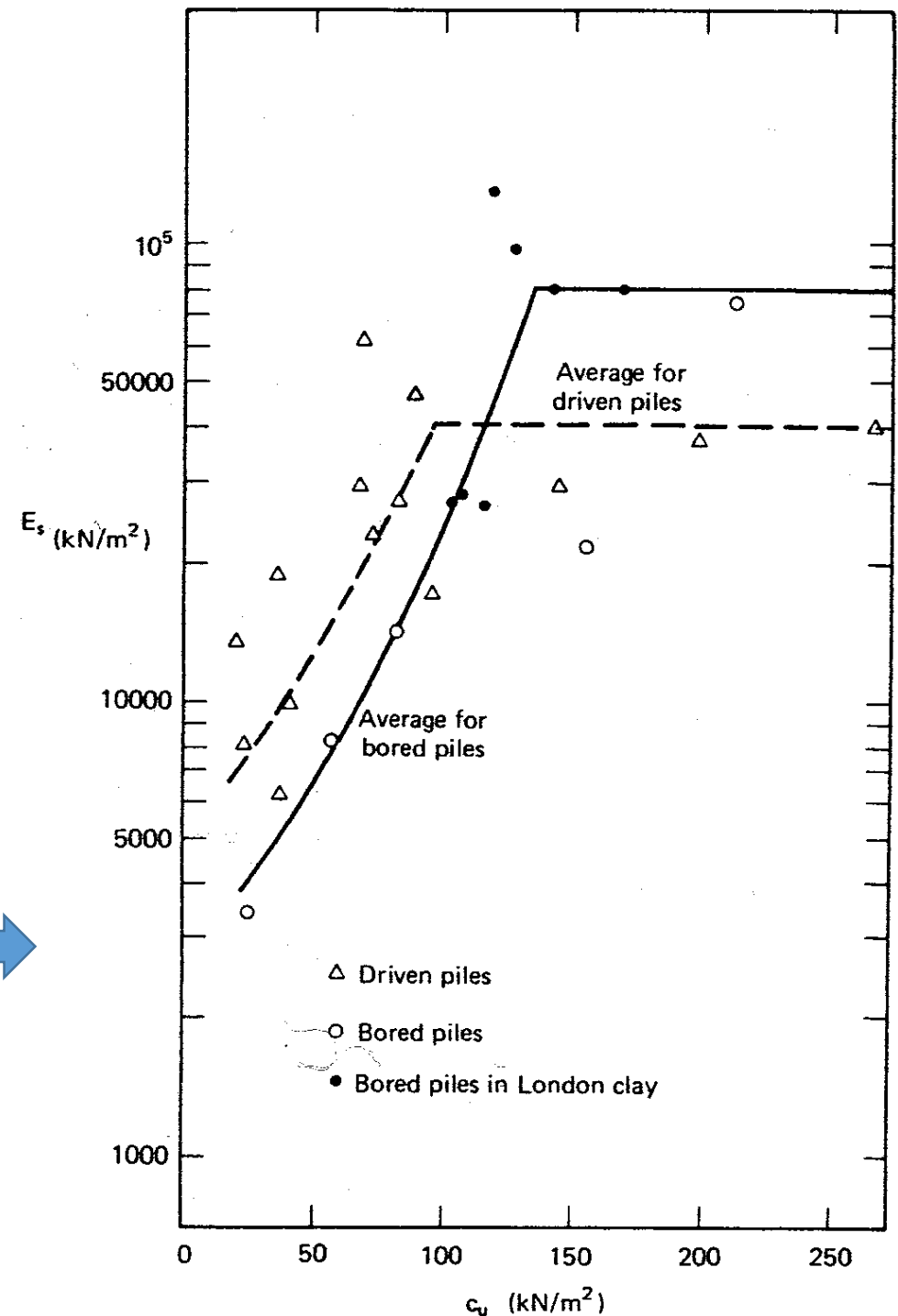
medie ( $D_R = 40-60\%$ )

$E_s = 55-70 \text{ MPa}$

dense ( $D_R > 60\%$ )

$E_s = 70-110 \text{ MPa}$

Argille (pali infissi e trivellati) →



# CEDIMENTO PALO ISOLATO

(Viggiani et Al. 2012)

$$w_1 = (d/M) / FS$$

FS = fattore di sicurezza ( $FS \geq 2,5$ )

d = diametro del palo

valori di M per FS = 2,5

pali infissi (a spostamento di terreno)

terreno granulare: M = 80

terreno coesivo: M = 120

pali H, FDP (a modesto spostamento di terreno)

terreno granulare: M = 50

terreno coesivo: M = 75

pali trivellati, CFA (ad asportazione di terreno)

terreno granulare: M = 25

terreno coesivo: M = 40



## ESEMPIO

**palo trivellato:**  $d = 0,80 \text{ m}$      $L = 30 \text{ m}$

**carico verticale:**  $P_1 = 1200 \text{ kN}$

**sottosuolo omogeneo (caso ideale):**     $c_u = 100 \text{ kPa}$

modulo di taglio max (piccole deformazioni):  $G_o \approx 500 c_u = 50 \text{ MPa}$

modulo di taglio da utilizzare:     $G = G_o = 50 \text{ MPa}$

coefficiente di Poisson:     $\nu = 0,3$

# Fleming et Al. (2009)

Excel spreadsheet titled "PALO\_cedimento\_Fleming - Excel" showing input data for pile settlement calculations according to Fleming et Al. (2009).

**Input Data:**

Parameter	Value
carico agente sul palo: $P_1$ (kN)	1200
diametro del palo (lungo il fusto): $d$ (m)	0,8
diametro alla base del palo: $d_b$ (m)	0,8
lunghezza del palo: $L$ (m)	30
modulo di Young del palo: $E_p$ (MPa)	25000
coefficiente di Poisson del terreno: $\nu$	0,3
modulo di taglio - media lungo il fusto: $G_m$ (MPa)	50
modulo di taglio - in fondo al palo ( $z = L$ ): $G_L$ (MPa)	50
modulo di taglio - base resistente sottostante: $G_b$ (MPa)	50
rigidezza palo singolo: $K_1 = P_1 / w_1$ (kN/mm)	880,91
cedimento testa palo: $w$ (mm)	1,36

**Formulas:**

$$K_1 = P_1 / w_1 \quad (\text{kN/mm}) = 880,91$$

$$w \text{ (mm)} = 1,36$$

**Diagrams:**

(a) Floating pile: Shows a pile of length  $L$  with shear modulus  $G_L$  and depth  $L/2$ . The settlement is  $\rho = \frac{G_{L/2}}{G_L}$ .

(b) End-bearing pile: Shows a pile of length  $L$  with shear modulus  $G_L$  and depth  $L/2$ . The settlement is  $\xi = \frac{G_L}{G_b}$ .

**Equation:**

$$\frac{P_t}{w_t d G_L} = \frac{\frac{2\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{2\pi\rho \tanh(\mu L) L}{\zeta \mu L} \frac{L}{d}}{1 + \frac{8\eta}{\pi\lambda(1-\nu)\xi} \frac{\tanh(\mu L) L}{\mu L} \frac{L}{d}}$$

**Output:**

$d$  (m) = 0.8,  $n = d_w/d = 1$ ,  $P/(w d G_L) = 22.0227188$

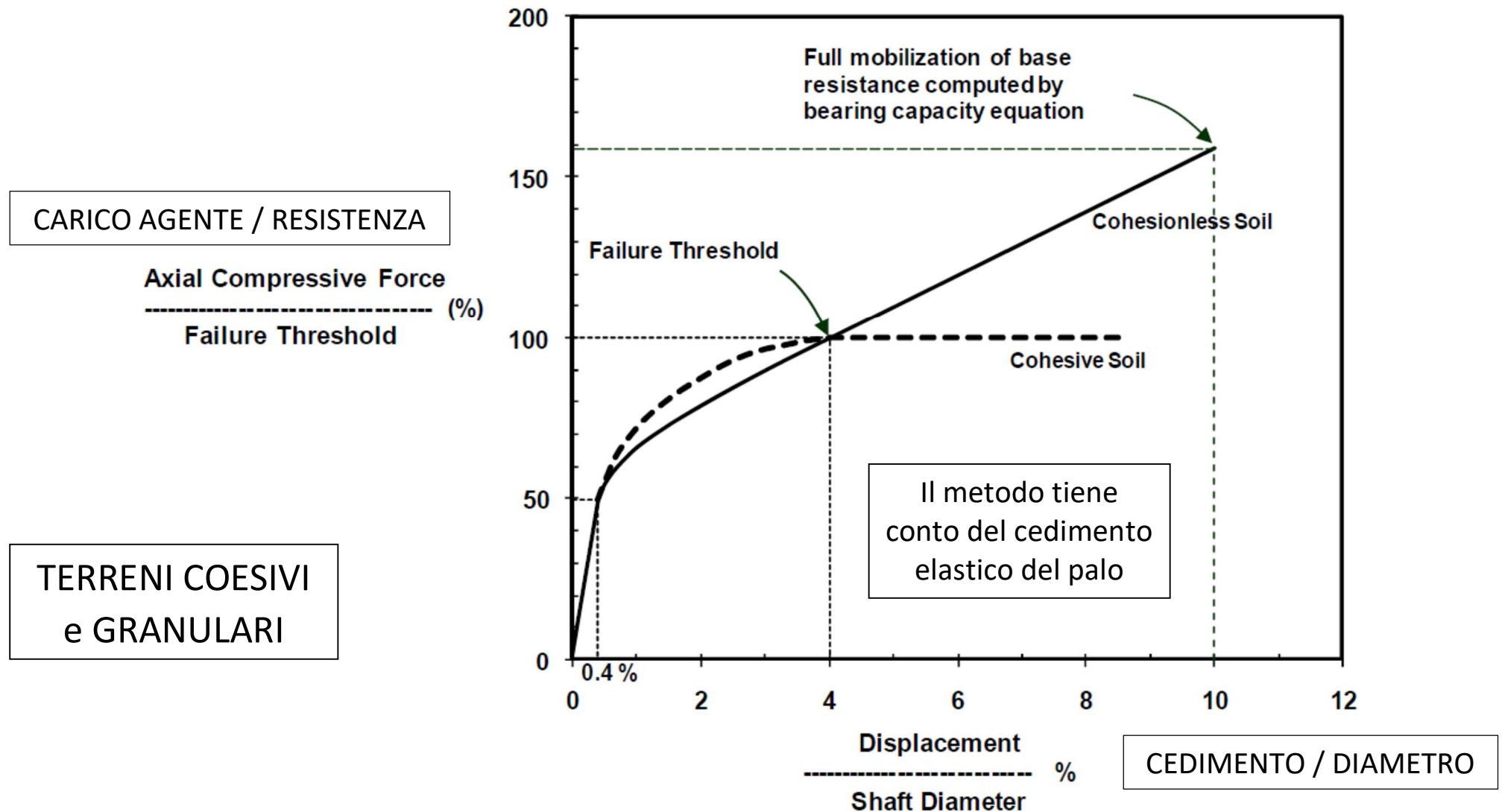
$$K_1 = 881 \text{ kN/mm}$$

$$w_1 = P_1/K_1 = 1,4 \text{ mm}$$

# CEDIMENTO PALO ISOLATO – CURVE DI TRASFERIMENTO

## PALO TRIVELLATO

(FHWA 2010)



ESEMPIO palo trivellato in argilla ( $c_u = 100 \text{ kPa} = \text{cost}$ ) (FHWA 2010)

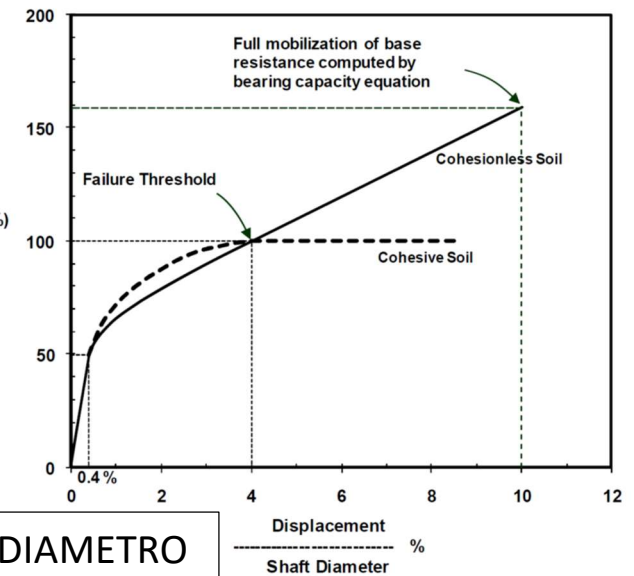
$$d = 800 \text{ mm} \quad A_p = \pi d^2/4 = 0,5027 \text{ m}^2 \quad L = 30 \text{ m}$$

$$Q_b = 9 c_u A_p = 9 \times 100 \times 0,5027 = 452 \text{ kN}$$

$$Q_s = \pi d L \alpha c_u = 4147 \text{ kN} \quad (\alpha = 0,55 - \text{Trevi})$$

CARICO AGENTE / RESISTENZA

Axial Compressive Force  
Failure Threshold (%)



CEDIMENTO / DIAMETRO

Displacement  
Shaft Diameter %

$P_1 = 1200 \text{ kN}$  carico agente sul palo

$W' = 0,5027 \times 30 \times 15 \text{ kN/m}^3 = 226 \text{ kN}$  peso proprio (immerso se sotto falda)

Resistenza:  $(Q_b + Q_s + W') = 4825 \text{ kN}$  (denominatore)

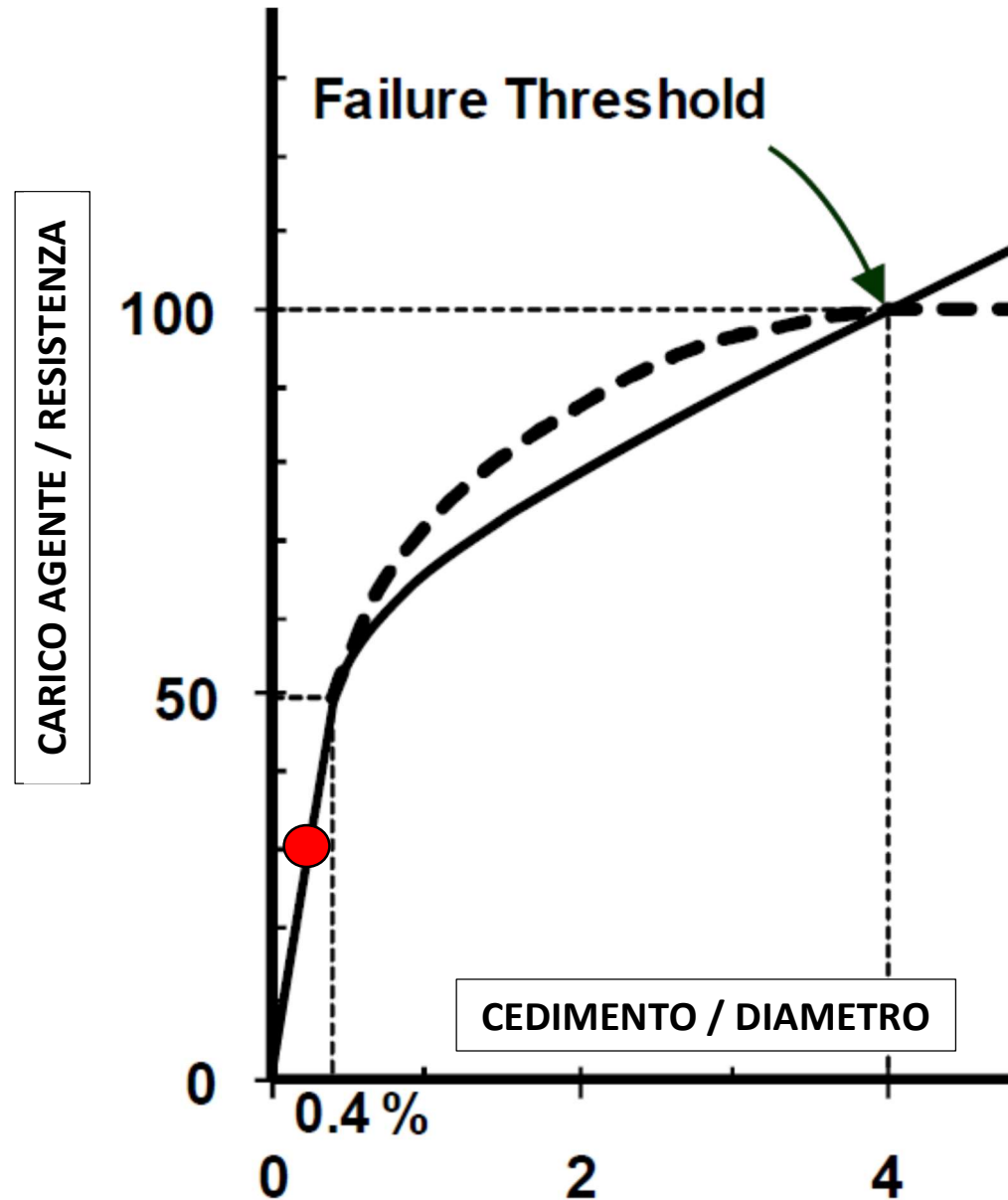
Carico agente:  $(P_1 + W') = 1426 \text{ kN}$  (numeratore)

carico/resistenza = numeratore/denominatore =  $1426/4825 = 0,30 = 30\%$

$$w_1/d = (0,4\% / 50) \times 30 = 0,24\%$$

$d = 800 \text{ mm}$

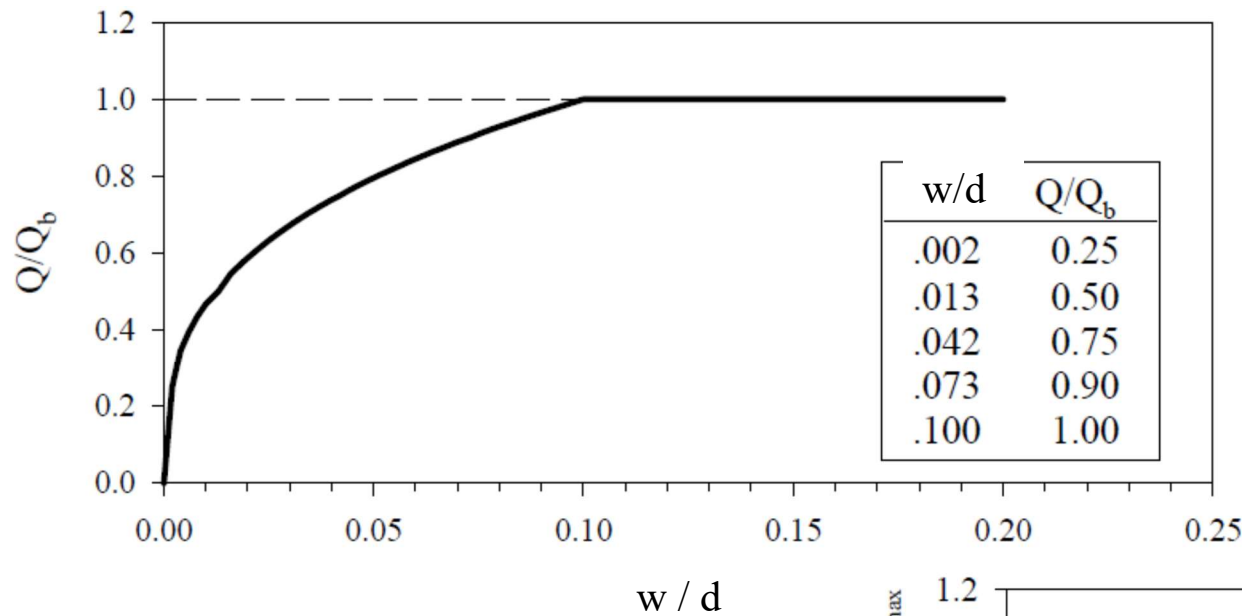
$w_1 = 1,9 \text{ mm}$



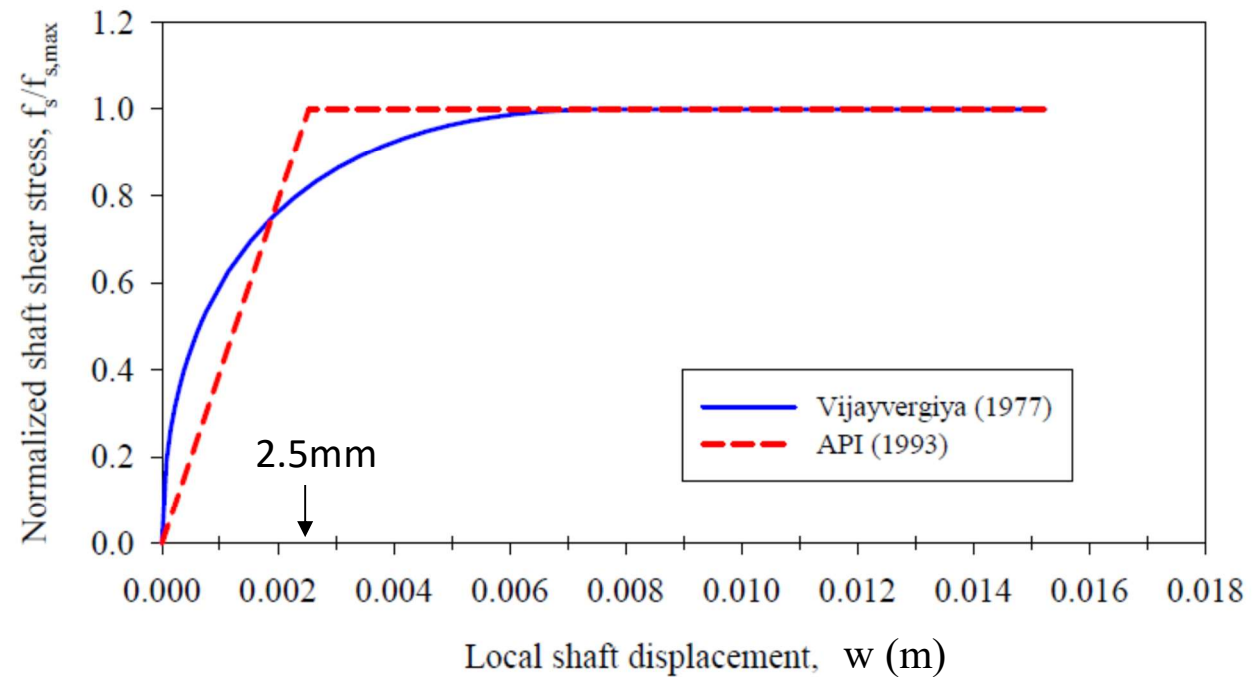
# CEDIMENTO PALO ISOLATO – CURVE DI TRASFERIMENTO

## PALO INFISSO

(API 1993)



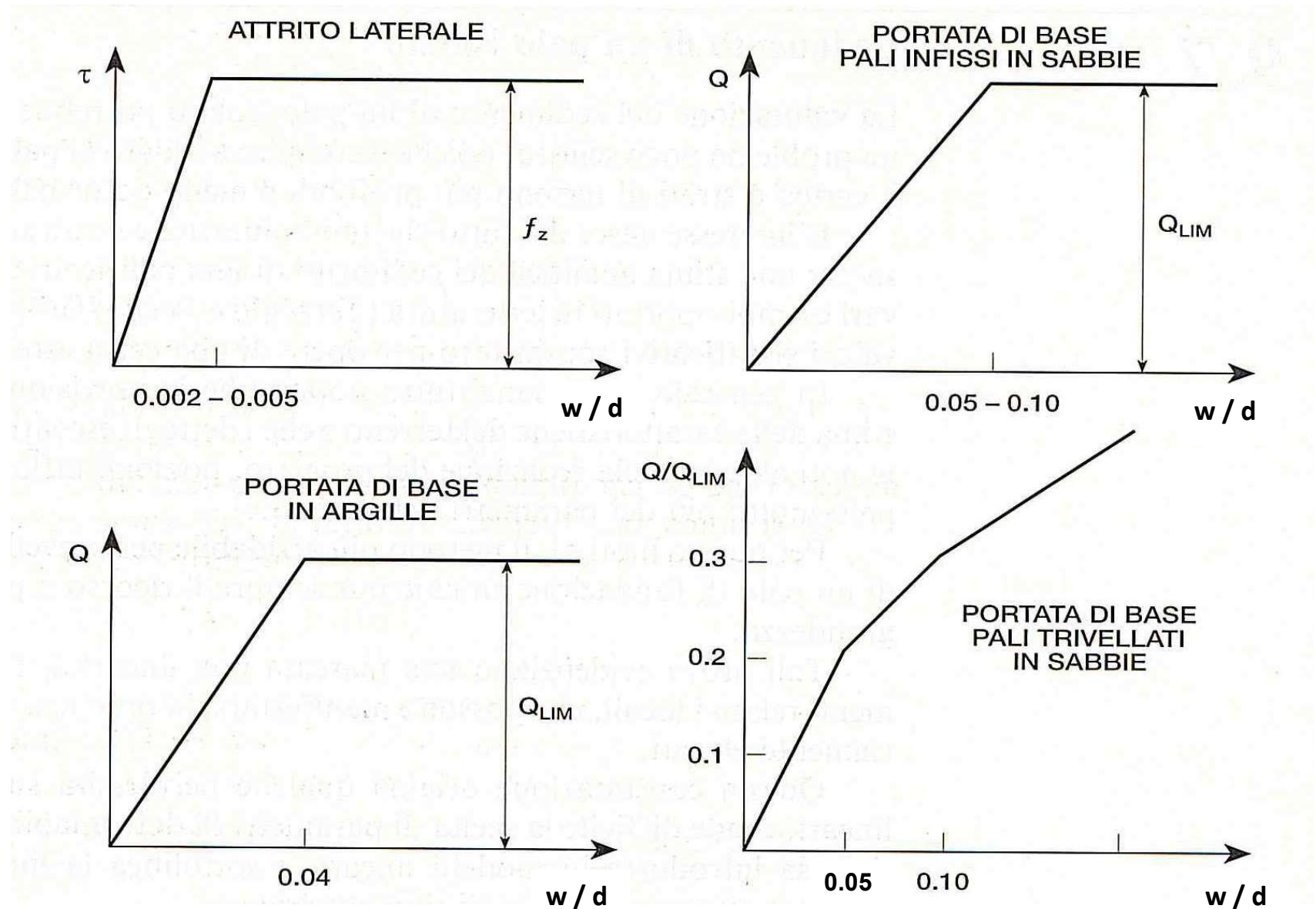
SABBIE





# CEDIMENTO PALO ISOLATO – CURVE DI TRASFERIMENTO

## PALO INFISSO E TRIVELLATO (Lancellotta 1993)



## CEDIMENTO ELASTICO DEL PALO

(O'Neill & Reese 1999)

$$w_E = k (P L) / (E A)$$

k = coefficiente

L = lunghezza del palo

A = area sezione

E = modulo elastico

P = carico verticale agente

k = 0,5          intero carico trasferito alla superficie laterale

k = 1          intero carico trasferito alla base

k = 0,67      valore consigliato

## PROCEDURA NEL CALCOLO DEL CEDIMENTO (O'Neill & Reese 1999)

prefissare un valore del cedimento in testa al palo  $w_T$

entrare nei diagrammi delle curve di trasferimento con i seguenti valori del cedimento:

cedimento superficie laterale:  $w_S = w_T - 0,5 w_E$

cedimento base del palo:  $w_B = w_T - w_E$

## ESEMPIO

palo prefabbricato battuto (base in sabbia)

diametro:  $d = 0,40 \text{ m} = 400 \text{ mm}$       area sezione:  $A = 0,1257 \text{ m}^2$

lunghezza:  $L = 13 \text{ m}$       modulo elastico:  $E = 30000 \text{ MPa}$

carico verticale:  $P = 600 \text{ kN} = 0,6 \text{ MN}$

portate limite valutate:

laterale:  $Q_{s.LIM} = 400 \text{ kN}$

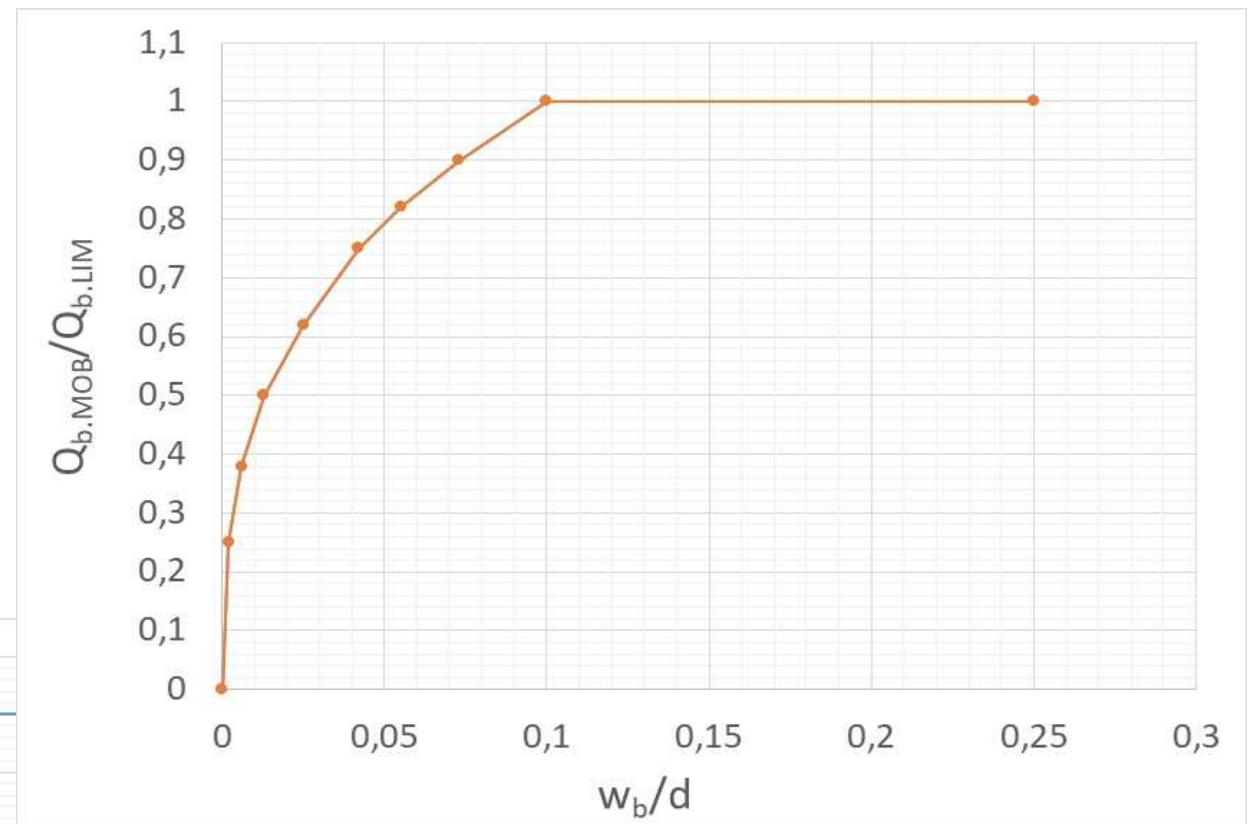
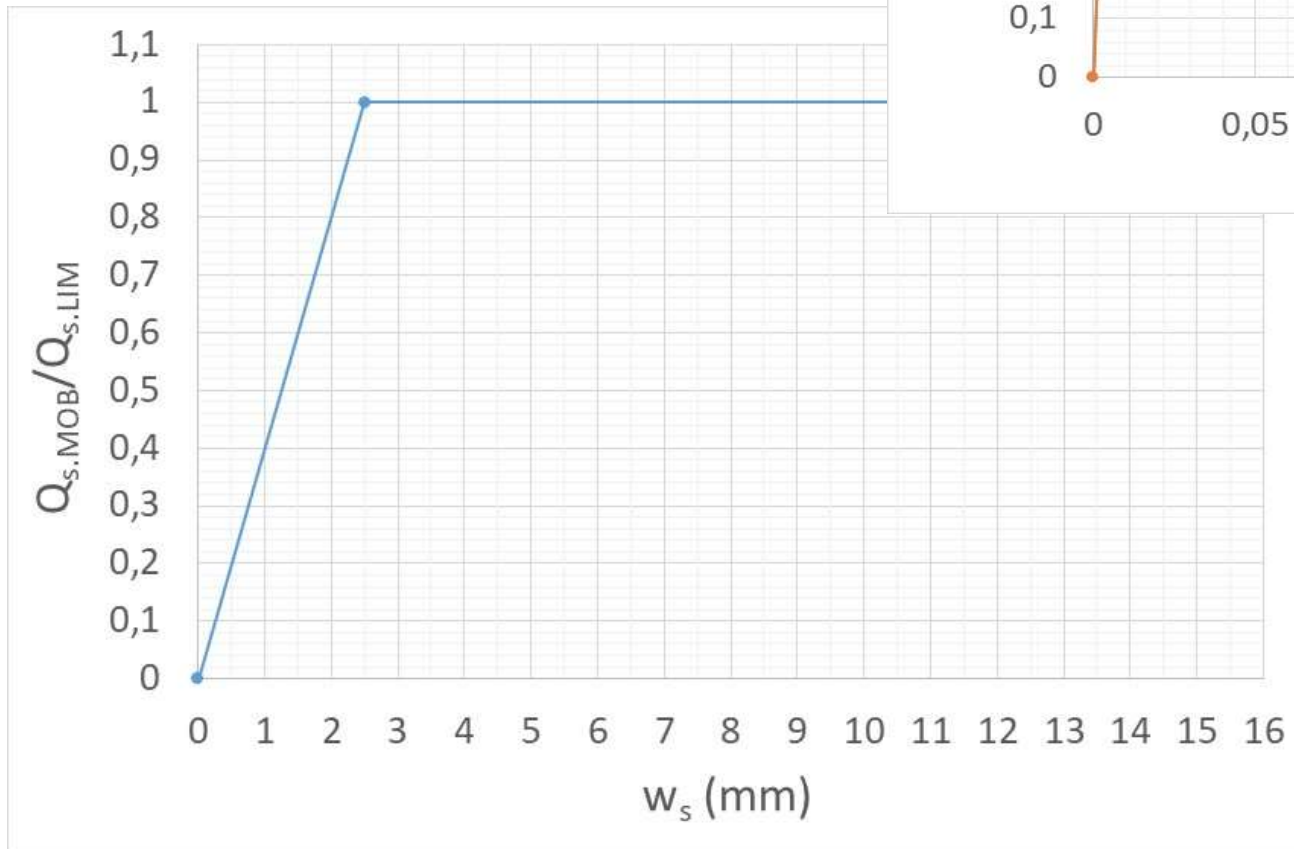
base:  $Q_{b.LIM} = 1100 \text{ kN}$

totale:  $Q_{t.LIM} = 1500 \text{ kN}$

cedimento elastico:  $(k = 0,67)$

$$w_E = k P L / (E A) = 0,67 \times 0,6 \times 13 / (30000 \times 0,1257) = 0,0014 \text{ m} = 1,4 \text{ mm}$$

criterio API (1993)



**1° tentativo      cedimento testa palo:     $w_T = 5 \text{ mm}$**

**cedimento superficie laterale:     $w_s = w_T - 0,5 w_E = 5 - 1,4/2 = 4,3 \text{ mm}$**

$$Q_{s.MOBILITATA} / Q_{s.LIM} = 1,00$$

$$Q_{s.MOBILITATA} = Q_{s.LIM} = 400 \text{ KN}$$

**cedimento base del palo:     $w_b = w_T - w_E = 5 - 1,4 = 3,6 \text{ mm}$      $w_b/d = 0,009$**

$$Q_{b.MOBILITATA} / Q_{b.LIM} = 0,43$$

$$Q_{b.MOBILITATA} = 0,43 \times Q_{b.LIM} = 0,43 \times 1100 = 473 \text{ kN}$$

$$P = 600 \text{ kN} < ( Q_{s.MOBILITATA} + Q_{b.MOBILITATA} ) = 400 + 473 = 873 \text{ kN}$$

**2° tentativo      cedimento testa palo:     $w_T = 2,5 \text{ mm}$**

cedimento superficie laterale:     $w_s = w_T - 0,5 w_E = 2,5 - 1,4/2 = 1,7 \text{ mm}$

$$Q_{s.MOBILITATA} / Q_{s.LIM} = 0,68$$

$$Q_{s.MOBILITATA} = 0,92 \times Q_{s.LIM} = 0,68 \times 400 = 272 \text{ kN}$$

cedimento base del palo:     $w_b = w_T - w_E = 2,5 - 1,4 = 1,1 \text{ mm}$      $w_b/d = 0,003$

$$Q_{b.MOBILITATA} / Q_{b.LIM} = 0,3$$

$$Q_{b.MOBILITATA} = 0,3 \times Q_{b.LIM} = 0,3 \times 1100 = 330 \text{ kN}$$

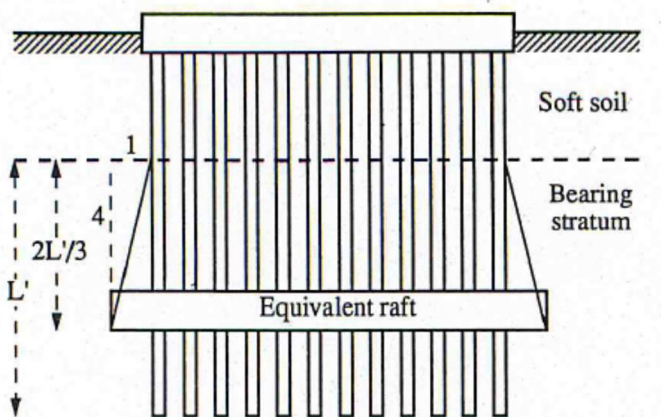
$$P = 600 \text{ kN} \approx ( Q_{s.MOBILITATA} + Q_{b.MOBILITATA} ) = 272 + 330 = 602 \text{ kN} \quad \text{OK !}$$



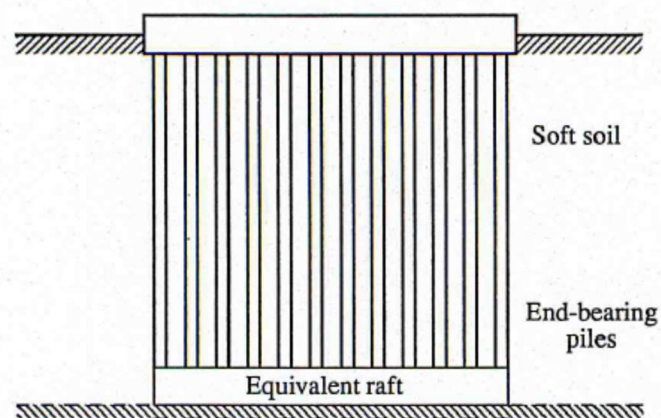
# CEDIMENTO GRUPPO DI PALI – metodi convenzionali

## PLATEA EQUIVALENTE

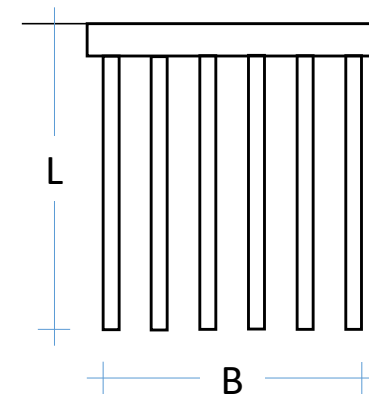
$B > L$  (Viggiani et Al. 2012)



(a) Primarily friction piles



(b) Primarily end-bearing piles



## PALO EQUIVALENTE

$B < L$  (Viggiani et Al. 2012)

$$d_{eq} = 1,13 (A)^{0,5}$$

$$E_{eq} = E_S + (E_P - E_S) (A_P / A)$$

$A$  = area sezione blocco (pali + terreno)

$A_P$  = area sezione occupata dai pali

$E_S$  = modulo di Young del terreno

$E_P$  = modulo di Young dei pali

# CEDIMENTO GRUPPO DI PALI

Russo G. (2018) "Analysis and design of pile foundations under vertical load: an overview"; R.I.G. 2/2018

## EVIDENZE SPERIMENTALI

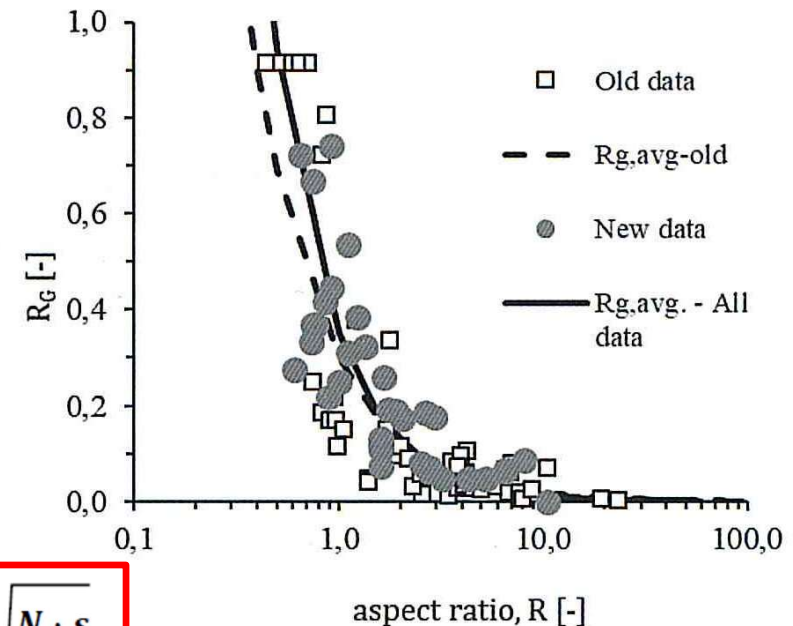
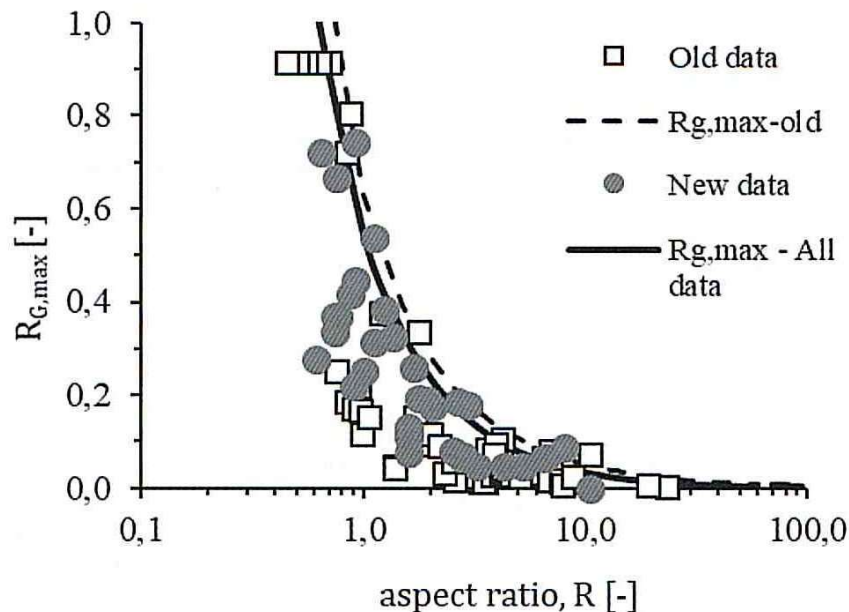
aspect ratio:  $R = (N s / L)^{0,5}$

N = numero di pali  
s = interasse medio tra i pali  
L = lunghezza dei pali

N pali

valore probabile:  $R_G = 0,354 R^{-1,41}$

valore massimo:  $R_{G,max} = 0,55 R^{-1,20}$   
(95° percentile)



$$R = \sqrt{\frac{N \cdot s}{L}}$$

$W_1$  = cedimento del palo singolo

$W_{pali}$  = cedimento del gruppo di pali

$$W_{pali} = R_S W_1 = N R_G W_1 \quad (R_S = N R_G)$$

# CEDIMENTO GRUPPO DI PALI

N pali

$w_1$  = cedimento del palo singolo

$w_{\text{pali}}$  = cedimento del gruppo di pali

$$w_{\text{pali}} = R_S w_1 = N R_G w_1$$

**Attenzione a stratificazioni tenere presenti al di sotto della palificata  
“non sentite” dal palo isolato e “sentite” invece dalla palificata!!!**

Vannucchi 2011

$$w_{\text{pali}} = w_1 N^{0,5}$$

$$R_S = N^{0,5} = N R_G$$

$$R_G = N^{(-0,5)}$$

Fleming et Al. 2009

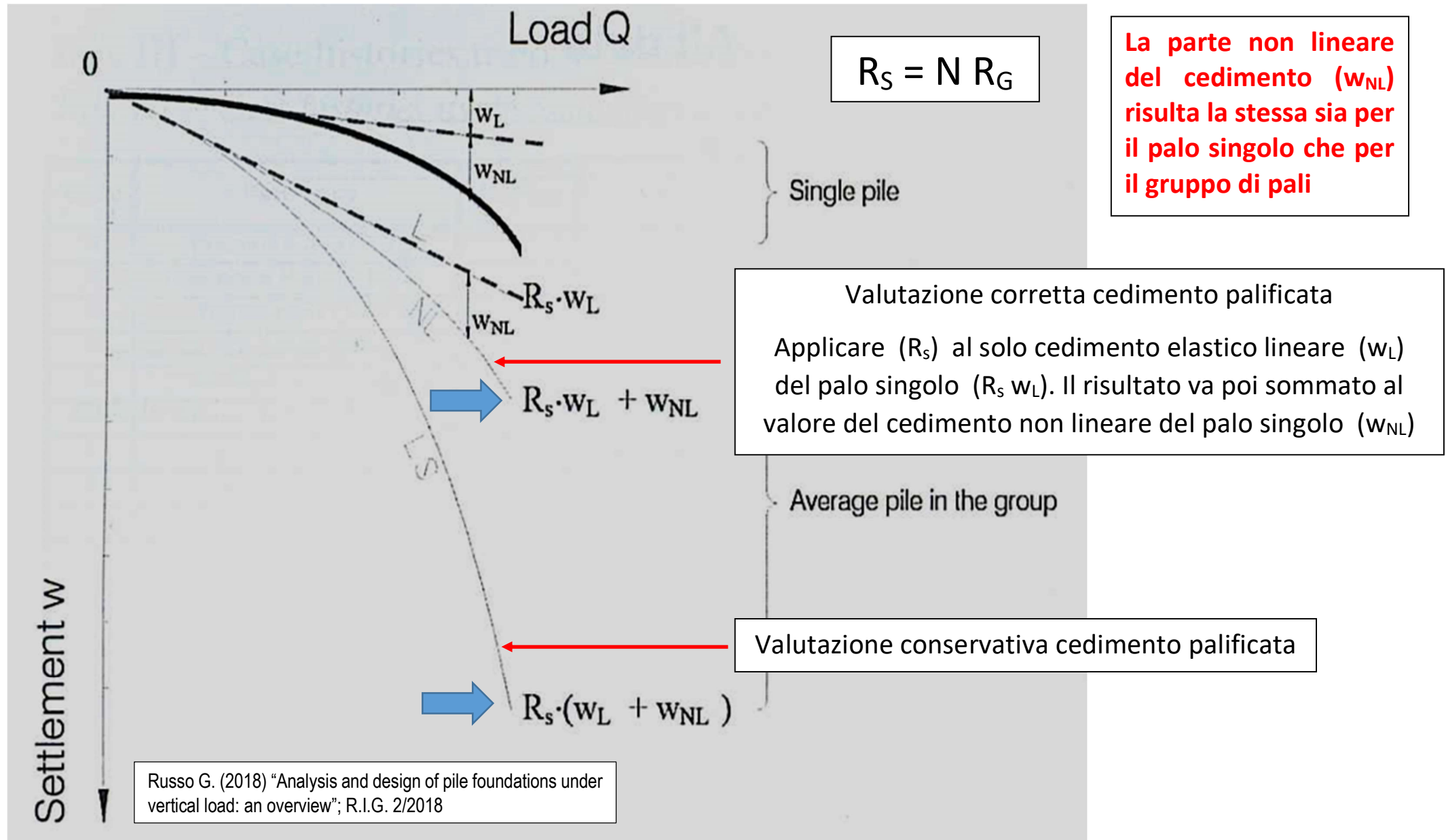
$$w_{\text{pali}} = w_1 N^a$$

$$a = 0,5 \div 0,6$$

$$R_S = N^a = N R_G$$

$$R_G = N^{(a-1)}$$

In alternativa ai criteri preliminari visti in precedenza per la valutazione del cedimento del palo singolo (validi in via di prima approssimazione), ai fini di una corretta progettazione risulterà necessario far riferimento ai risultati della **prova di carico statica condotta sul palo singolo, soggetto al carico di esercizio reale**.



## PROVA DI CARICO STATICA

Cedimento palo singolo:  $w_1 = w_{L.1} + w_{NL}$

Cedimento gruppo di pali:  $w_{pali} = R_s w_{L.1} + w_{NL} = N R_G w_{L.1} + w_{NL}$

Rigidezza gruppo di pali:  $K_{pali} = P_{tot} / (N R_G w_{L.1} + w_{NL})$

# **FONDAZIONI MISTE (PLATEE SU PALI)**

## **cenni**

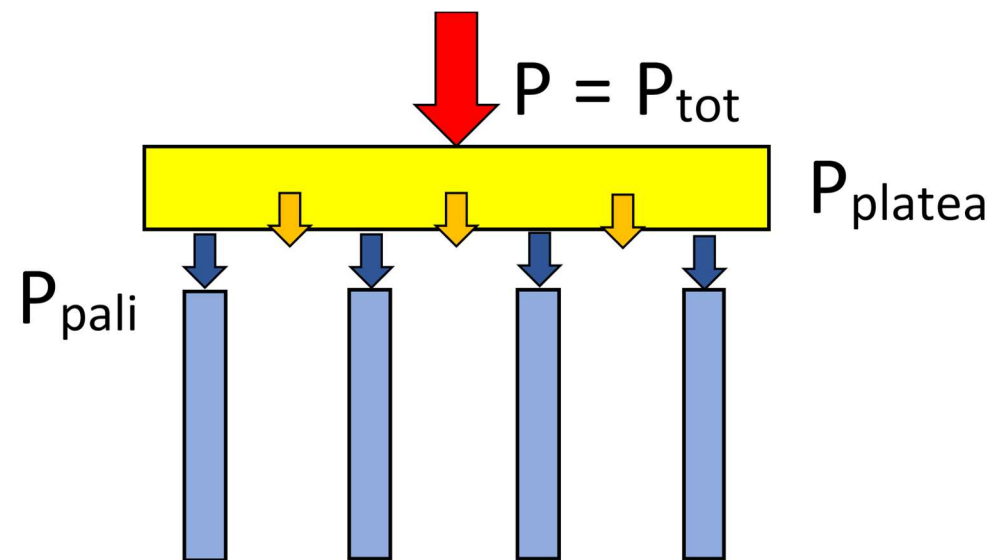


# FONDAZIONI MISTE

Si abbandona il vecchio concetto (espresso dal D.M. 11/03/1988):

“La valutazione del carico assiale sul palo singolo deve essere effettuata prescindendo dal contributo delle strutture di collegamento direttamente appoggiate sul terreno.”

Le NTC 2018 (come pure le NTC 2008) raccomandano invece di tenere in considerazione la collaborazione di pali e platea nei problemi di capacità portante e cedimento.



### 6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

.....

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

.....

# **NTC 2018 - FONDAZIONI MISTE**

**I PALI VENGONO UTILIZZATI  
PER RIDURRE I CEDIMENTI**

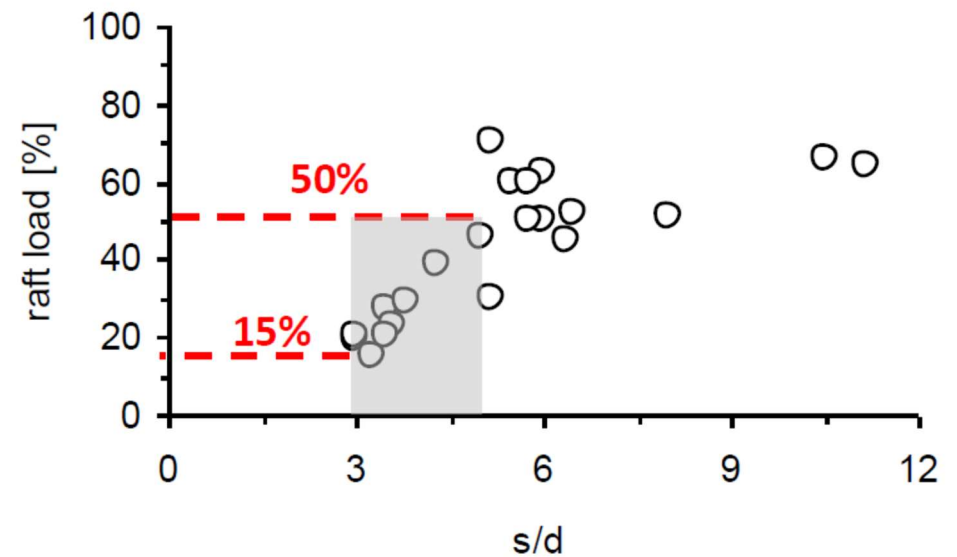
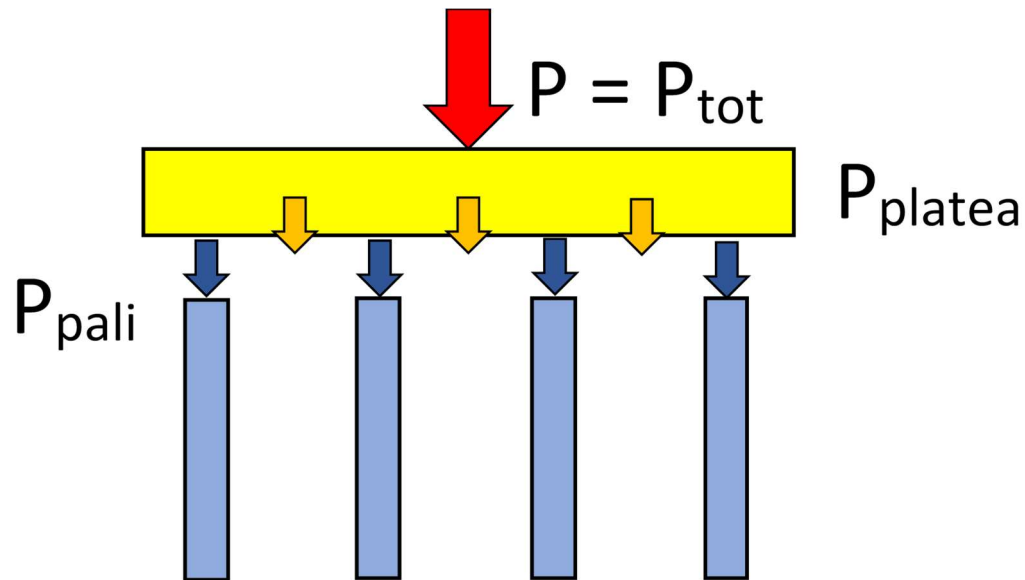
**I PALI CONTRIBUISCONO ALLA CAPACITA'  
PORTANTE DEL SISTEMA ASSIEME ALLA PLATEA**

## **VECCHIO CRITERIO (METODO TRADIZIONALE)**

**LA CAPACITA' PORTANTE VIENE AFFIDATA O ALLA SOLA  
PLATEA O IN ALTERNATIVA AI PALI**

**LA STESSA COSA VALE PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI  
VALUTATI ESSI PURE IN MODO ALTERNATIVO  
(COMPETENTI CIOE' ALLA SOLA PLATEA O AI SOLI PALI)**

# Fondazioni Miste (Mandolini 2016)



$s$  = interasse dei pali di diametro  $d$

# Fondazioni Miste - CARICO LIMITE (NTC 2018)

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione [6.2.1]  $[E_d \leq R_d]$  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.I (§ 6.4.2.1)  $[\gamma_R = 2,3]$ .

$$R_{d(mista)} = [ R_{k(platea)} + R_{k(pali)} ] / \gamma_R \qquad \gamma_R = 2,3$$

$$R_{k(platea)} = q_{lim} (A - A_{pali})$$

$$R_{k(pali)} = Q_{lim(pali)} / \xi$$

# Fondazioni Miste - CARICO LIMITE (Poulos 2001)

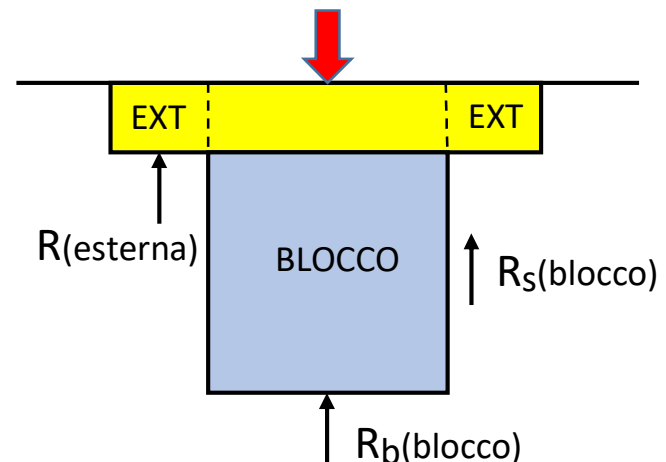
Assumere il valore minore fra:

- somma della capacità portante della platea e di tutti i pali
- somma della capacità portante del “blocco” contenente tutti i pali, più capacità portante della porzione di platea esterna al perimetro dei pali

$$R_{(mista)} = \min [ R_{(mista).1} , R_{(mista).2} ]$$

$$R_{(mista).1} = R_{(platea)} + R_{(pali)}$$

$$R_{(mista).2} = R_{(blocco)} + R_{(esterna)}$$





# metodo PDR - interazione pali-platea

ipotesi: CARICO CENTRATO

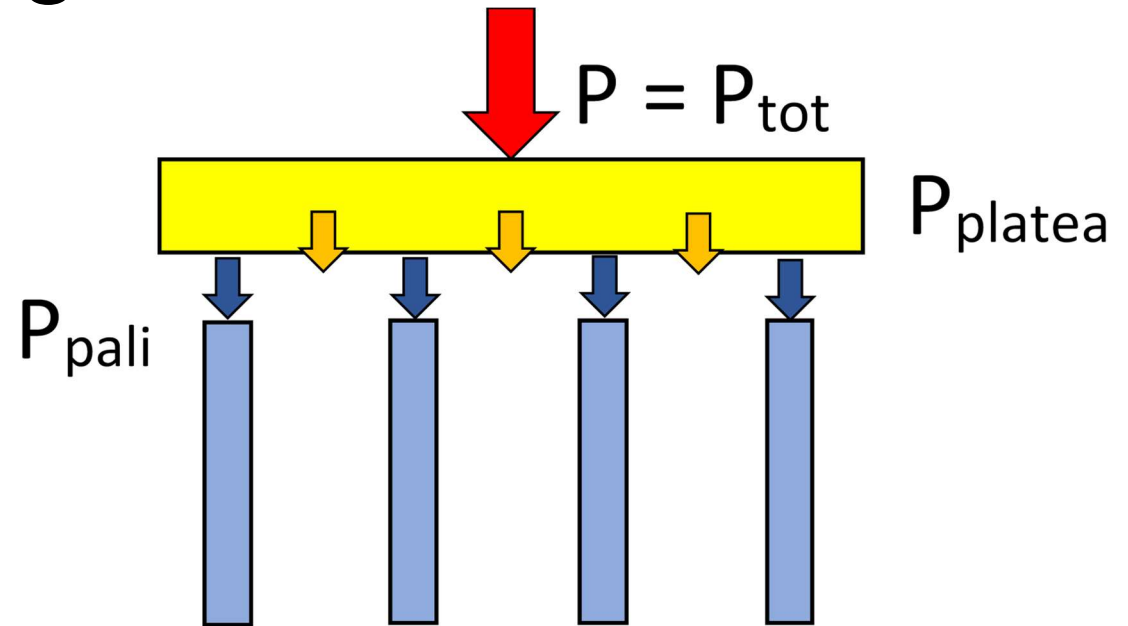
$$P_{\text{tot}} = P_{\text{platea}} + P_{\text{pali}}$$

$$K_{\text{platea}} = P_{\text{tot}} / w_{\text{platea}}$$

rigidezza platea (assenza collaborazione pali)

$$K_{\text{pali}} = P_{\text{tot}} / w_{\text{pali}}$$

rigidezza palificata (assenza collaborazione platea)



$$\beta = P_{\text{pali}} / P_{\text{tot}} = (K_{\text{pali}} - \alpha_{\text{rp}} K_{\text{platea}}) / [K_{\text{pali}} + (1 - 2\alpha_{\text{rp}}) K_{\text{platea}}]$$

$$P_{\text{pali}} = \beta P_{\text{tot}} \quad P_{\text{platea}} = (1 - \beta) P_{\text{tot}}$$

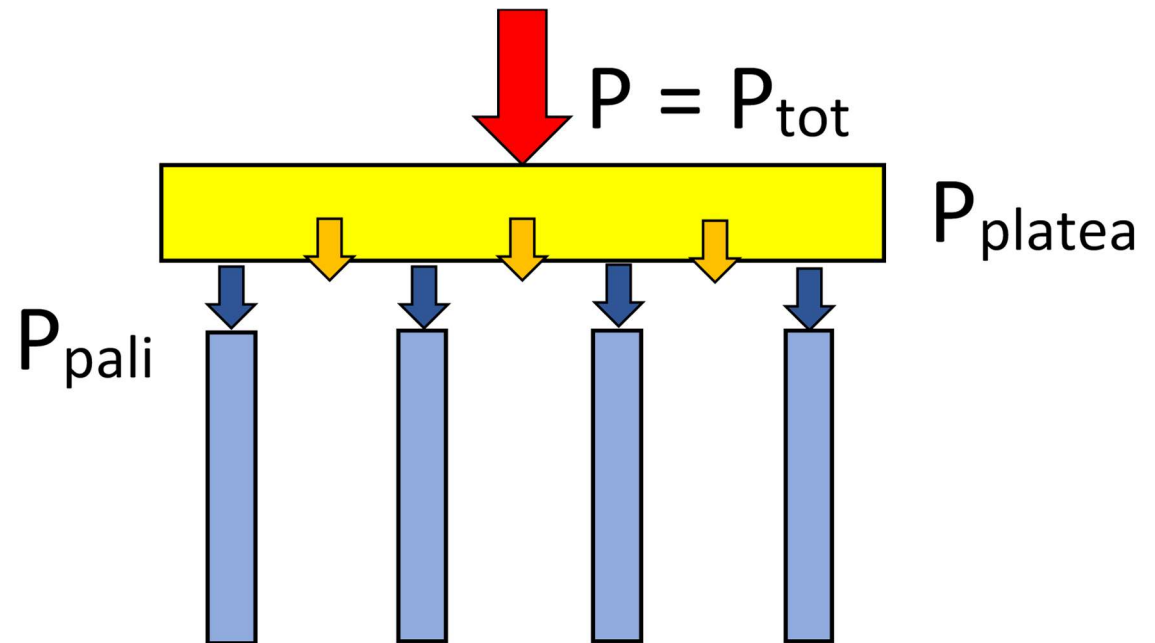
# Fondazioni Miste - CEDIMENTI

## metodo PDR - interazione pali-platea

### ipotesi: CARICO CENTRATO

$$P_{\text{tot}} = P_{\text{platea}} + P_{\text{pali}}$$

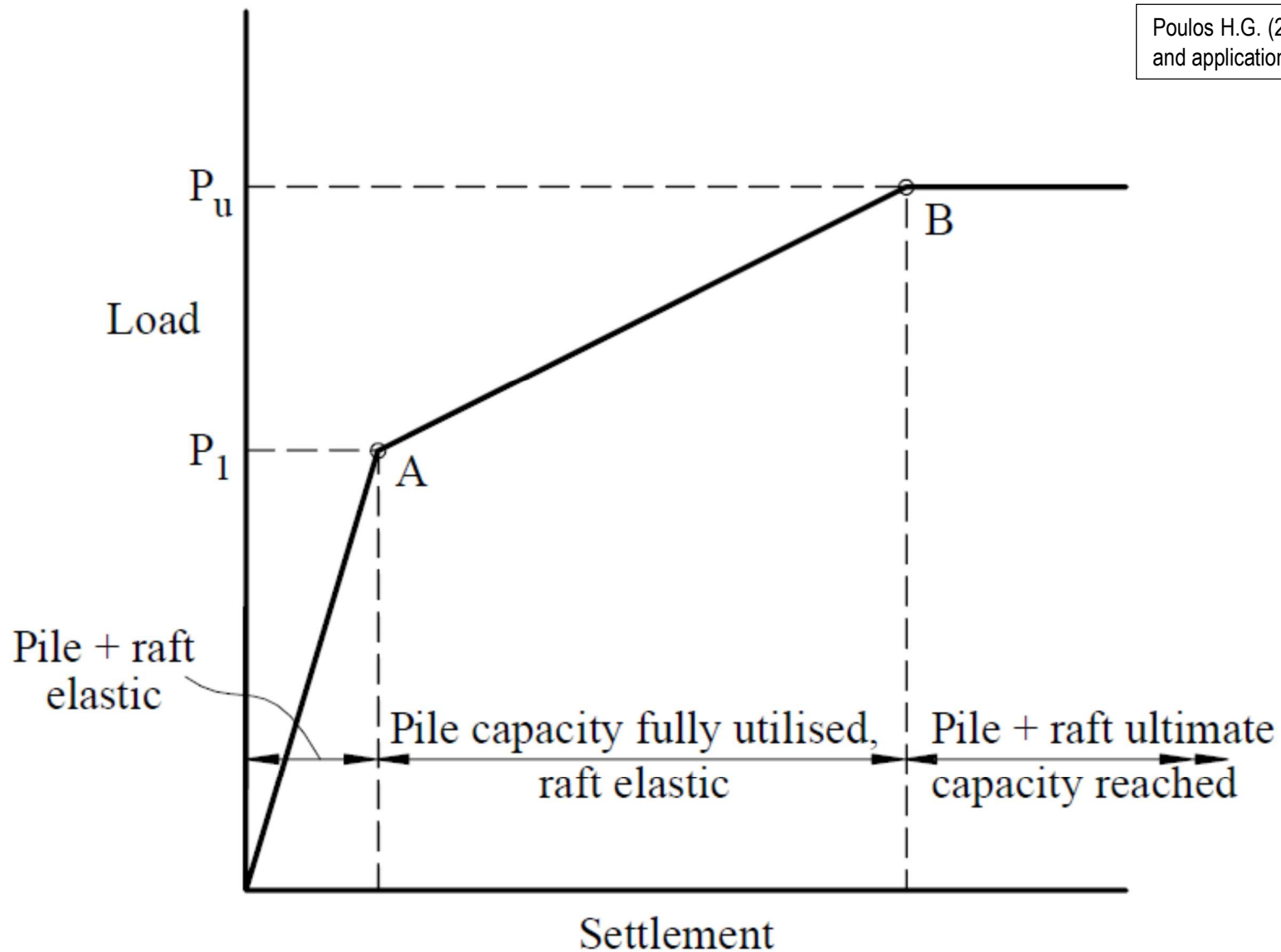
$$W_{\text{mista}} = P_{\text{tot}} / K_{\text{mista}}$$



$$K_{\text{mista}} = [K_{\text{pali}} + K_{\text{platea}} (1 - 2\alpha_{\text{rp}})] / [1 - (K_{\text{platea}}/K_{\text{pali}}) \alpha_{\text{rp}}^2]$$

# CEDIMENTO FONDAZIONE MISTA

Poulos H.G. (2001) "Piled raft foundations: design and applications"; Geotechnique 51, no. 2, 95-113



## ESEMPIO 1

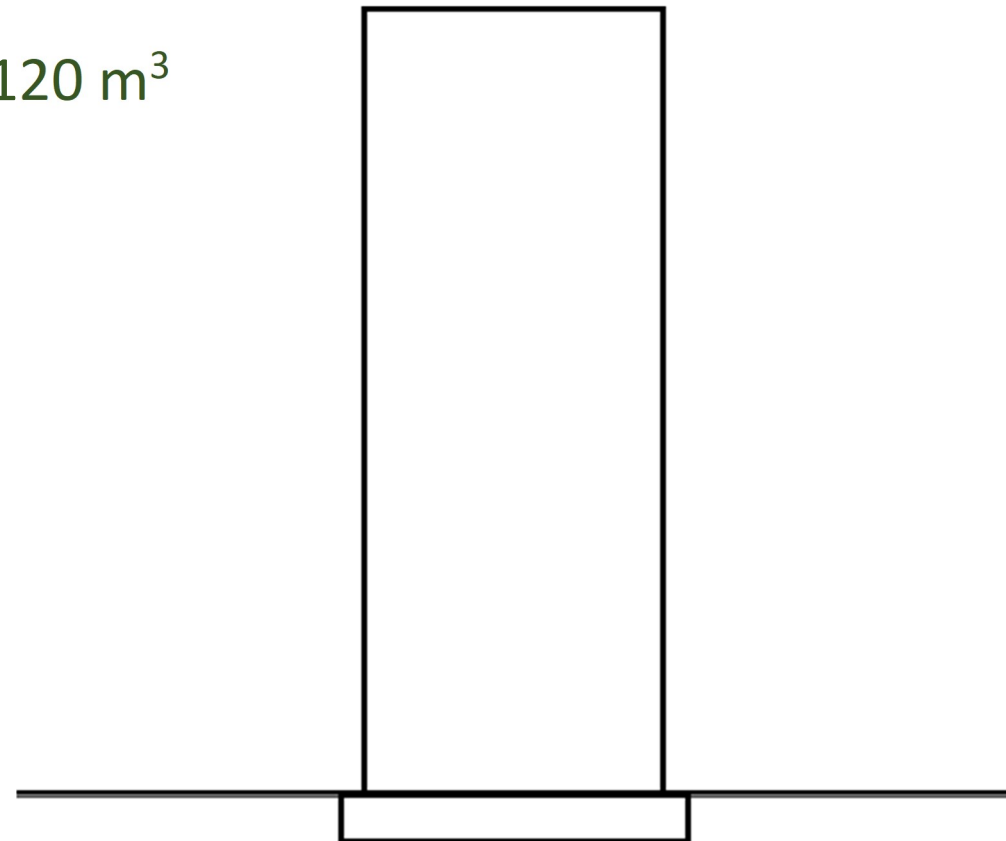
Grosso silo in acciaio  $H = 33 \text{ m}$   $V = 3120 \text{ m}^3$

peso proprio struttura = 1965 kN

peso materiale insilato =  $8,0 \text{ kN/m}^3$

Platea di fondazione  $B \times B = 15 \times 15 \text{ m}$

piano imposta = -2,00 m dal p.c.



argilla media consistenza  $c_{uk} = 70 \text{ kPa}$   $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$   $M_o = 7 \text{ MPa}$

**CEDIMENTO MASSIMO AMMISSIBILE:  $w_{amm} = 50 \text{ mm}$**

# RISULTATI

La platea da sola non è in grado di garantire la capacità portante

Soluzione tradizionale (tutto il carico assorbito dai pali)

necessari  $N = 36$  pali  $d = 800$  mm  $L = 30$  m

per garantire capacità portante e limitazione cedimenti

cedimento massimo:  $w = 20,8$  mm

Fondazione mista

i pali assieme alla platea garantiscono la capacità portante, oltre a ridurre i cedimenti

necessari  $N = 25$  pali  $d = 800$  mm  $L = 30$  m

cedimento massimo:  $w = 22,5$  mm

(a fronte di un cedimento ammissibile:  $w_{amm} = 50$  mm)

con aumento del cedimento assai modesto (8,2%)

a fronte di una riduzione di  $(36-25) \times 30$  m = 330 m di pali

## ESEMPIO 2

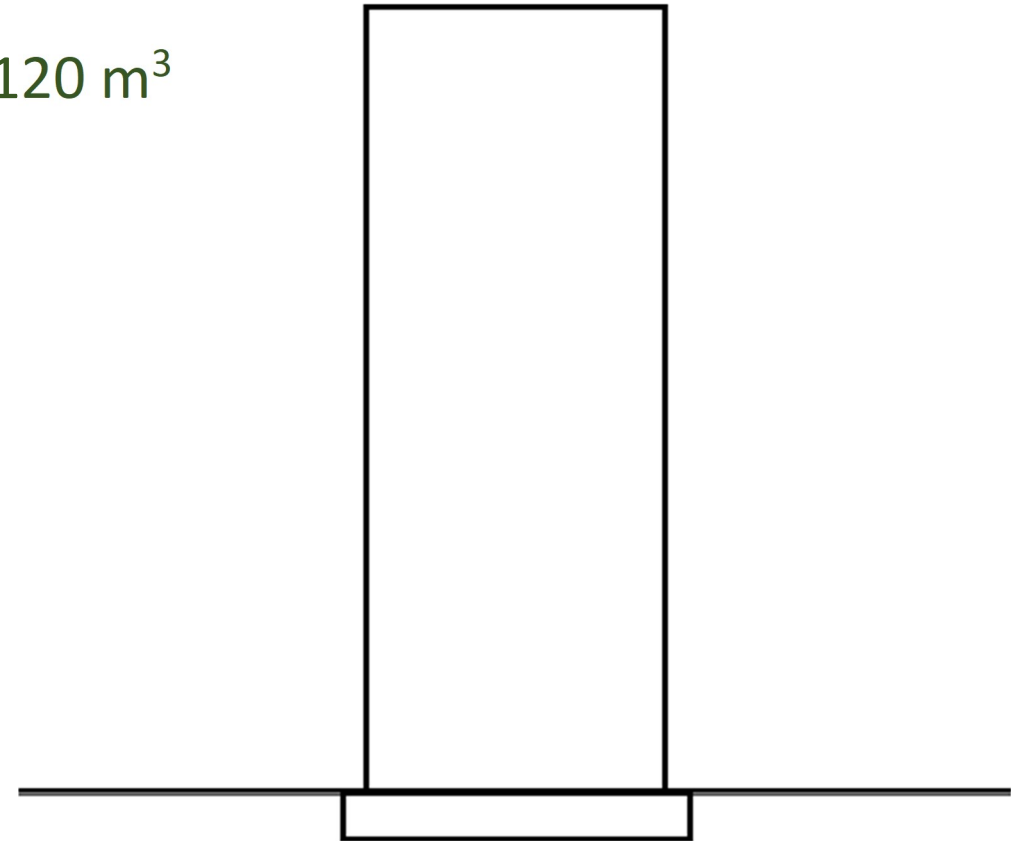
Grosso silo in acciaio  $H = 33 \text{ m}$   $V = 3120 \text{ m}^3$

peso proprio struttura = 1965 kN

peso materiale insilato =  $8,0 \text{ kN/m}^3$

Platea di fondazione  $B \times B = 15 \times 15 \text{ m}$

piano imposta = -2,00 m dal p.c.



argilla consistente  $c_{uk} = 100 \text{ kPa}$   $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$   $M_o = 10 \text{ MPa}$

**CEDIMENTO MASSIMO AMMISSIBILE:  $w_{amm} = 50 \text{ mm}$**

# RISULTATI

La platea in questo caso è in grado di garantire da sola la capacità portante ma non è in grado di garantire un cedimento ammissibile

Soluzione tradizionale (tutto il carico assorbito dai pali)

necessari  $N = 30$  pali  $d = 800$  mm  $L = 30$  m

per garantire la capacità portante

cedimento massimo:  $w = 17,1$  mm

Fondazione mista

capacità portante garantita dalla sola platea – pali per sola riduzione cedimenti

sufficienti  $N = 9$  pali  $d = 800$  mm  $L = 30$  m

per garantire la limitazione del cedimento

cedimento massimo:  $w = 43,9$  mm

(a fronte di un cedimento ammissibile  $w_{amm} = 50$  mm)

riduzione:  $(30-9) \times 30 = 630$  m di pali



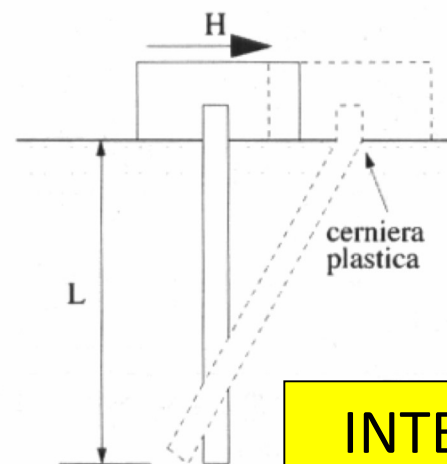
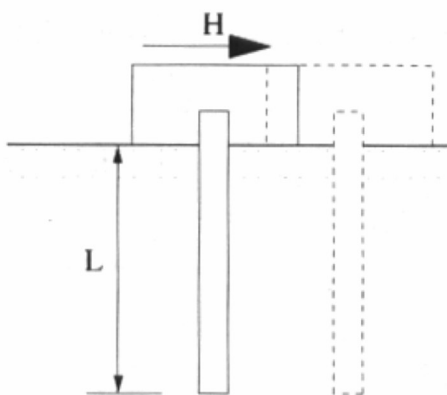
**azioni orizzontali sui pali**  
**RESISTENZE (SLU)**

# PALO ISOLATO

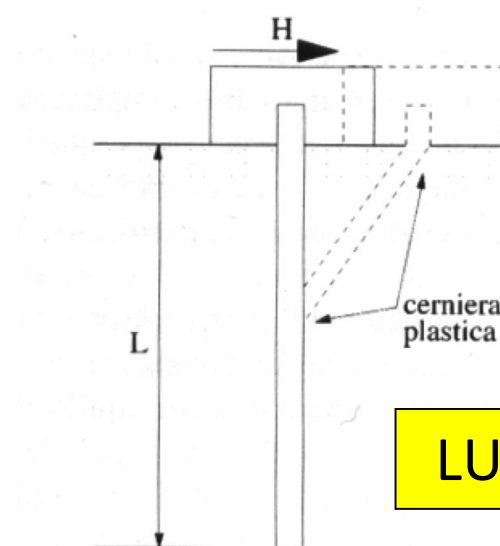
## ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

Broms 1964

CORTI



INTERMEDI

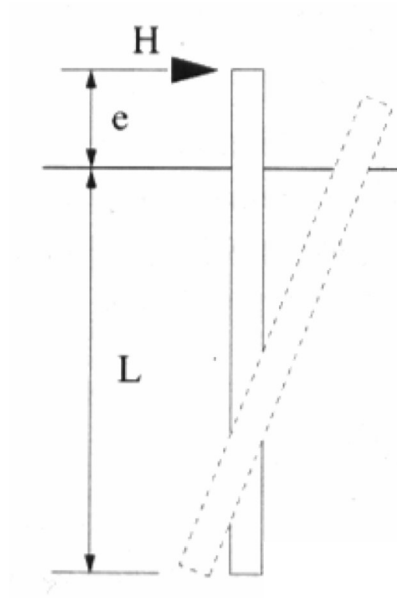


LUNGHI

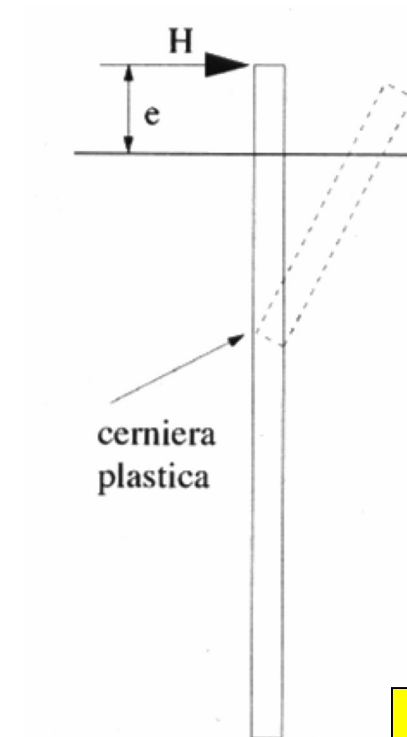
# PALO ISOLATO

## LIBERO IN TESTA

Broms 1964



CORTI



LUNGHI

## TERRENO COESIVO

## palo isolato incastrato in testa

$c_u$  = coesione non drenata del terreno

$d$  ,  $L$  = diametro e lunghezza del palo (rispettivamente)

$M_y$  = momento di plasticizzazione (cerniera)

**N.B. entrano in gioco i parametri del terreno relativi ai primi 8 diametri di palo**

palo corto:

$$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

palo lungo:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

palo intermedio:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left( \frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4,5}$$

resistenza di calcolo:

$$R_{calc} = H_{MIN}$$

## TERRENO COESIVO

## palo isolato libero in testa

$c_u$  = coesione non drenata del terreno

$e$  = braccio applicazione forza orizzontale  $H$

$d$ ,  $L$  = diametro e lunghezza del palo (rispettivamente)

$M_y$  = momento di plasticizzazione (cerniera)

**N.B. entrano in gioco i parametri del terreno relativi ai primi 8 diametri di palo**

palo corto

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left( 1,5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left( \frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{L}{d} \frac{e}{d} + 6 \frac{e}{d} + 4,5}$$

palo lungo

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left( \frac{e}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{\left( \frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 2,25}$$

resistenza di calcolo:

$$R_{calc} = H_{MIN}$$

## TERRENO GRANULARE

## palo isolato incastrato in testa

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno [  $k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$  ]

$\gamma$  = peso di volume efficace

$d$  ,  $L$  = diametro e lunghezza del palo (rispettivamente)

$M_y$  = momento di plasticizzazione (cerniera)

**N.B. entrano in gioco i parametri del terreno relativi ai primi 8 diametri di palo**

palo corto

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1,5 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

palo lungo

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

palo intermedio

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L}$$

resistenza di calcolo:

$$R_{calc} = H_{MIN}$$

## TERRENO GRANULARE

## palo isolato libero in testa

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno [  $k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$  ]

$\gamma$  = peso di volume efficace

$e$  = braccio applicazione forza orizzontale  $H$

$d$  ,  $L$  = diametro e lunghezza del palo (rispettivamente)

$M_y$  = momento di plasticizzazione (cerniera)

**N.B. entrano in gioco i parametri del terreno relativi ai primi 8 diametri di palo**

palo corto

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e+L)} \left( \frac{L}{d} \right)^3$$

palo lungo

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left( \frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

resistenza di calcolo:

$$R_{calc} = H_{MIN}$$



PALO\_Hlim\_Broms - Excel

FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

E14 :  $\times$   $\checkmark$   $f_x$  40

**PALO - AZIONI ORIZZONTALI (Broms 1964)**

**terreni coesivi**

12/05/2023

NOTE: PROVA

lunghezza del palo: L (m) = 15,00  
 diametro: d (mm) = 1200 d (m) = 1,20  
 momento di plasticizzazione:  $M_y$  (kNm) = 2700 L/d = 12,5

coesione non drenata (terreno):  $c_u$  (kPa) = 40 valutazione entro i primi 8 diametri di palo

**palo isolato vincolato in testa:**  
 valutazione forza orizzontale limite H

**palo corto:**  $H / (c_u \cdot d^2) = 99,00$  H (kN) = 5702,4

**palo intermedio:**  $H / (c_u \cdot d^2) = 38,57$  H (kN) = 2221,6

$$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left( \frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4,5}$$

coesivi granulari

PRONTO

Cerca

17°C Preval. nuvol. ITA 12:53 12/05/2023

Excel interface showing a spreadsheet titled "PALO\_Hlim\_Broms - Excel". The spreadsheet contains calculations for the horizontal limit force (H) for a fixed pile (palo isolato vincolato in testa) and a free pile (palo isolato libero in testa).

**palo isolato vincolato in testa:**  
 valutazione forza orizzontale limite H

Case	Formula	Result
palo corto:	$H / (c_u \cdot d^2) = 99,00$	H (kN) = 5702,4
palo intermedio:	$H / (c_u \cdot d^2) = 38,57$	H (kN) = 2221,6
palo lungo:	$H / (c_u \cdot d^2) = 26,36$	H (kN) = 1518,1

**palo isolato libero in testa:**  
 valutazione forza orizzontale limite H

eccentricità forza orizzontale: e (m) = 0,90 e/d = 0,75

Case	Formula	Result
palo corto:	$H / (c_u \cdot d^2) = 31,56$	H (kN) = 1817,8
palo lungo:	$H / (c_u \cdot d^2) = 13,11$	H (kN) = 755,4

Diagram illustrating the pile geometry and forces:

The diagram shows a vertical pile of length L and diameter d. A horizontal force H is applied at the top, offset by a distance e from the centerline. The pile is fixed at the bottom.

PALO\_Hlim\_Broms - Excel

FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

E15 :  $\times$   $\checkmark$   $f_x$  30

**PALO - AZIONI ORIZZONTALI (Broms 1964)**

**terreni granulari**

NOTE: PROVA

lunghezza del palo: L (m) = 30,00

diametro: d (mm) = 1200 d (m) = 1,20

momento di plasticizzazione:  $M_y$  (kNm) = 1359 L/d = 25

peso di volume efficace (terreno):  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) = 20

angolo di resistenza al taglio efficace:  $\phi$  (°) = 30  $K_p = 3$  valutazione entro i primi 8 diametri di palo

coefficiente spinta passiva

$M_y / (K_p \cdot \gamma \cdot d^4) = 10,92$

**palo isolato vincolato in testa:**

valutazione forza orizzontale limite H

palo corto:  $H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 937,50$  H (kN) = 97200,0

palo intermedio:  $H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 312,94$  H (kN) = 32445,3

coesivi granulari

PRONTO

Cerca

17°C Preval. nuvol. 12:55 12/05/2023

Excel interface showing a spreadsheet for calculating horizontal force limits (H) for different pile types. The spreadsheet is titled "PALO\_Hlim\_Broms - Excel".

**Formulas and Calculations:**

- Formula 1 (Top):**  $\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1,5 \left( \frac{L}{d} \right)^2$
- Formula 2 (Middle):**  $\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L}$
- Formula 3 (Bottom):**  $\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$
- Formula 4 (Right):**  $\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e+L)} \left( \frac{L}{d} \right)^3$
- Formula 5 (Bottom Right):**  $\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left( \frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$

**Diagram:** A vertical pile of length L and diameter d is shown. A horizontal force H is applied at the top, causing an eccentricity e from the centerline.

**Spreadsheet Data:**

Row	Cell	Content
24	A1	palo isolato vincolato in testa:
25	A1	valutazione forza orizzontale limite H
28	B1	palo corto: $H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 937,50$
28	F1	H (kN) = 97200,0
30	B1	palo intermedio: $H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 312,94$
30	F1	H (kN) = 32445,3
32	B1	palo lungo: $H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 11,73$
32	F1	H (kN) = 1215,7
39	A1	palo isolato libero in testa:
40	A1	valutazione forza orizzontale limite H
43	B1	eccentricità forza orizzontale: e (m) = 0,50
43	F1	e/d = 0,4167
46	B1	palo corto: $H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 307,38$
46	F1	H (kN) = 31868,9
48	B1	palo lungo: $H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 6,18$
48	F1	H (kN) = 640,3
49	B1	errore (%) = 4,55E-10

## GRUPPO DI PALI

$$H_{LIM}(\text{gruppo}) \leq N H_{LIM}(\text{isolato})$$

$$\text{Efficienza: } \eta = H_{LIM}(\text{gruppo}) / [ N H_{LIM}(\text{isolato}) ]$$

Viggiani (1999):            in base al rapporto interasse / diametro

$i/d > 5$                       efficienza  $\eta \approx 1$

$i/d = 2,5 \div 3,0$             efficienza  $\eta$  può scendere fino al valore 0,5

## ESEMPIO

Palo isolato vincolato in testa soggetto a una forza orizzontale  $H$   
eseguite n. 2 indagini

1^ INDAGINE – forza orizzontale limite:

palo corto:  $H_{LIM} = 5702 \text{ kN}$

palo intermedio:  $H_{LIM} = 2222 \text{ kN}$

palo lungo:  $H_{LIM} = 1518 \text{ kN}$        $H_{LIM} = 1518 \text{ kN}$  (valore minore)

2^ INDAGINE – forza orizzontale limite:

palo corto:  $H_{LIM} = 8554 \text{ kN}$

palo intermedio:  $H_{LIM} = 3209 \text{ kN}$

palo lungo:  $H_{LIM} = 1726 \text{ kN}$        $H_{LIM} = 1726 \text{ kN}$  (valore minore)

forza orizzontale limite:      media = 1622 kN      min = 1518 kN



Con riferimento allo stato limite ultimo **SLU** e all'approccio 2 **(A1+M1+R3)** risultano i seguenti valori della resistenza di calcolo ( $R_{cal}$ ), della resistenza caratteristica ( $R_k$ ) e della resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo isolato soggetto a una forza orizzontale:

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

(media):  $R_k = R_{cal} / \xi_3 = 1622 / 1,65 = 983 \text{ kN}$

(min):  $R_k = R_{cal} / \xi_4 = 1518 / 1,55 = 979 \text{ kN}$

valore minore:

$R_k = 979 \text{ kN}$



**resistenza di progetto del palo isolato soggetto a forze orizzontali :**

$$R_d = R_k / \gamma_T = 979/1,3 = 753 \text{ kN} \approx 75 \text{ t}$$

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

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

**azioni orizzontali sui pali**  
**SPOSTAMENTI e SOLLECITAZIONI**  
**(SLE)**

## PALO ISOLATO

$k_h = \text{cost}$  (ARGILLE O.C.)

Poulos & Davis 1980

sollecitato in sommità:  $M, H$

spostamento orizzontale in testa:

palo libero in testa:

$$\rho = [H/(k_h d L)] I_{\rho H} + [M/(k_h d L^2)] I_{\rho M}$$

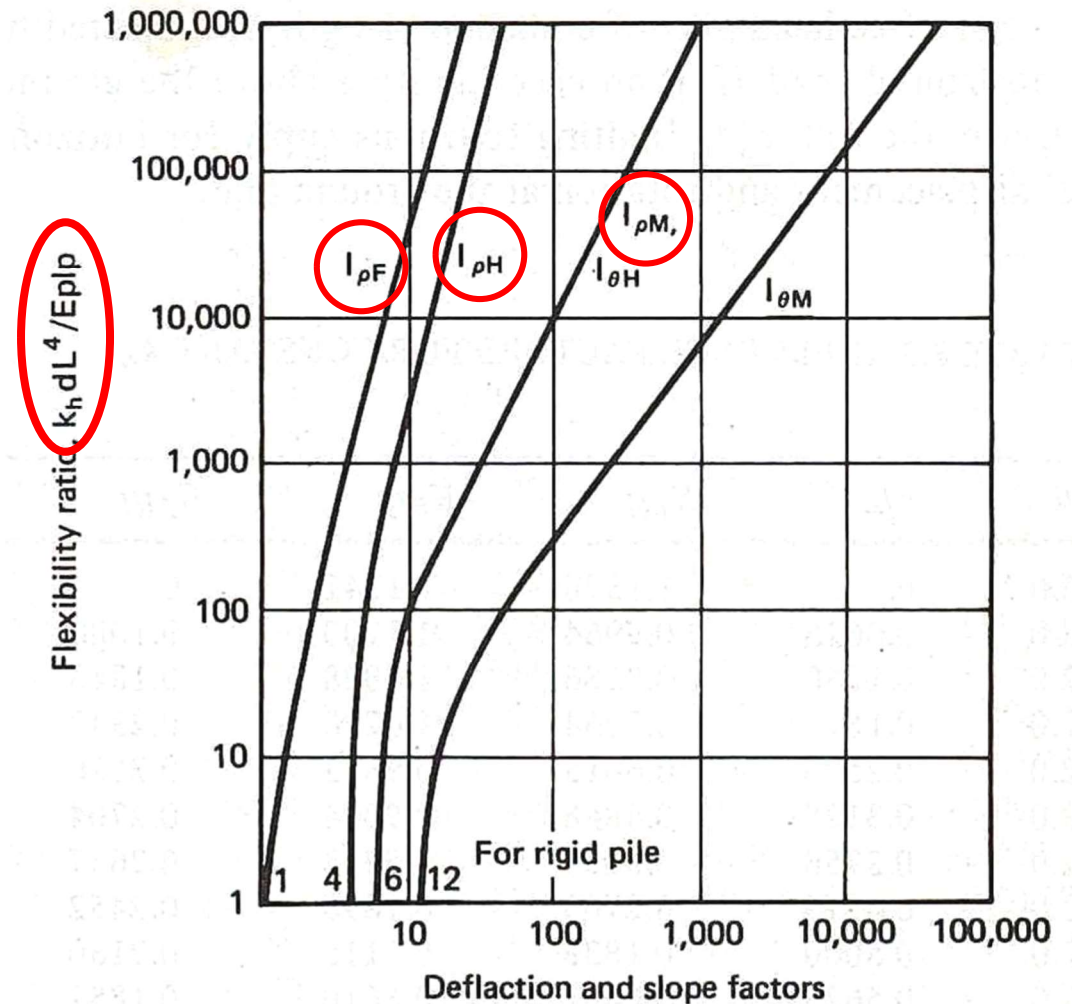
palo incastrato in testa:

$$\rho = [H/(k_h d L)] I_{\rho F}$$

in funzione del valore adimensionale:

$$k_h d L^4 / E_p I_p \quad (I_p = \pi d^4 / 64)$$

$$k_h = (200 \div 300) c_u / d$$



# PALO ISOLATO

$$k_h = n_h z/d$$

(SABBIE - ARGILLE N.C.)

Poulos & Davis 1980

sollecitato in sommità:  $M, H$

spostamento orizzontale in testa:

palo libero in testa:

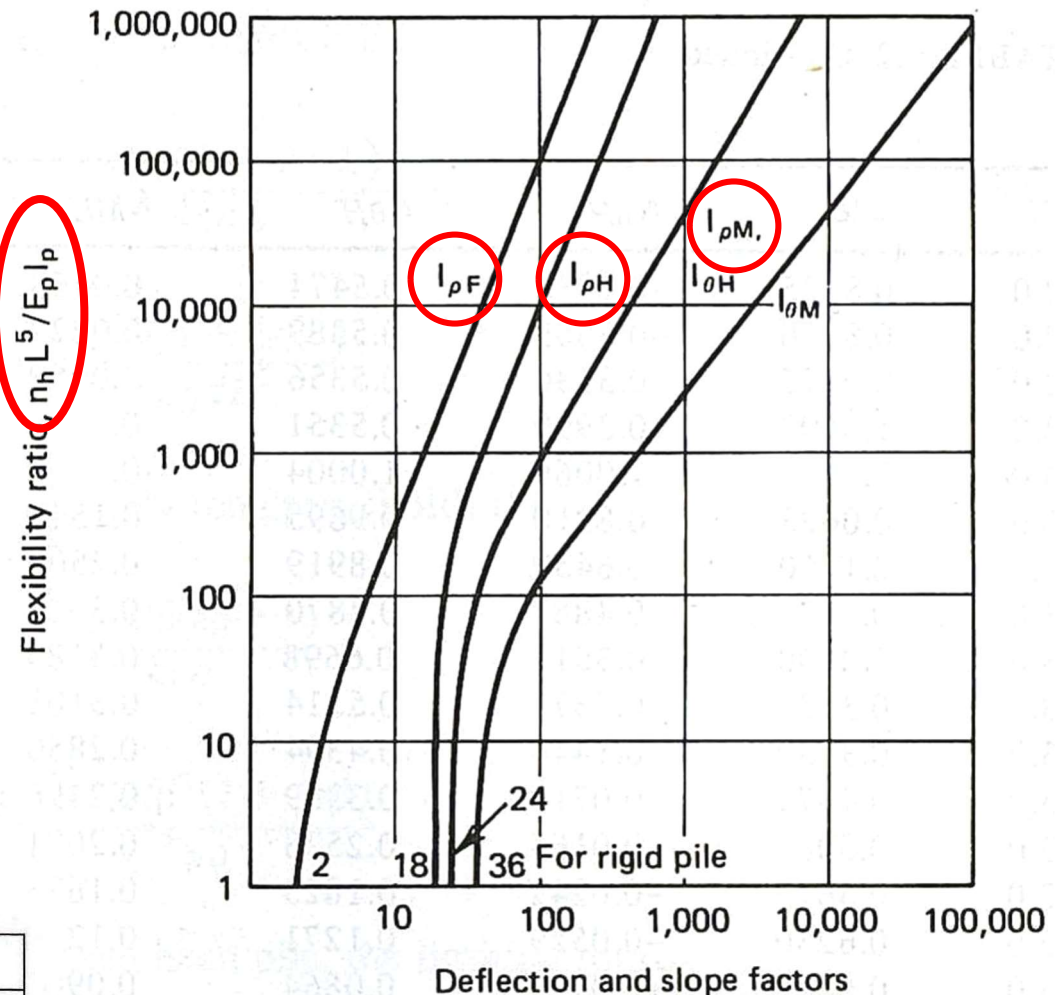
$$\rho = [H/(n_h L^2)] I_{\rho H} + [M/(n_h L^3)] I_{\rho M}$$

palo incastrato in testa:

$$\rho = [H/(n_h L^2)] I_{\rho F}$$

in funzione del valore adimensionale:

$$n_h d L^5 / E_p I_p \quad (I_p = \pi d^4 / 64)$$



Tipo di terreno	$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ]	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, Hilt, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

Stato di addensamento	Sciolti	Medio	Denso
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12

$$1 \text{ N/cm}^3 = 1000 \text{ kN/m}^3$$

## PALO ISOLATO INFINITAMENTE LUNGO - INCASTRATO IN TESTA

forza orizzontale  $H$  agente in sommità

**$k_h = \text{cost}$**  (ARGILLE O.C.)

$$\lambda = [4 E_p J_p / (k_h d)]^{1/4}$$

momento in sommità:  $M = -0,5 H \lambda$

spostamento in sommità:  $y = H / (k_h d \lambda)$

palo lungo per  $L / \lambda > \pi$

**$k_h = n_h z/d$**  (SABBIE - ARGILLE N.C.)

$$\lambda = (E_p J_p / n_h)^{1/5}$$

momento in sommità:  $M = -0,93 H \lambda$

spostamento in sommità:  $y = 0,93 H / [n_h^{3/5} (E_p J_p)^{2/5}]$

palo lungo per  $L / \lambda > 5$

evidenze sperimentali (Castelli 1995, Università Catania 2008):

carichi statici di breve durata in argille O.C.:  $k_h = (200 \div 280) c_u / d$

pali infissi in terreni sabbiosi:  $n_h = 9 \div 14 \text{ N/cm}^3 = 9000 \div 14000 \text{ kN/m}^3$

pali infissi in argille N.C. (IP  $\geq 30\%$ ):  $n_h = 2,5 \div 3,0 \text{ N/cm}^3 = 2500 \div 3000 \text{ kN/m}^3$

pali infissi in argille N.C. (IP  $\geq 50\%$ ):  $n_h = 1,4 \div 1,7 \text{ N/cm}^3 = 1400 \div 1700 \text{ kN/m}^3$

## GRUPPO DI PALI

(Viggiani 1999)

rapporto interasse/diametro  $i/d \approx 3$

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:  $k_{h,G} = 0,25 k_h$

# AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI

Mandolini 2016

*“Se i pali sono strutturalmente connessi alla platea, che si sposta orizzontalmente sotto le azioni di progetto, potranno nascere momenti flettenti molto elevati alla testa dei pali.*

*In questo caso, i pali devono essere considerati a tutti gli effetti elementi strutturali e, pertanto, progettati nel rispetto di quanto stabilito dalle Norme per le verifiche SLU e SLE.*

*Per opere soggette prevalentemente a carichi verticali, il solo attrito tra platea e terreno è largamente sufficiente a garantire il soddisfacimento delle relative verifiche SLU.*

*Il meccanismo di mobilitazione della resistenza al contatto platea-terreno (scorrimento) garantisce una risposta di gran lunga più rigida di quella dei pali, che mobilitano la loro resistenza mediante un meccanismo di compressione dei terreni (spinta passiva).*

*LA SOLUZIONE Wong et Al. (2000): platea su pali disconnessi*

*Le sollecitazioni alla testa dei pali indotte dalle azioni orizzontali si ridurranno significativamente; al contempo, i massimi sforzi normali si ridurranno leggermente come conseguenza degli spostamenti verticali della platea sotto le corrispondenti azioni (attrito negativo per la parte superiore del palo).*

*Se i pali sono disconnessi dalla struttura, essi possono essere rivisti come elementi di rinforzo del terreno, il che consente di svolgere verifiche meno gravose di quelle imposte dalle Norme per pali strutturali.”*



# **PALI IN CONDIZIONI SISMICHE**

# Sintesi NTC 2018

## FONDAZIONI PROFONDE

### 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  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 , oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.”*

## FONDAZIONI SU PALI

AZIONI – PARAMETRI GEOTECNICI :  $\gamma = 1$

### Verifiche (SLV)

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

come nel caso statico valutazione di:  $R_{cal}$   $R_k$   $R_d$

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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

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

### Verifiche (SLD)

le verifiche si ritengono soddisfatte con la condizione  $E_d \leq R_d$  valutando le azioni corrispondenti allo (SLD)

valutando  $R_{cal} = Q_{lim}$  ,  $R_k$  e  $R_d$  con  $\gamma_R$  di Tab. 6.4.II – 6.4.VI

### 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  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 6.4.II.*

**VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE** fanno riferimento a opere di materiali sciolti / fronti di scavo:

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

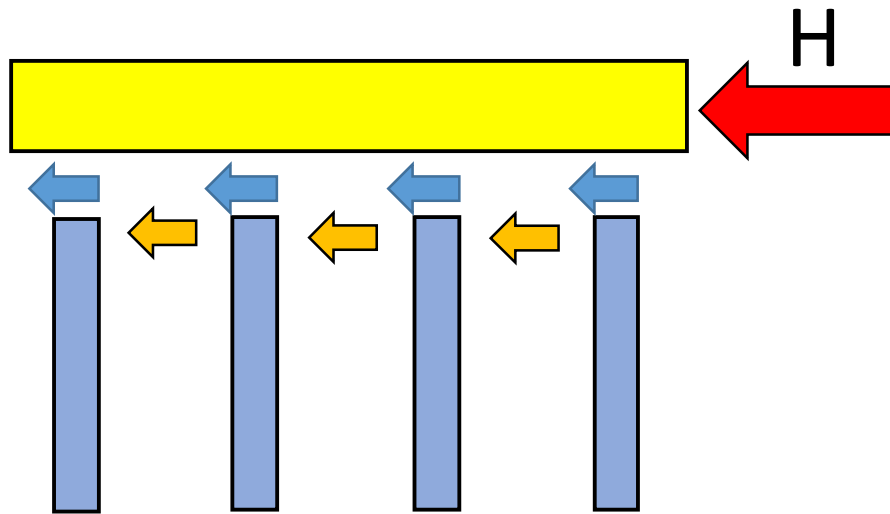
$\beta_s = 0,38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0,47$  (max 1,0) nelle verifiche dello stato limite di danno (SLD)

resistenza:  $\gamma_R = 1,2$

azioni – parametri geotecnici:  $\gamma = 1$

# AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI



## CARICHI CICLICI (Poulos & Davis 1980)

L'alternanza di carico provoca un certo decremento della resistenza del terreno, riducendo alquanto  $k_b$ . Davisson (1970) afferma che la conseguenza è che lo spostamento osservato dopo la prima applicazione di un carico è praticamente doppio se il carico viene ripetuto per 50 volte o più. Anche i momenti subiscono un incremento e occorre che il palo sia infisso a profondità maggiori.

La ciclicità di carico ha l'effetto di ridurre  $k_b$  approssimativamente al 30% del valore relativo al carico iniziale.

La combinazione dell'effetto di gruppo e di carico ciclico può ridurre  $k_{eff}$  ad un valore pari a meno del 10% rispetto a quello relativo al carico iniziale di un palo isolato (Prakash, 1962).

# NTC 2018

## 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 (CONDIZIONI POST SISMICHE)

RIDUZIONE VALORI DI RESISTENZA (incremento pressione interstiziale)

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

condizioni statiche

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

condizioni sismiche

incremento  $\Delta u$  genera  
diminuzione di  $\tau_f$

sabbie sature: effetti importanti

argille: effetti molto modesti

### FHWA 2011

“... in **cohesive soils** during earthquakes... tend to show an increase in undrained shear strength when subject to rapid loading... except for **earthquakes of greater than magnitude 7** wherein it may be prudent to assume a **10-15% strength loss**, there was no reason to reduce the undrained shear strength of low to intermediate sensitivity cohesive soils to account for cyclic strength loss...”



# TERRENI SABBIOSI SATURI - CONDIZIONI POST SISMICHE

## RIDUZIONE VALORI DI RESISTENZA (incremento pressione interstiziale $\Delta u$ )

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

(valore ridotto equivalente)

Fardis et Al. 2005

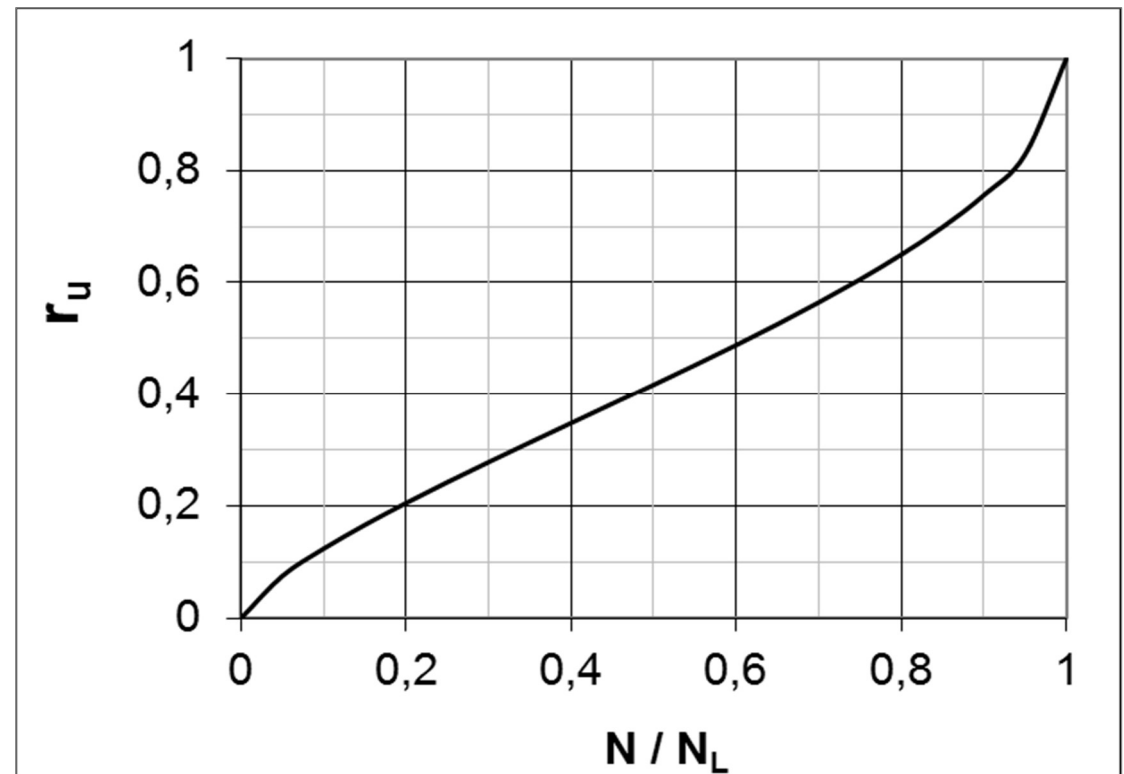
$$r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$$

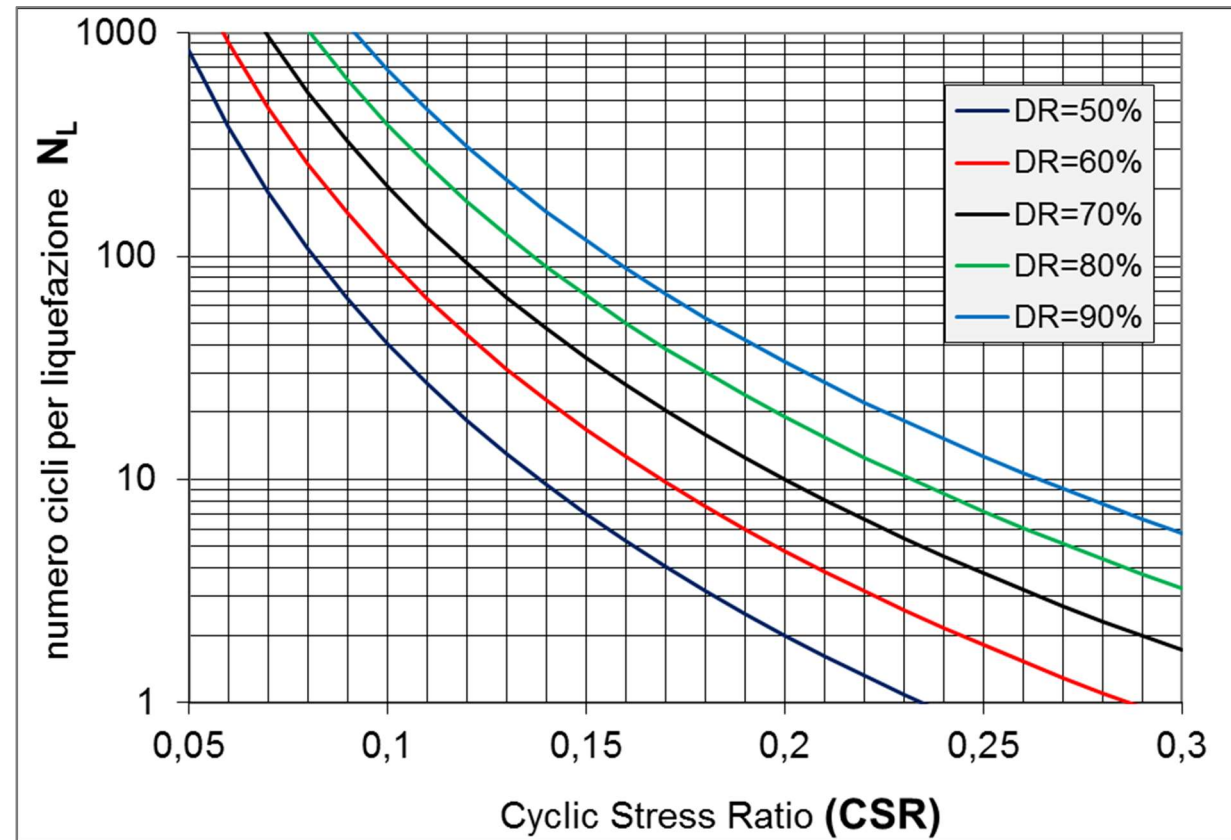
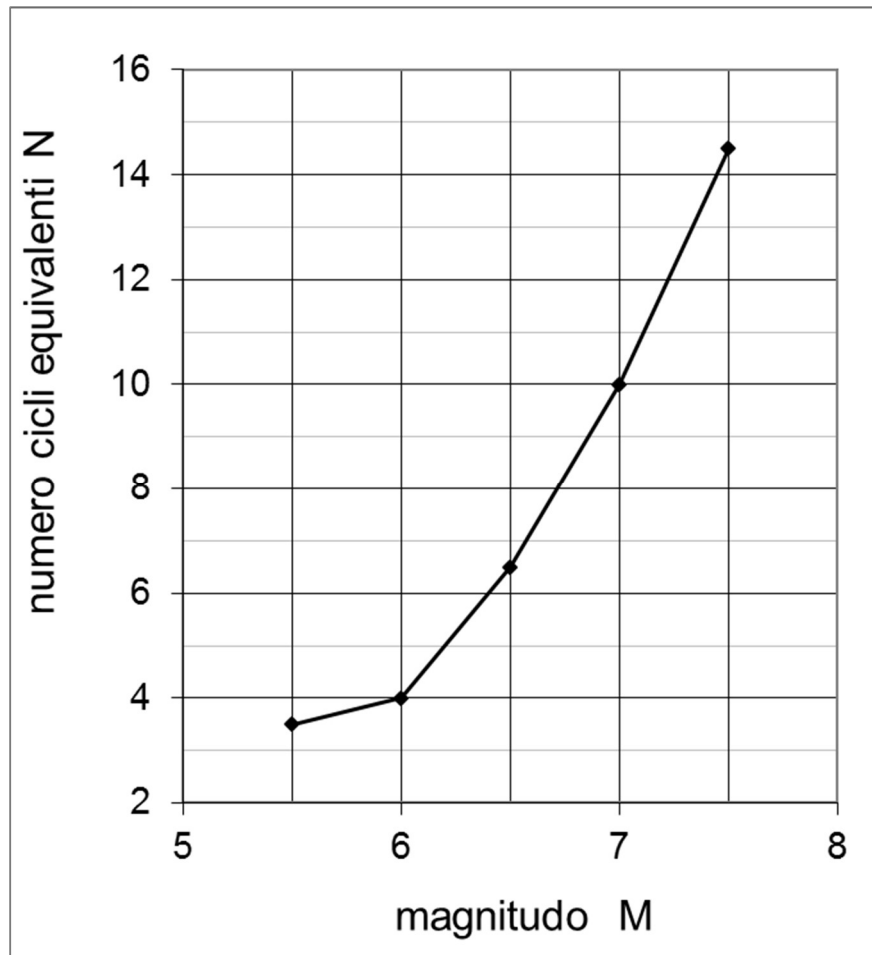
$\sigma'_{vo}$  = pressione geostatica efficace

$$r_u = (2/\pi) \arcsen (N / N_L)^{(1/2B)} \quad [ B = 0,7 ]$$

$N$  = numero di cicli equivalenti

$N_L$  = numero di cicli che generano liquefazione





Numero di cicli che generano liquefazione:

$$N_L = N_L (CSR, DR) = A (CSR)^C (DR\%/100)^D$$

$$A = 0,0503 \quad C = -4,35455 \quad D = 4,80243$$

Cyclic Stress Ratio:  $CSR = 0,65 (a_{max}/g) (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) r_d$

$r_d = (1 - 0,015 z)$       $z$  (m) = profondità dal p.c.

DR% = densità relativa della sabbia

## SABBIA: DENSITA' RELATIVA (DR)

### Prova SPT:

sciolta ( $DR < 35\%$ )	$N < 10$
media ( $DR = 35\div 65\%$ )	$N = 10\div 30$
densa ( $DR > 65\%$ )	$N > 30$

### prova CPT:

sciolta ( $DR < 35\%$ )	$q_c < 50 \text{ bar}$
media ( $DR = 35\div 65\%$ )	$q_c = 50\div 150$
densa ( $DR > 65\%$ )	$q_c > 150 \text{ bar}$

Come visto, nei **terreni saturi** la resistenza in condizioni sismiche può risultare inferiore rispetto a quella in condizioni statiche causa:

**incremento pressione interstiziale  $\Delta u$**

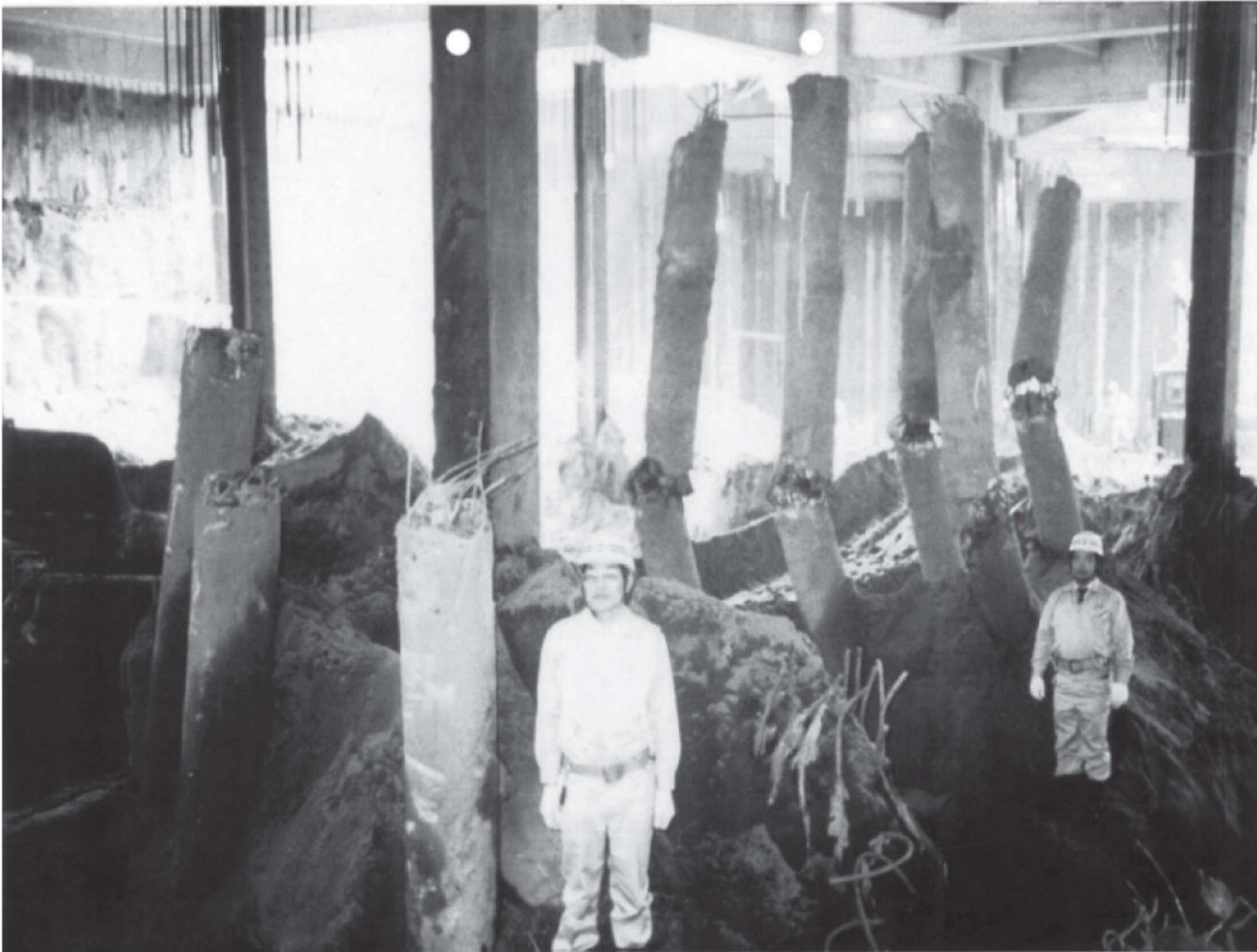
**SABBIE:**

il sisma genera effetti importanti su sabbie sciolte

**ARGILLE:**

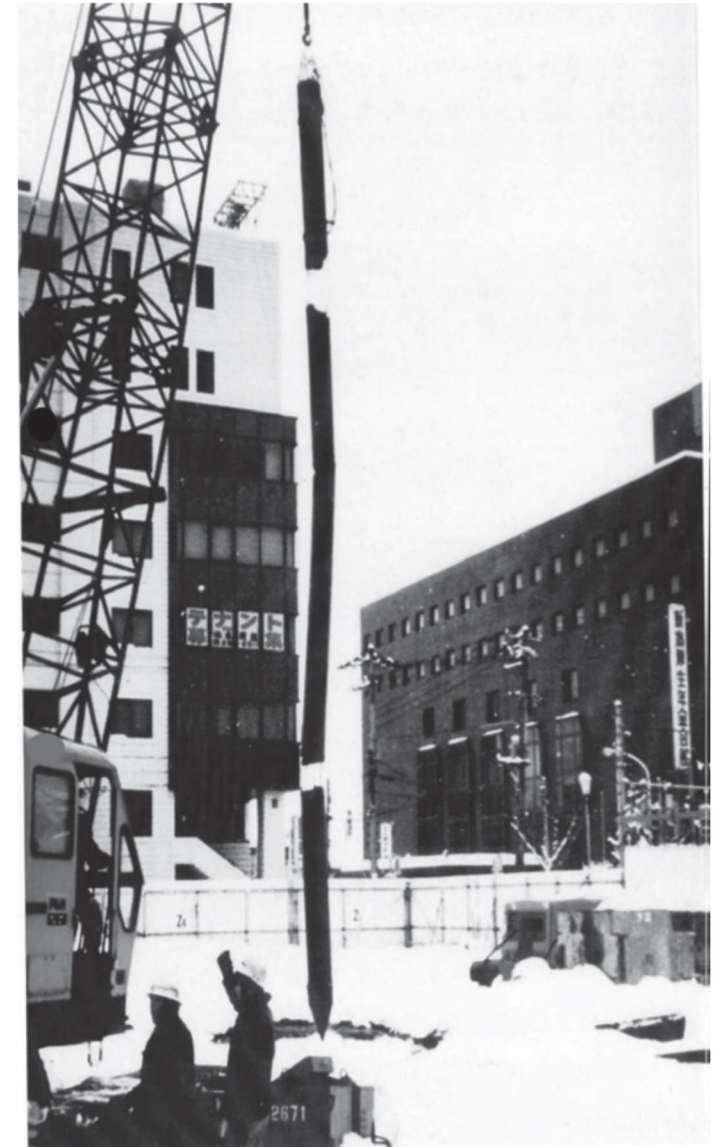
il sisma genera effetti generalmente molto modesti

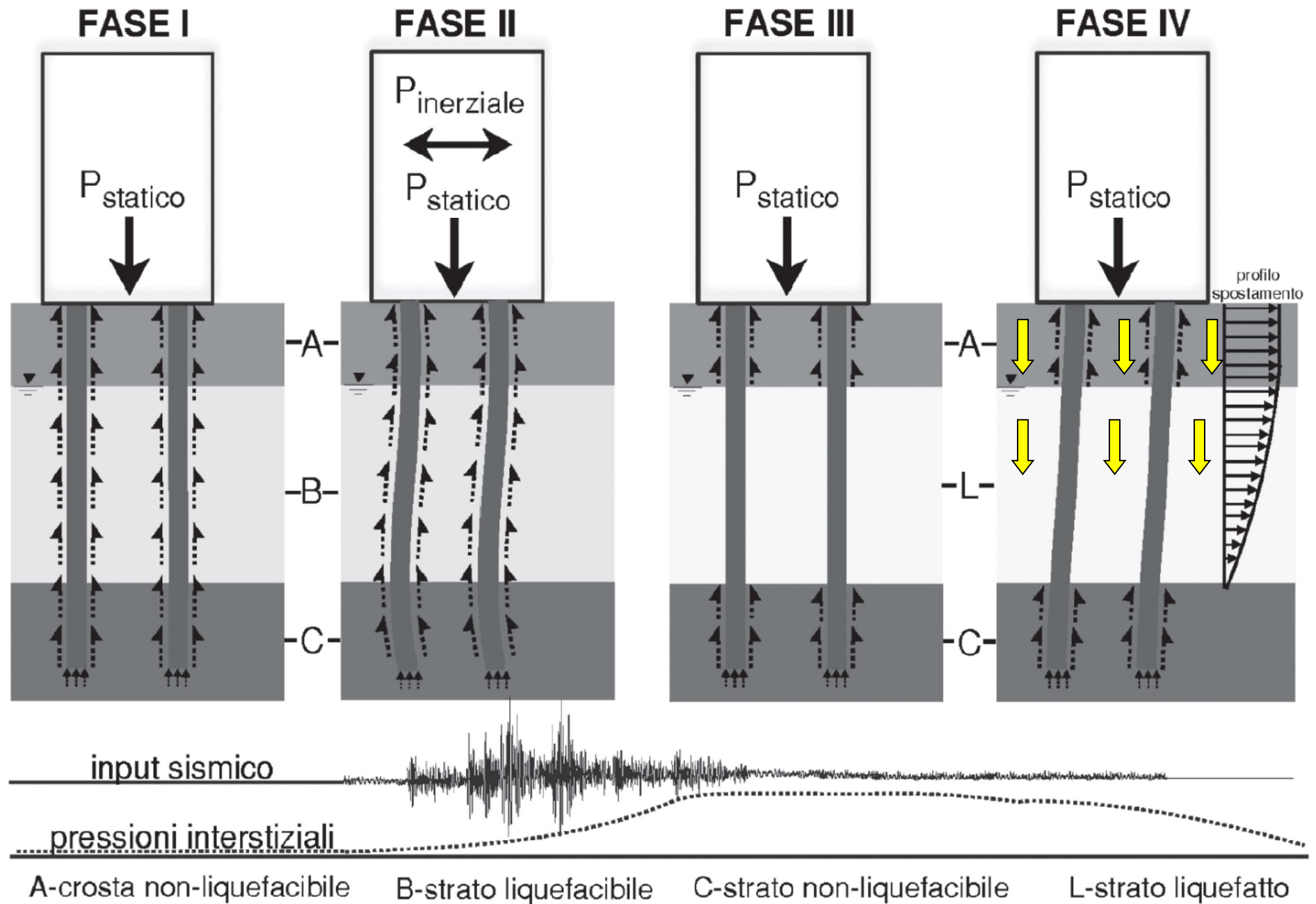
**Nel caso di strati liquefacibili si considera nullo il contributo di resistenza, valutando inoltre i possibili effetti derivanti dall' "attrito negativo" (cedimenti conseguenti alla liquefazione)**



Bhattacharya & Lombardi 2012

danni nella palificata dell'edificio NHK  
dopo il terremoto di Niigata del 1964





### NTC 2018

*“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)”*

Si tiene conto dell’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*

Le NTC 2018 non precisano se è sufficiente una di queste condizioni o se si devono verificare tutte insieme.

EC8 precisa che l’interazione cinematica va considerata se le suddette condizioni si verificano *simultaneamente*



## INTERAZIONE CINEMATICA

Nikolau et Al (2001)

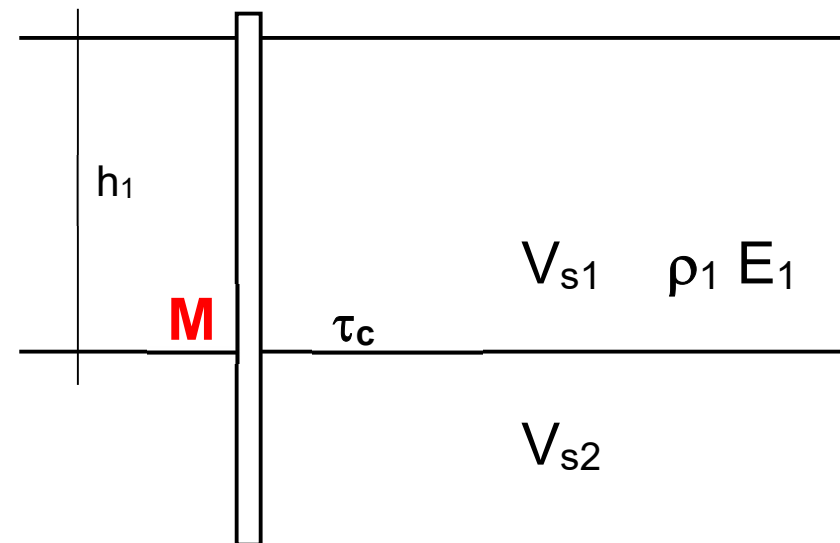
valutazione momento cinematico all'interfaccia dei due strati

$$M = \eta M^*_{\max}(\omega)$$

$$M^*_{\max}(\omega) = 0.042 \tau_c d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^{0.3} \left( \frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.5} \quad \tau_c \approx a_s \rho_1 h_1$$

$L, d$  = lunghezza e diametro del palo

$\eta$  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**

velocità onde taglio:

strato 1 (argilla tenera):  $V_{s1} = 100 \text{ m/s}$

strato 2 (sottostante):  $V_{s2} = 200 \text{ m/s}$

$V_{s2} / V_{s1} = 2$

(elevati contrasti di rigidezza  $G$ )

strato 1 (argilla tenera):

spessore:  $h_1 = 10 \text{ m}$

peso di volume:  $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$

coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,40$

palo calcestruzzo armato

modulo Young:  $E_p = 30000 \text{ MPa} = 30.000.000 \text{ kPa}$

diametro:  $d = 0,60 \text{ m}$

lunghezza:  $L = 15 \text{ m}$

$L/d = 25$

**risultano verificate tutte le 4 condizioni :**

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:  $G_1 = (V_{s1})^2 \rho_1 = (V_{s1})^2 (\gamma_1 / g) = 100^2 \times 18 / 9,81 =$   
 (piccole deformazioni)  $= 18349 \text{ kPa}$

coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,40$

modulo di Young:  $E_1 = 2(1+\nu) G_1 = 2 \times (1+0,40) \times 18349 = 51377 \text{ kPa}$   
 (piccole deformazioni)

$E_p/E_1 = 30.000.000/51377 = 584$

$\tau_c = (a_{\max}/g) \sigma_{vo} = (a_{\max}/g) (\gamma_1 h_1) = 0,375 \times 18 \times 10 = 67,5 \text{ kPa}$

$d^3 = 0,216 \text{ m}^3$        $L/d = 25$        $E_p/E_1 = 584$        $V_{s2} / V_{s1} = 2$

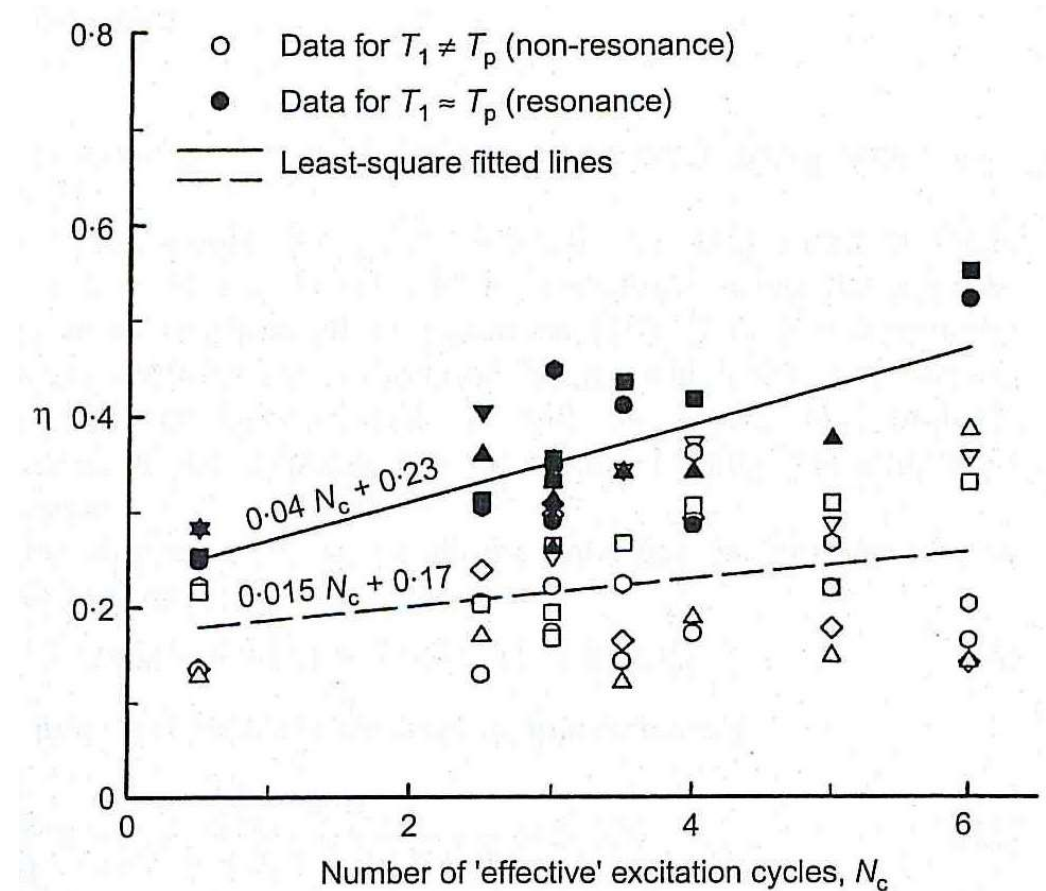
$$M_{\max}^*(\omega) = 0.042 \tau_c d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^{0.3} \left( \frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.5} \quad \tau_c \approx a_s \rho_1 h_1$$

$M_{\max}^*(\omega) = 0,042 \times 67,5 \times 0,216 \times (25)^{0,3} \times (584)^{0,65} \times (2)^{0,5} = 142,9 \text{ kNm}$

$$M^*_{\max}(\omega) = 142,9 \text{ kNm}$$

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)



Momento cinematico all'interfaccia:  $M = 0,20 \times 142,9 = 28,6 \text{ kNm}$

fogli di calcolo Excel forniti  
 09\_PALO\_sisma\_cinematico

**N.B.: introdurre i dati esclusivamente nelle caselle in giallo**

PALI IN CONDIZIONI SISMICHE			
INTERAZIONE CINEMATICA (Nikolau et Al. 2001)			
verifica necessaria (NTC) quando sussistono contemporaneamente le seguenti condizioni:		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	
SOTTOSUOLO (DOPPIO STRATO)			
spessore strato superiore:	$h_1$ (m) =	10	
peso di volume totale strato 1 (superiore):	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	18	
coefficiente di Poisson strato 1 (superiore):	$\nu_1$ (-) =	0,4	
velocità onde di taglio strato 1 (superiore):	$V_{s1}$ (m/s) =	100	
velocità onde di taglio strato 2 (inferiore):	$V_{s2}$ (m/s) =	200	
PALO			
diametro del palo:	$d$ (m) =	0,6	
lunghezza del palo:	$L$ (m) =	15	$> h_1$
modulo di Young del palo:	$E_p$ (MPa) =	30000	
SISMA:			
accelerazione max al suolo:	$a_{max}/g = S a_g/g$ (-) =	0,375	

FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA

111 :  $\times$   $\checkmark$   $f_x$  10

25

26

27

28

29 modulo di taglio max strato 1 (superiore):  $G_1 \text{ (MPa)} = \rho_1 V_{s1}^2 = (\gamma_1/g) V_{s1}^2 = 18,35$  lunghezza attiva:  $L_a \text{ (m)} = 1,5 d (E_p/E_1)^{0,25} = 4,42$

30 modulo di Young strato 1 (superiore):  $E_1 \text{ (MPa)} = 2 (1+\nu_1) G_1 = 51,38$   $L_a < h_1$  palo lungo (verifica OK!) **OK**

31 pressione verticale totale all'interfaccia:  $\sigma_{v0} \text{ (kPa)} = \gamma_1 h_1 = 180$   $L_a > h_1$  palo corto (si risente del vincolo in testa)

32 tensione tangenziale max all'interfaccia:  $\tau_c \text{ (kPa)} = (a_{\max}/g) \sigma_{v0} = 67,5$

33

34

35

36

37

38

39

40

41

42

43

44

45

46

47

48

49

50

51

0.8

0.6

0.4

0.2

0

0 2 4 6

Number of 'effective' excitation cycles,  $N_c$

○ Data for  $T_1 \neq T_p$  (non-resonance)

● Data for  $T_1 \approx T_p$  (resonance)

— Least-square fitted lines

$0.04 N_c + 0.23$

$0.015 N_c + 0.17$

$M_{\max}^* \text{ (kN m)} = 142,9$

numero cicli:  $N_c = 4,5$

$\eta = 0,04 N_c + 0,23 = 0,41$

$\eta = 0,015 N_c + 0,17 = 0,238$

$\eta = 0,2$

$M_{\max} \text{ (kN m)} = \eta M_{\max}^* = 28,6$

$M_{\max}^* (\omega) = 0.042 \tau_c d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^{0.5} \left( \frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.5}$

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

Foglio1

PRONTO

Cerca

18°C Preval. nuvol.

ITA

15:18

14/05/2023

# PALI IN CONDIZIONI SISMICHE

## VALUTAZIONE PRELIMINARE EFFETTI INDOTTI DAL SISMA EFFETTI COMBINATI INERZIALI E CINEMATICI

(Poulos 2017 – Tabesh & Poulos 2007)

MOMENTO FLETTENTE e SFORZO DI TAGLIO MAX  
(palo isolato in mezzo coesivo elastico omogeneo - incastro in testa)

in funzione di:

$d$  = diametro del palo

$L$  = lunghezza del palo

$E_p$  = 30000 MPa = modulo di Young del palo

$E_s$  = modulo di Young del terreno (piccole deformazioni:  $E_s \approx 1000 c_u$ )

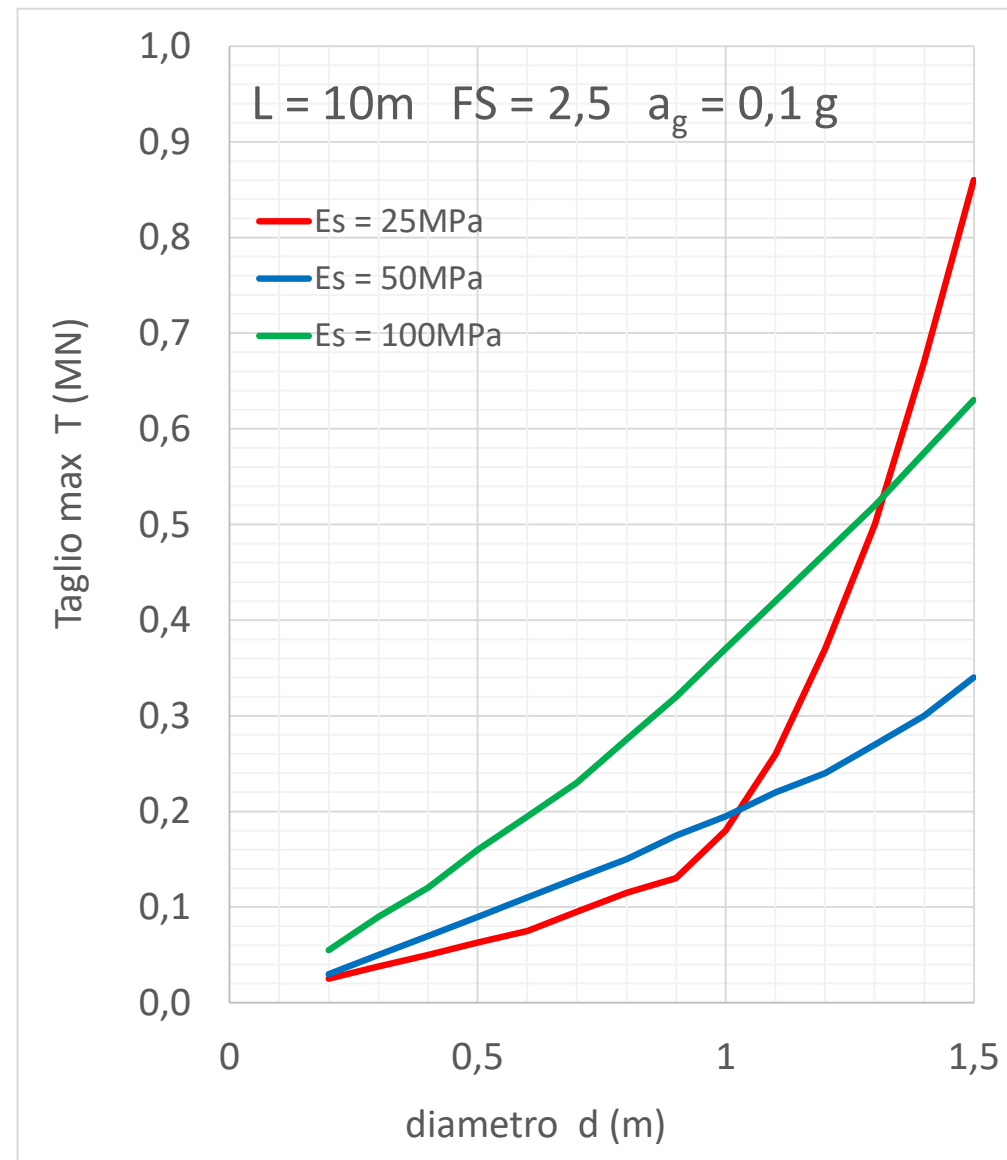
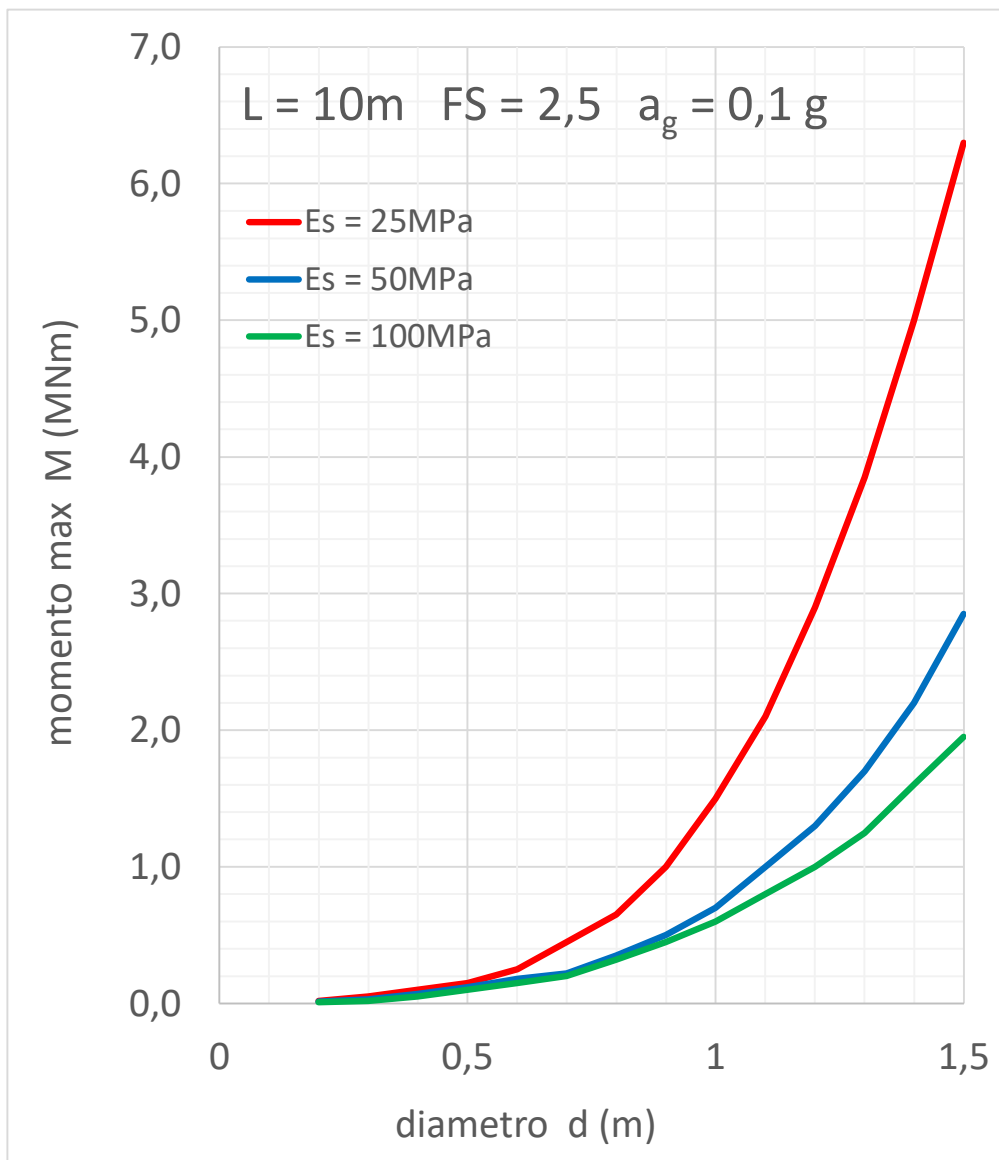
$c_u$  = coesione non drenata

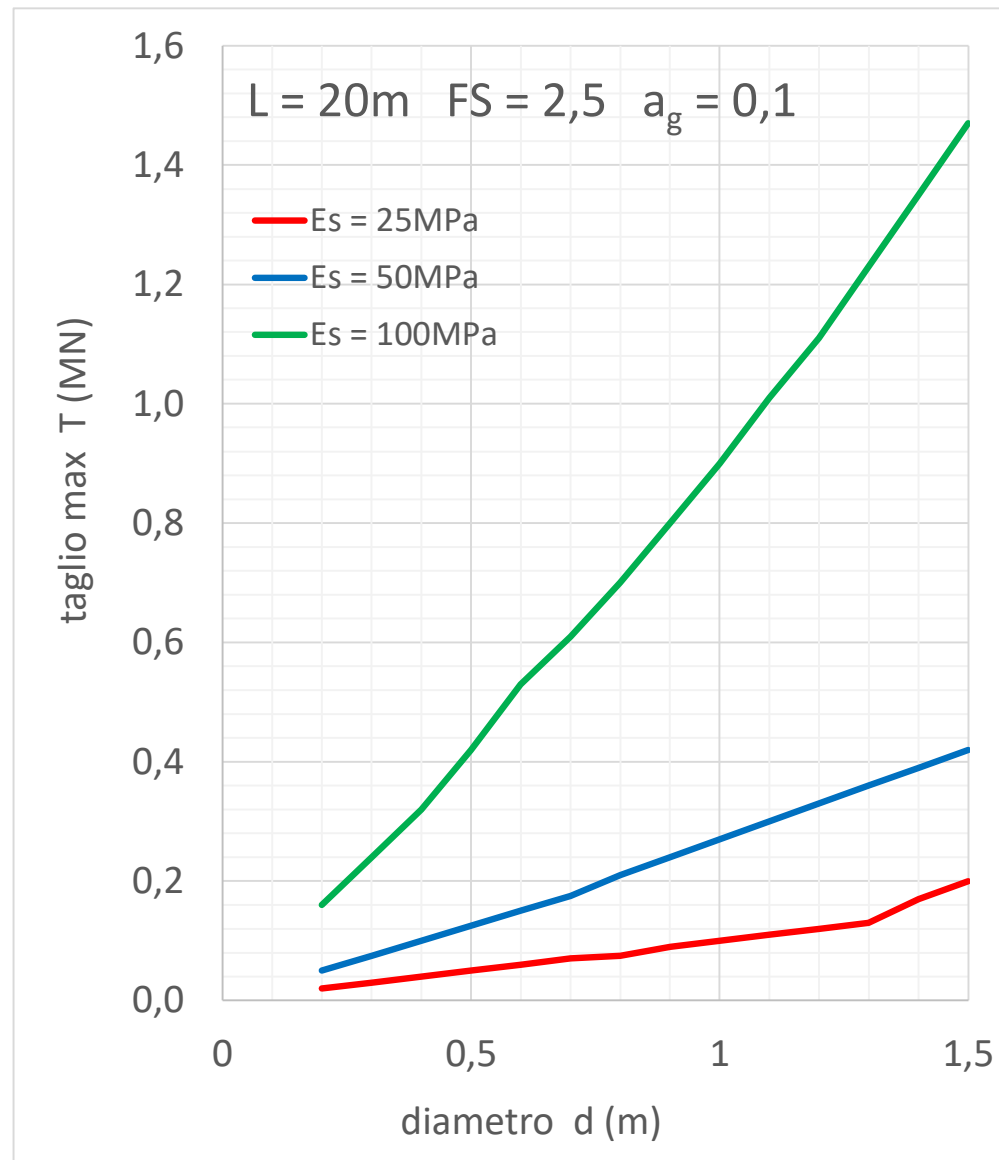
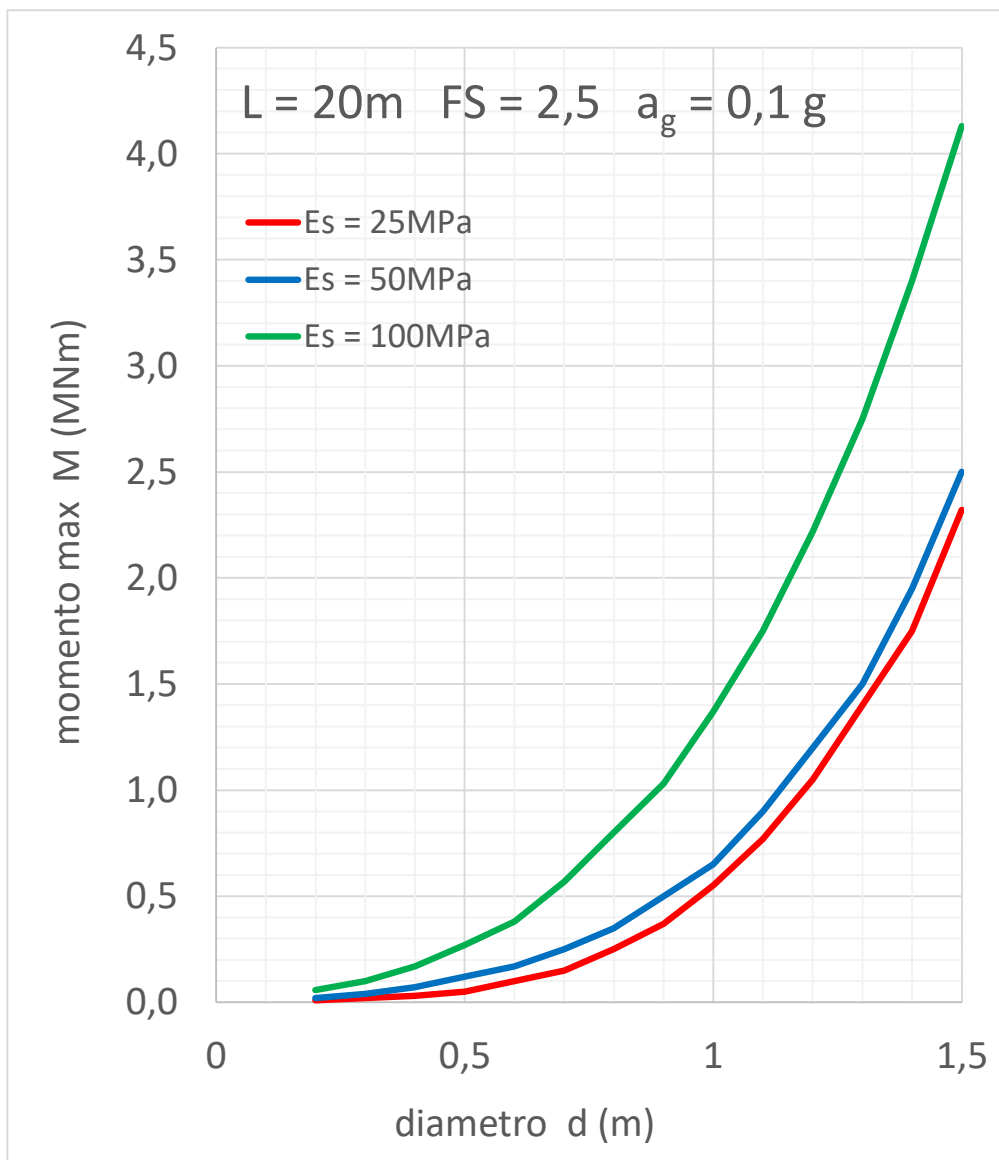
$FS$  = coefficiente di sicurezza (carichi assiali statici)

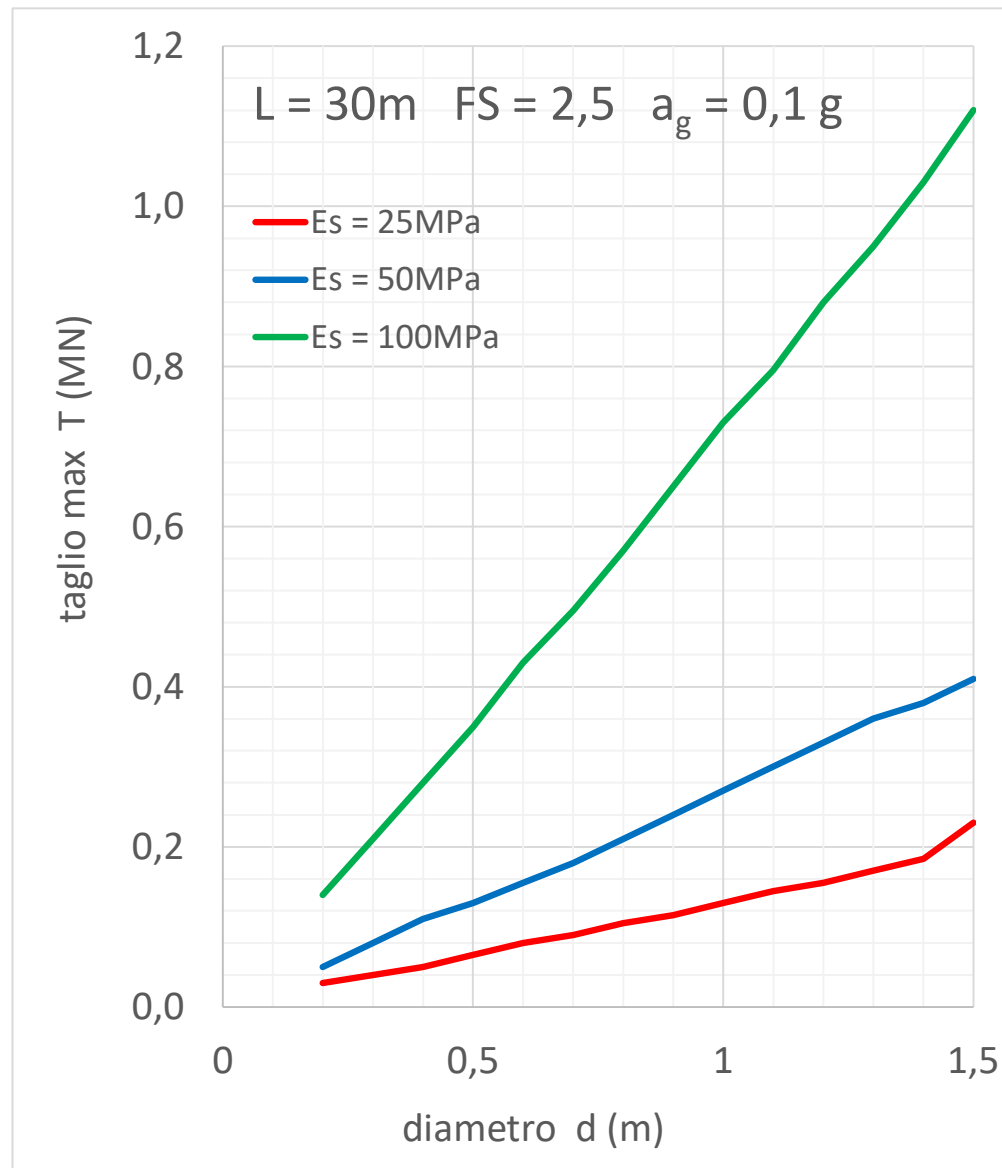
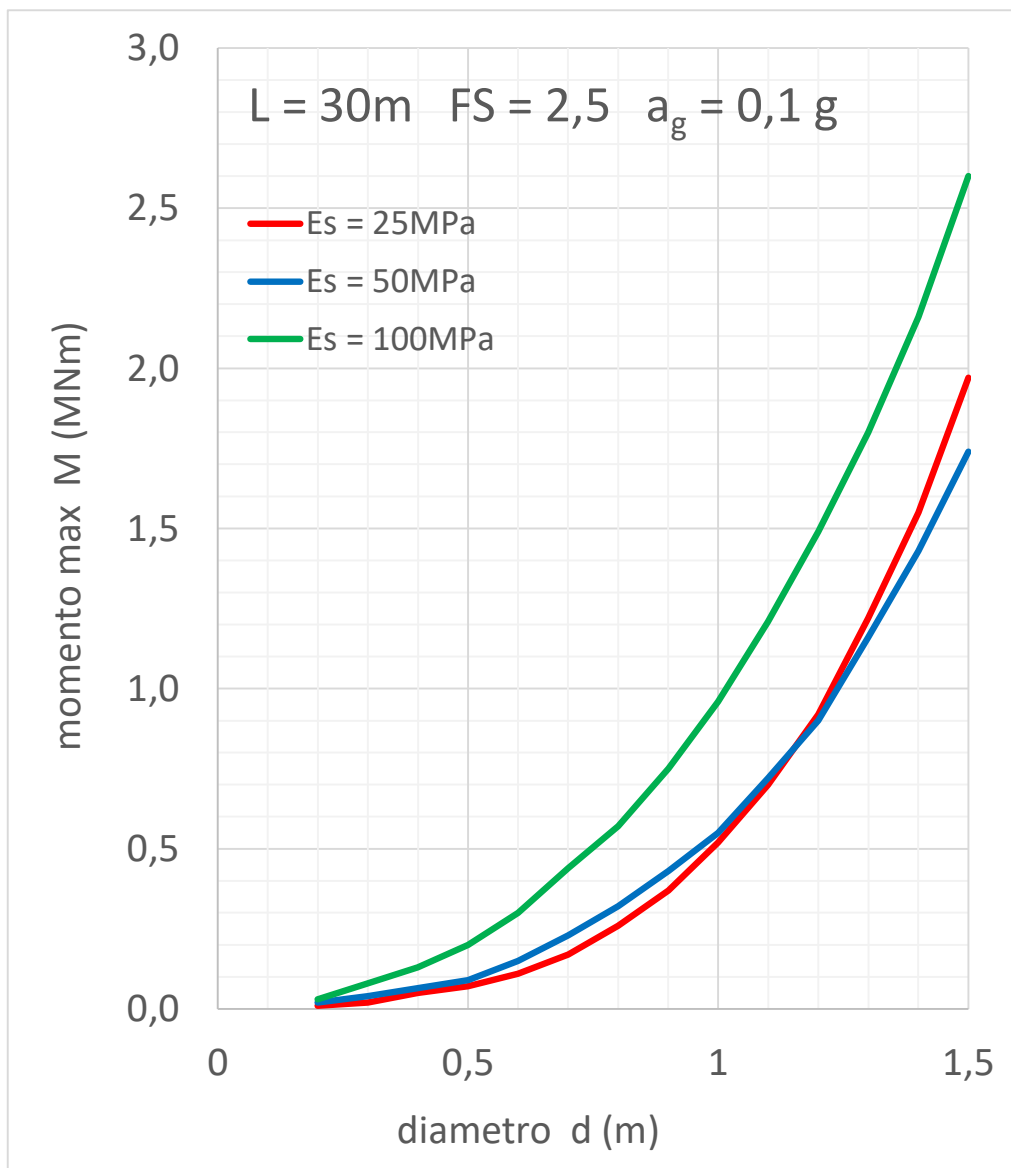
$a_g$  = accelerazione max al bedrock (riferimento:  $a_g = 0,1g$ )

**N.B. per  $a_g \neq 0,1 g$  moltiplicare i valori trovati per  $a_g / 0,1g$**









## Bibliografia

- A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”
- A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana (1984) “Raccomandazioni sui pali di fondazione”
- A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana (2005), “Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica – Linee Guida (Edizione Provvisoria”, Patron Editore
- A.P.I. American Petroleum Institute (1993) “Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms”; API Recommended Practice 2A, 20<sup>th</sup> ed.
- Asioli C. (2022) “Pali di Fondazione Soggetti a Carichi Assiali: Criteri di Calcolo e Controllo delle Prestazioni”; Ordine degli Ingegneri di Forlì-Cesena
- Berezantsev W.G. (1965) “ Design of Deep Foundations”; Proc. 6<sup>th</sup> ICSMFE, Montreal, vol. II
- Berezantsev W.G., Khristoforov V.S., Golubkov V.N. (1961) “Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations”; Proc. 5<sup>th</sup> ICSMFE, Paris
- Bhattacharya S., Lombardi D. (2012) “Sul comportamento sismico delle fondazioni su pali in terreni liquefacibili”; Rivista Italiana di geotecnica, 1/2012
- Broms B.B. (1964a) “Lateral resistance of piles in cohesionless soils”; Journal of SMFD, ASCE, 90(SM3): 123–156
- Broms B.B. (1964b) “Lateral resistance of piles in cohesive soils”; Journal of SMFD, ASCE, 90(SM2): 27–63

- Bustamante M., Doix B. (1985) “Un methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes”; Laboratoire Central des Ponts et Chaussees
- Castelli F., Maugeri M., Motta E. (1995) “ Analisi non lineare dello spostamento di un palo soggetto a forze orizzontali”: Rivista Italiana di Geotecnica 4/95
- Dei Svaldi A., Mazzucato A., Falcon A. (2007) “Vibrazioni indotte dall’infissione di pali prefabbricati”; XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Padova
- Di Laora R., De Sanctis L., Aversa S. (2018) “ Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load”; Springer-Verlag GmbH
- Eurocodice 7 (2004) “Geotechnical design - Part 1: General rules”
- Eurocodice 7 (2022) di seconda generazione (edizione provvisoria)
- Facciorusso J., Madi ai C., Vannucchi G. (2011) Dispense di Geotecnica – Capitolo 17; Università di Firenze
- Fardis M.N. et Al. (2005) “Designer’s Guide to Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance”, Thomas Telford
- FHWA - Federal Highway Administration (2005) “Micropile Design and Construction”; Publication No. FHWA NHI-05-039
- FHWA - Federal Highway Administration (2010) “Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods”; Publication No. FHWA-NHI-10-016
- FHWA (2011) “NHI Course No. 130094 - LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations - Reference Manual”

- Fleming K., Weltman A., Randolph M., Elson K. (2009) "Piling Engineering"; Third Edition, Taylor & Francis
- Gambini F. (1975) "Pali infissi prefabbricati in C.A. e C.A.P. – aspetti tecnologici"; 6° Ciclo di Conferenze – Politecnico di Torino
- Gambini F. (2018) "Manuale dei piloti – pali prefabbricati per fondazioni"; edizione Geofondazioni
- Ghinelli A. (2011) "Progettazione geotecnica secondo le NTC 2008""; Corso di aggiornamento professionale; Ordine degli Ingegneri della provincia di Pistoia
- Juran I., Bruce D.A., Dimillio A., Benslimane A. (1999) " Micropiles: the state of practice. Part II: design of single micropiles and groups and networks of micropiles"; Ground Improvement (1999) 3, 89-110
- Lancellotta R. (1993) "Geotecnica"; Zanichelli; seconda edizione
- Lancellotta R., Calavera J. (1999) "Fondazioni"; McGraw-Hill
- Lancellotta R., Ciancimino A., Costanzo D., Foti S. (2020) "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 e le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018"; Hoepli
- Lizzi F. (1981) "Restauro statico dei monumenti"; SAGEP Editrice
- Madiai C. (2013) "Dinamica dei Terreni - Comportamento dei terreni a bassi e medi livelli deformativi"; Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile; Università di Firenze
- Mandolini A. (2007) "Fondazioni su pali: dalla ricerca alle applicazioni"; Convegno Nazionale Ricercatori di Ingegneria Geotecnica (CNRIG), Bari 2006
- Mandolini A. (2016) "Le fondazioni miste, aspetti teorici e applicativi"; seminario Ordine degli Ingegneri della provincia di Ferrara, giugno 2016

- Mandolini A., Russo G., Viggiani C. (2005) "Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design: state of the art report"; Proceedings of the 16th International Conference on Soil Management and Geotechnical Engineering - ICSMGE, Osaka 2005, Millpress Vol. 1
- Mandolini A. , Viggiani C. (1997) "Settlement of piled foundations"; Geotechnique, 47(4): 791–816
- Mascarucci Y., Mandolini A., Valentino F., Miliziano S. (2013) "Comportamento di una platea su pali infissi staticamente durante la sua costruzione e nelle prime fasi di esercizio", R.I.G. 2/2013
- Mayne P.W. (2007) - NCHRP Synthesis 368 "Cone Penetration Testing", Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Mayne P.W., Saftner D., Dagger R., Dasenbrock D. (2018) "Cone Penetration Testing Manual for Highway Geotechnical Engineers"; MnDOT Manual on CPT
- Meyerhof G.G. (1976) "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE), Vol. 102, No. GT3, pp. 197-228
- Meyerhof G.G. (1983) "Scale Effects of Ultimate Pile Capacity", Journal of the Geotechnical Engineering (ASCE), Vol. 109, No. 6, June 1983, pp. 797-806
- NAVFAC (1986) "Soil Mechanics"; Design Manual 7.01
- Nikolau S., Mylonakis G., Gazetas G., Tazoh T. (2001) "Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements"; Geotechnique 51, No. 5, 425-440
- Norme Tecniche per le Costruzioni NTC (2018) – Decreto 17 gennaio 2018 – e relativa Circolare Applicativa 21 gennaio 2019



- O'Neill M.W., Reese L.C. "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods"; FHWA-IF-99-025, August 1999
- Pasqualini E., Bellezza I. (2012) "Corso di aggiornamento professionale – Parte 2: NTC 2008: Fondazioni Profonde", Università Politecnica delle Marche
- Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H. (1974) "Foundation Engineering"; 2d ed., Wiley, New York
- Poulos H.G. (1989) "Pile behaviour – theory and application"; Geotechnique 39, no. 3, 365-415
- Poulos H.G. (2001) "Piled raft foundations: design and applications"; Geotechnique 51, no. 2, 95-113
- Poulos H.G. (2005) "Pile behavior – Consequences of Geological and Construction Imperfections"; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pp. 538-563
- Poulos H.G. (2008) "A practical design approach for piles with negative friction"; Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 161, February 2008, Issue GE1, Pages 19–27
- Poulos H.G. (2017) "Tall Building Foundation Design"; CRC Press
- Poulos H.G., Davis E.H. (1980) "Pile Foundations Analysis and Design", John Wiley and Sons, New York
- Russo G. (2018) "Analysis and design of pile foundations under vertical load: an overview"; Rivista Italiana di Geotecnica - R.I.G. 2/2018
- Skempton (1966) Proc. Symposium on Large Bored Piles, London
- Sorensen K.K., Okkels N. (2013) "Correlation between drained shear strength and plasticity index of undisturbed overconsolidated clays"; Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013

- Tabesh, A. and Poulos, H.G. (2007) “Design charts for seismic analysis of single pile in clay”; Geotechnical Engineering, ICE, 160(GE2): 85–96
- Università Catania (2008) “Report Scientifico - 3° anno - PROGETTO RELUIS”
- Vannucchi G. (2011) “Corso di aggiornamento professionale – Progettazione geotecnica secondo le NTC 2008”; Ordine degli Ingegneri della provincia di Pistoia
- Viggiani C. (1999) “Fondazioni”; Hevelius Edizioni
- Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2012) “Piles and Pile Foundations”; Spon Press
- Whitaker T. (1970) “The Design of Piled Foundations”; Pergamon Press
- Wong I.H., Chang M.F., Cao X.D. (2000) “Raft foundations with disconnected settlement-reducing piles”, J.A. Hemsley (ed.), *Design Application of Raft Foundations and Ground Slabs*, Thomas Telford, Chapter 17, pp. 469-486

## **NOTA BENE !**

**La presentazione è riservata esclusivamente ai soli partecipanti al seminario e non può in alcun modo essere divulgata in assenza di esplicito consenso.**

**I fogli Excel allegati alla presentazione, predisposti da Riccardo Zoppellaro, pure riservati in maniera esclusiva ai partecipanti, prevedono il semplice utilizzo ai soli fini didattici (è possibile infatti controllare le varie sequenze di calcolo). Di conseguenza i fogli medesimi non hanno le caratteristiche di un software applicativo e quindi non possono in alcun modo essere interpretati come tali. Si ringrazia sin d'ora per la segnalazione di qualche eventuale refuso.**

**per eventuali comunicazioni:**

**[rzoppellaro@gmail.com](mailto:rzoppellaro@gmail.com)**

# **GRAZIE PER L'ATTENZIONE !**