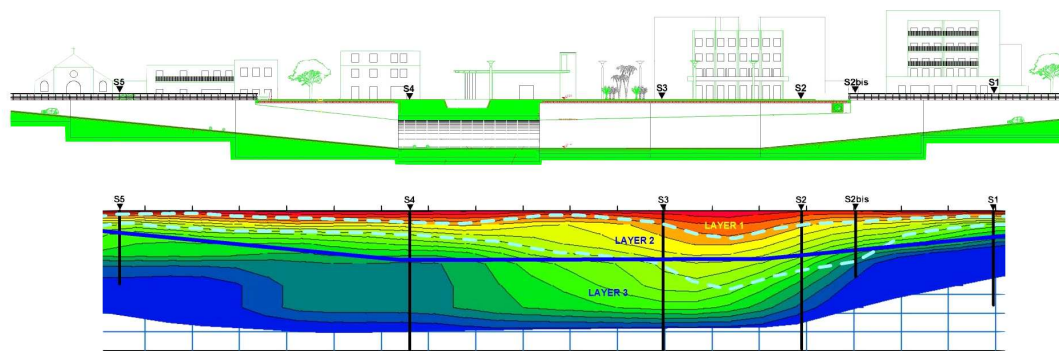




ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA

Corso di aggiornamento professionale
**“Progettazione geotecnica
secondo le NTC 2008”**

Pistoia, 13 maggio-24 giugno 2011



*Aula Polivalente del Seminario Vescovile
Via Puccini, 36 - Pistoia*

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pistoia

Via Panciatici, 11 – 51100 Pistoia

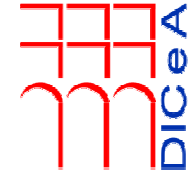
Tel. 0573 25931 - fax 0573 24383

info@ordineingegneri.pistoia.it

www.ordineingegneri.pistoia.it



Corso di aggiornamento professionale
Progettazione geotecnica secondo le NTC 2008



Prof. Ing. Alessandro Ghinelli

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

Fondazioni profonde: Progettazione, esecuzione e verifica

parte prima: teoria

Pistoia, 27 Maggio 2011

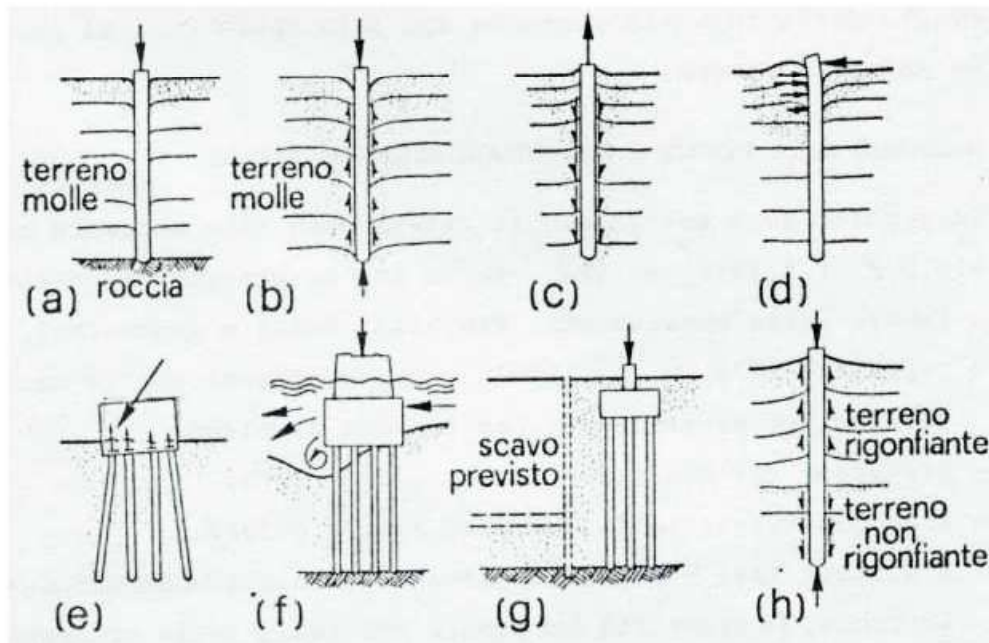


Quando una fondazione è detta profonda

Terzaghi:	$D/B < 4$	fondazione superficiale (travi rovesce, platee di fondazione ...);
	$D/B \in [4;10]$	fondazione semiprofonda (fondazioni a pozzo);
	$D/B > 10$	fondazione profonda (pali di fondazione);

Quando è necessario ricorrere a fondazioni profonde

quando le esigenze del problema geotecnico non possono essere soddisfatte altrimenti :



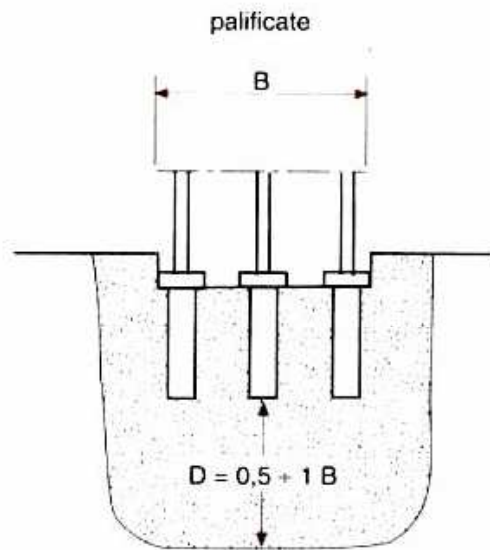
- a) terreno superficiale scadente, palo portante di punta;
- b) terreno superficiale scadente , palo sospeso;
- c) carichi assiali di trazione, palo in trazione;
- d) carichi trasversali, palo a flessione e taglio;
- e) carichi inclinati, gruppo di pali anche inclinati;
- f) stabilità fondazione con terreno superficiale scalzato;
- g) necessità portare carichi al di sotto del piano di scavo;
- h) terreni superficiale rigonfianti o collapsabili.

In molti casi la scelta di una fondazione profonda è ovvia, in altri consegue ad una analisi preliminare di soluzioni alternative più economiche.



Come pianificare le indagini geotecniche

Nei casi in cui si valuta il ricorso a fondazioni profonde, è necessario definire correttamente il volume significativo del sottosuolo.



La NTC '08 premia la numerosità delle verticali di indagine tramite una riduzione del fattore di sicurezza globale (γ_R) sulla capacità portante, a patto che: *“ogni singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico del sottosuolo”* [§ 6.4.3.1.1].

Inoltre le indagini geotecniche *“devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche delle acque [scelta del materiale costituente] e dei terreni presenti nel sottosuolo [scelta del diametro e delle modalità esecutive] ”* [§ 6.4.3].



Quale criterio per classificare i pali di fondazione

Rispetto alle dimensioni:	$D \leq 30$	pali di piccolo diametro o micropali;
	$D \in [30; 60 \div 80]$	pali di medio diametro;
	$D \geq 80$	pali di grande diametro.
Rispetto al materiale costituente:	pali in legno (ancora impiegati in Nord Europa);	
	pali in acciaio (costi alti, destinati a strutture offshore);	
	pali in cls (prefabbricati o gettati in opera).	
Rispetto alla modalità esecutiva:	pali infissi (a spostamento di terreno, no asportazione);	
	pali trivellati (a sostituzione di terreno con asportazione);	
	pali trivellati con elica continua (a parziale asportazione)	

Ciascuna modalità esecutiva produce specifiche modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno circostante al palo.



sensibile influenza sul comportamento meccanico, resistente e deformativo, all'interfaccia del sistema palo terreno.

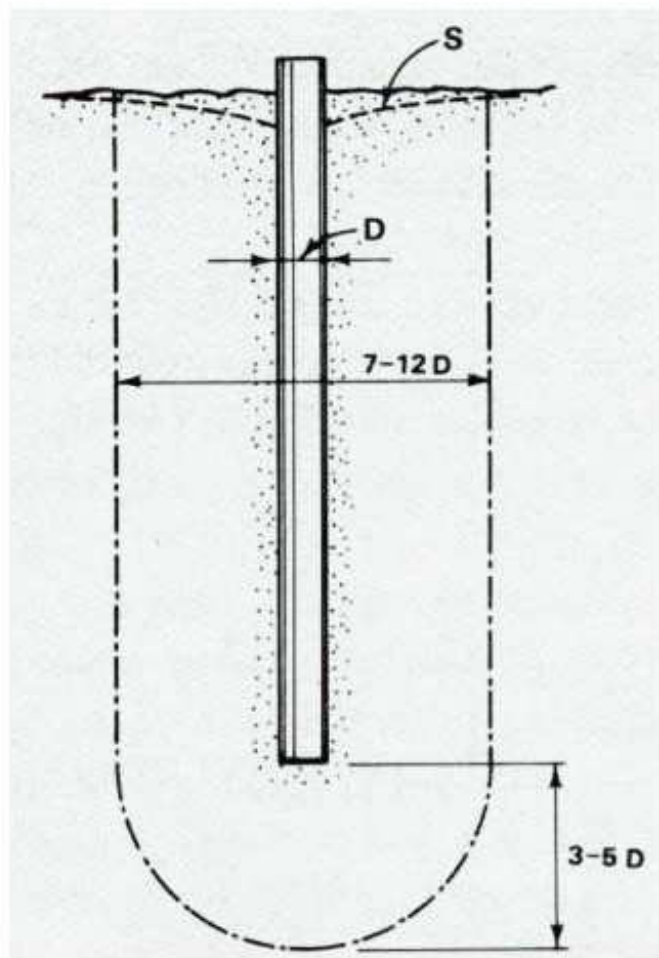
Problema: le indagini geotecniche sono precedenti alla realizzazione del palo di fondazione.

È necessario conoscere le modifiche prodotte nel terreno dalla modalità esecutiva scelta.



Quali modifiche sono prodotte nel terreno dalla modalità esecutiva scelta

Caso limite 1: palo infisso in terreno granulare, sabbia poco addensata

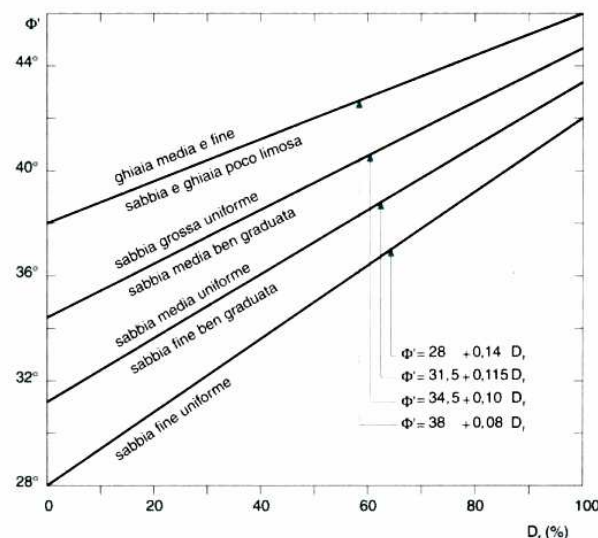


Lo spostamento del terreno incoerente produce all'interno del volume tratteggiato una diminuzione dell'indice dei vuoti (e) formazione di un cratere al piano campagna.

Poiché: $\Delta e < 0 \Rightarrow \Delta D_r > 0$, $\left(D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \right)$

Allora: $\Delta \phi'(D_r) > 0$

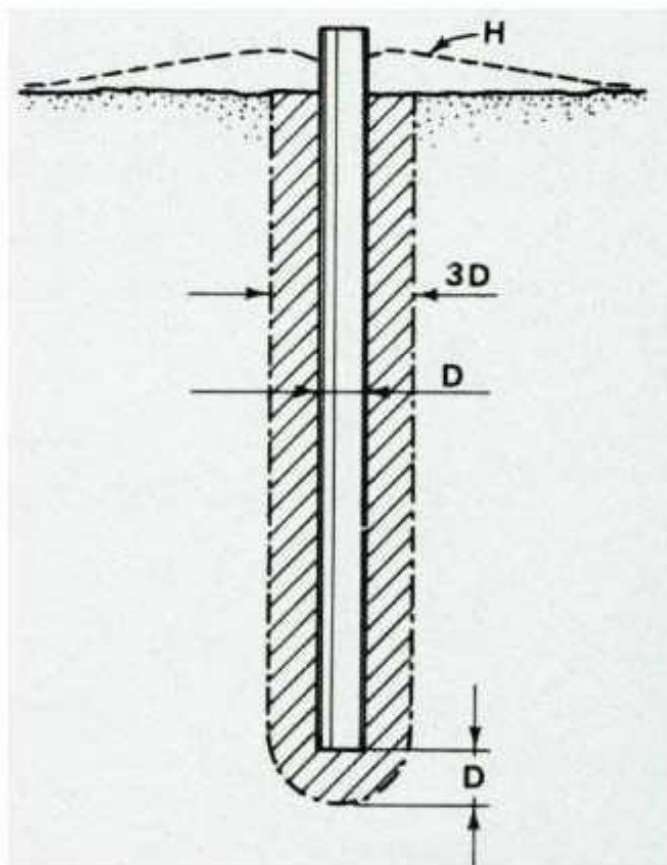
Quindi l'infissione del palo migliora le caratteristiche meccaniche del terreno granulare





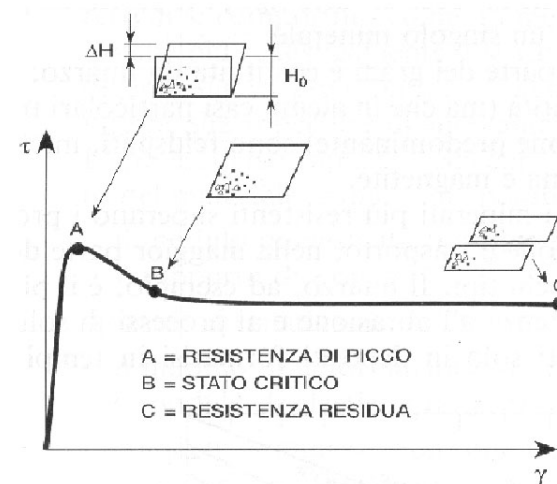
Quali modifiche sono prodotte nel terreno dalla modalità esecutiva scelta

Caso limite 2: palo infisso in terreno coesivo saturo sovraconsolidato



- Durante l'infissione: all'interno del volume campito si verificano condizioni non drenate con aumento delle tensioni neutre e stato deformativo a volume costante, formazione di un rigonfiamento al piano campagna.
- A breve termine dall'infissione: $\tau = c_u$
- A lungo termine dall'infissione: $\tau = c' + (\sigma_{v,0} - u_o) \tan \phi'_R$
con $\phi'_R < \phi'_{0,(picco)}$

L'infissione produce la rottura del terreno (terreno rimaneggiato), riducendone quindi la resistenza al taglio a quella residua.





Quali modifiche sono prodotte nel terreno dalla modalità esecutiva scelta

Palo trivellato a sostituzione di terreno con asportazione

Sia in terreni granulari che coesivi saturi, l'asportazione del terreno produce una decompressione del terreno circostante, così da peggiorarne le caratteristiche meccaniche.

A parità di condizioni al contorno, in genere la riduzione delle caratteristiche meccaniche del terreno prodotta dalla trivellazione a sostituzione è più marcata di quella prodotta dalla infissione a spostamento.

Palo trivellato a elica continua con parziale asportazione di terreno

Nel terreno circostante sono prodotti effetti intermedi rispetto alle due modalità esecutive precedenti.

La NTC '08 tiene conto del diverso effetto sullo stato tensionale preesistente nel terreno prodotto al variare della modalità esecutiva: fornisce un fattore di sicurezza globale (γ_R) sulla capacità portante per ogni tipo di modalità esecutiva. In particolare:

$$\gamma_{R, \text{(Pali infissi)}} \leq \gamma_{R, \text{(Pali ad elica continua)}} \leq \gamma_{R, \text{(Pali trivellati)}} \quad [\text{Tab. 6.4.II}]$$



Confronto vantaggi e limiti di pali infissi e trivellati

TERMINE DI CONFRONTO	MODALITA' ESECUTIVA	
	Pali infissi	Pali trivellati
Terreni attraversabili	notevoli limitazioni in presenza di terreni compatti, strati lapidei, trovanti	possono attraversare qualsiasi terreno (con opportuno sistema di perforazione)
Dimensioni	$D_{max} \cong 60 \text{ cm}$ $L_{max} \cong 20 \text{ m}$ per pali prefabbricati è necessario prefissare la lunghezza	nessuna limitazione
Inclinazione massima possibile	fino a 15° - 20°	generalmente impossibile salvo che per pali di piccolo diametro
Qualità del calcestruzzo	ottima	da controllare, può essere molto scadente
Attrezzature	ingombranti e costose	per pali di grande diametro ingombranti e costose
Impatto	vibrazioni e scosse durante la messa in opera	molto minore che per i pali battuti



Come controllo l'integrità di pali in cls gettati in opera

Il processo esecutivo dei pali in calcestruzzo gettati in opera è affetto da peculiari criticità,

- fornitura del cls: impossibilità pratica nell'eseguire un efficiente controllo di qualità;
- getto del cls: - riduzione delle caratteristiche meccaniche per disgregazione degli inerti;
- ridotte garanzie sulla geometria della del palo.

⇒ discontinuità lungo l'asse del palo:

- o accentuata disomogeneità dei parametri meccanici del cls (E, ρ, R_C);
- o variazione delle dimensioni della sezione trasversale (strizione);
- o interruzione del palo (!!).

“In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità” [§6.4.3.6].

Prova non distruttiva per il controllo di integrità:

- prova ecometrica

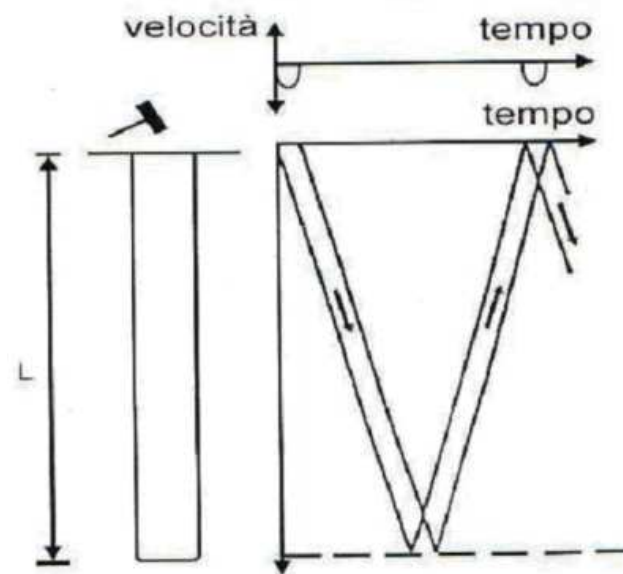


Come controllo l'integrità di pali in cls gettati in opera: **prova ecometrica**

L'onda di compressione generata dal colpo del martello sulla testa del palo si propaga verso il basso all'interno mezzo elastico. Giunta alla base del palo, in assenza di discontinuità, l'onda subisce una parziale riflessione verso l'alto e alla testa del palo essa è rilevata da un sensore in termini di velocità.

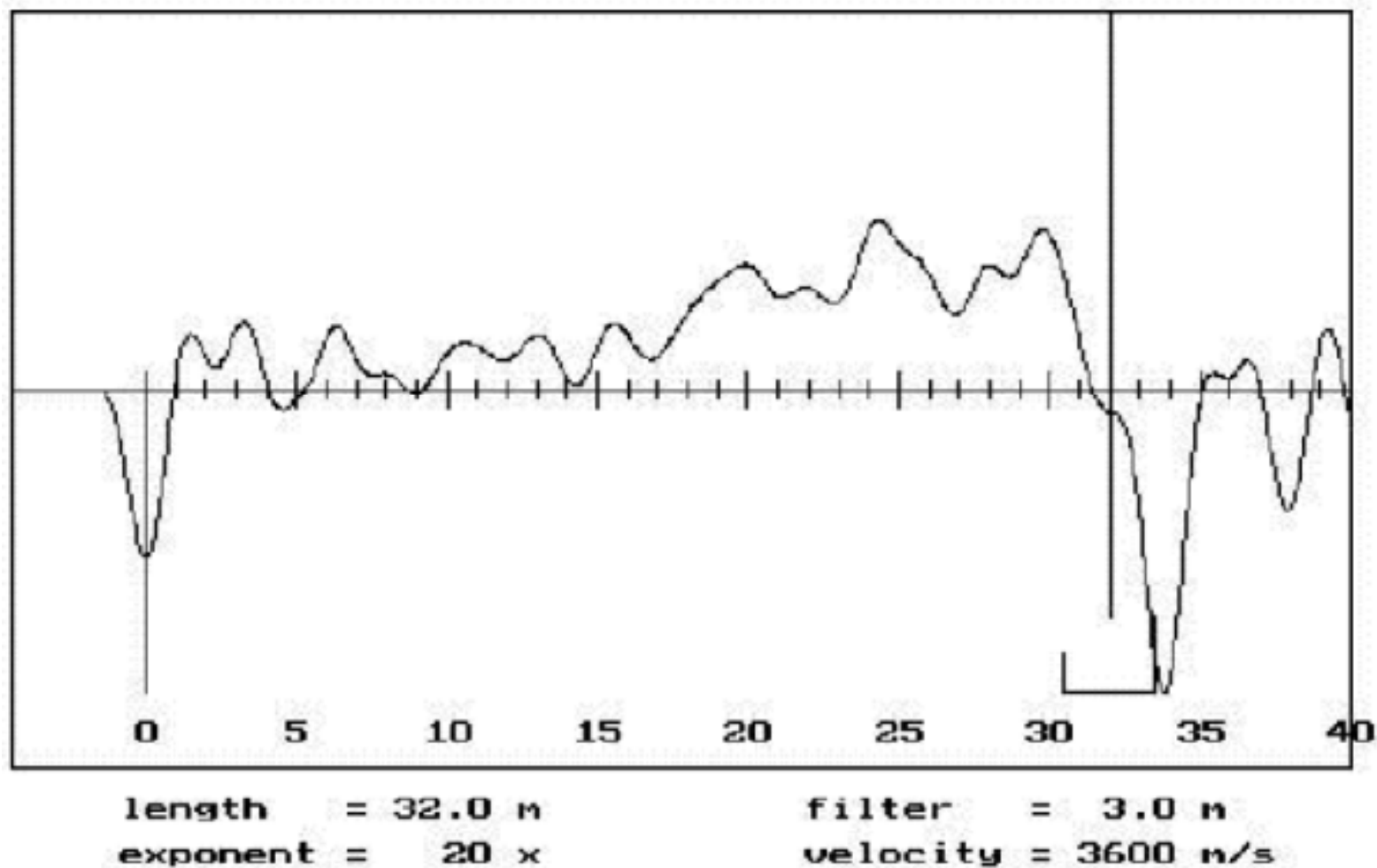
L'intervallo di tempo tra la sollecitazione impulsiva iniziale e il ritorno allo stesso punto dell'onda riflessa è uguale al tempo richiesto dall'onda d'urto a percorrere due volte (dall'alto in basso e viceversa l'estensione del palo. Nel caso di palo integro di sezione omogenea, è possibile valutare la lunghezza L tramite l'espressione:

$$L = \frac{V_p \cdot t}{2} \quad \text{con } V_p = \sqrt{\rho \cdot E} \cong 3500 \div 4000 \text{ m/s}$$





Come controllo l'integrità di pali in cls gettati in opera: **prova ecometrica**

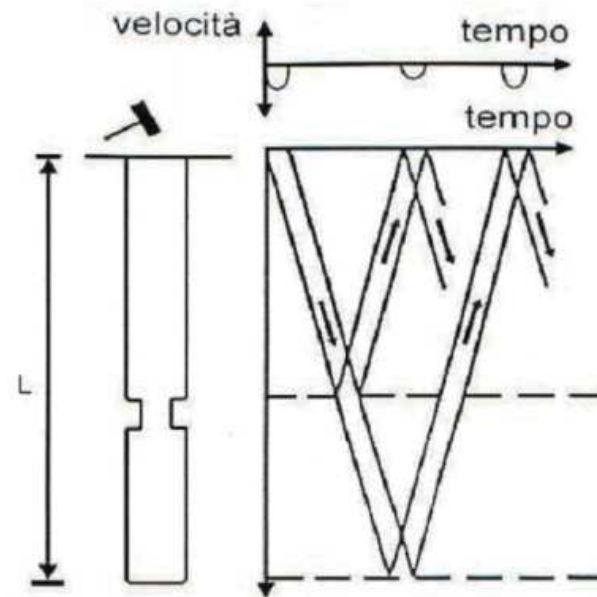




Come controllo l'integrità di pali in cls gettati in opera: **prova ecometrica**

La propagazione delle onde di stress nel palo è influenzata da vari fattori tra i quali i principali sono: E , ρ , D .

Quando, nel percorso verso il piede del palo, le onde attraversano strati a disomogeneità differente o incontrano tratti in cui la sezione presenta variazioni di dimensione trasversali, cioè quando si hanno cambi di impedenza si creano riflessioni verso la testa del palo.



Accorgimenti:

il collegamento tra i pali (magrone, ferri armatura ...) produce una alterazione dei "riflessogrammi", che ne risultano quindi falsati. Bisogna quindi operare all'interno di nicchie realizzate sulla superficie del dell'elemento di collegamento.

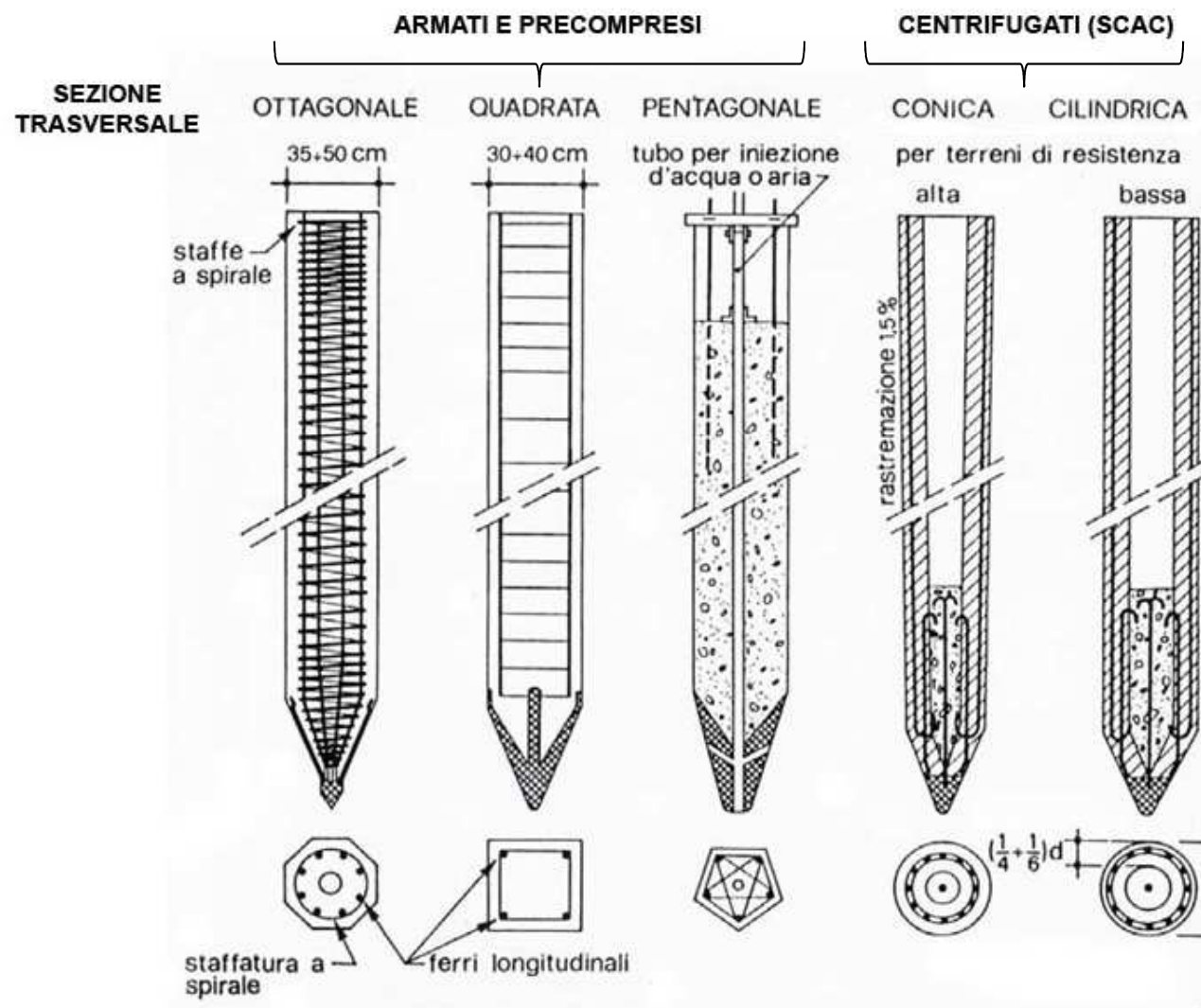


Pali infissi

Modalità esecutiva	Tecnologia	Materiale	Tipologia	Infissione
Infissi (a spostamento, senza asportazione di terreno)	Totalmente prefabbricati	Legno		Per battitura
		Acciaio	Profilati di varie forme eventualmente saldati tra loro	Per battitura Per vibrazione A pressione
		Calcestruzzo	Armato Precompresso Centrifugato (SCAC)	Per battitura con eventuale ausilio di getto d'acqua
	Parzialmente prefabbricati	Calcestruzzo	Elementi tubolari in c.a. a perdere (Palo West)	Per battitura A pressione
	Costruiti in opera	Calcestruzzo	Con tubo forma metallico a perdere (palo Lacòr, Multiton)	Per battitura Per vibrazione
			Con tubo forma metallico recuperabile (Palo Franki)	Per battitura A pressione



Pali infissi **in cls** totalmente prefabbricati



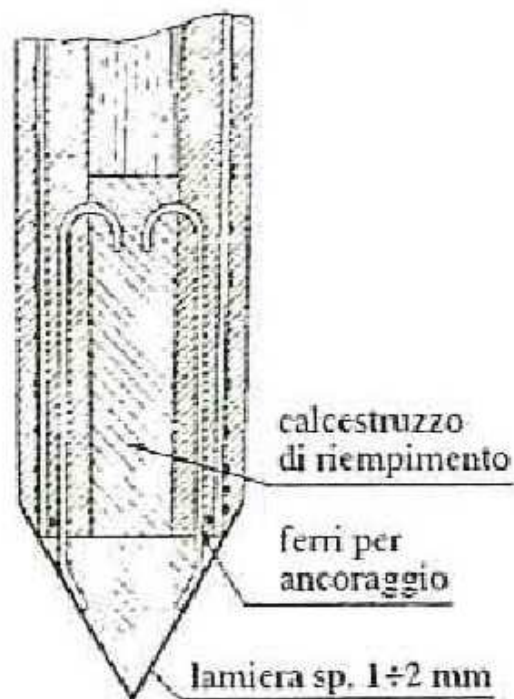


Pali infissi **in cls totalmente prefabbricati**

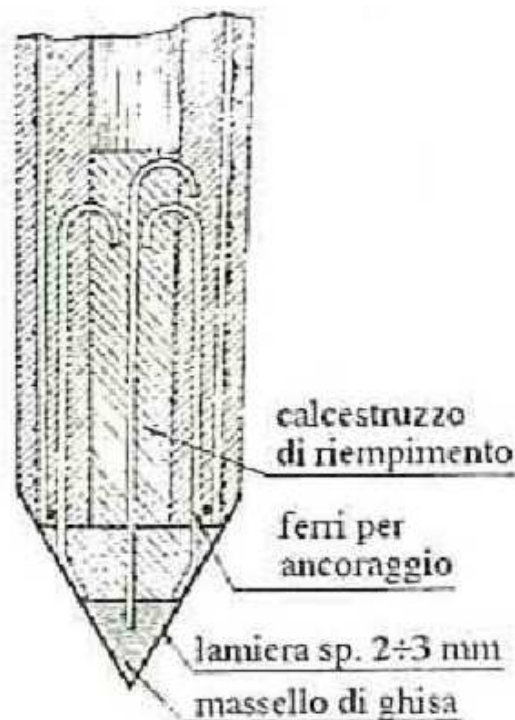
Punte per pali centrifugati

La punta è in genere semplicemente rivestita in lamiera; se si prevede l'attraversamento di strati duri o l'attestamento in roccia, si adottano punte metalliche speciali.

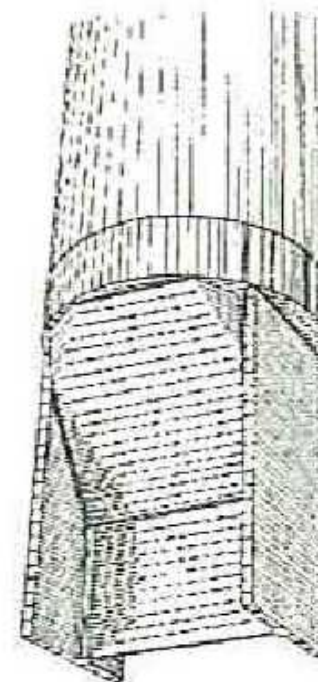
PUNTAZZA NORMALE



PUNTAZZA RINFORZATA

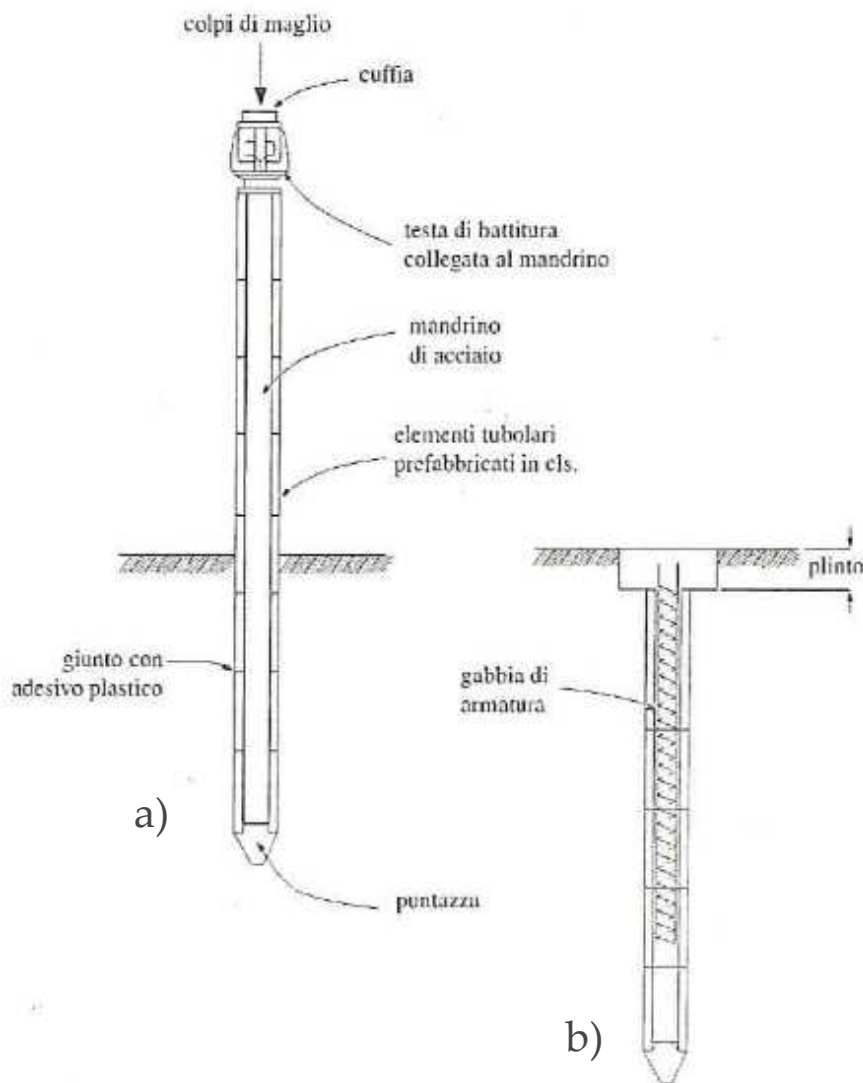


PUNTAZZA PER ROCCIA





Pali infissi in cls parzialmente prefabbricati: pali West

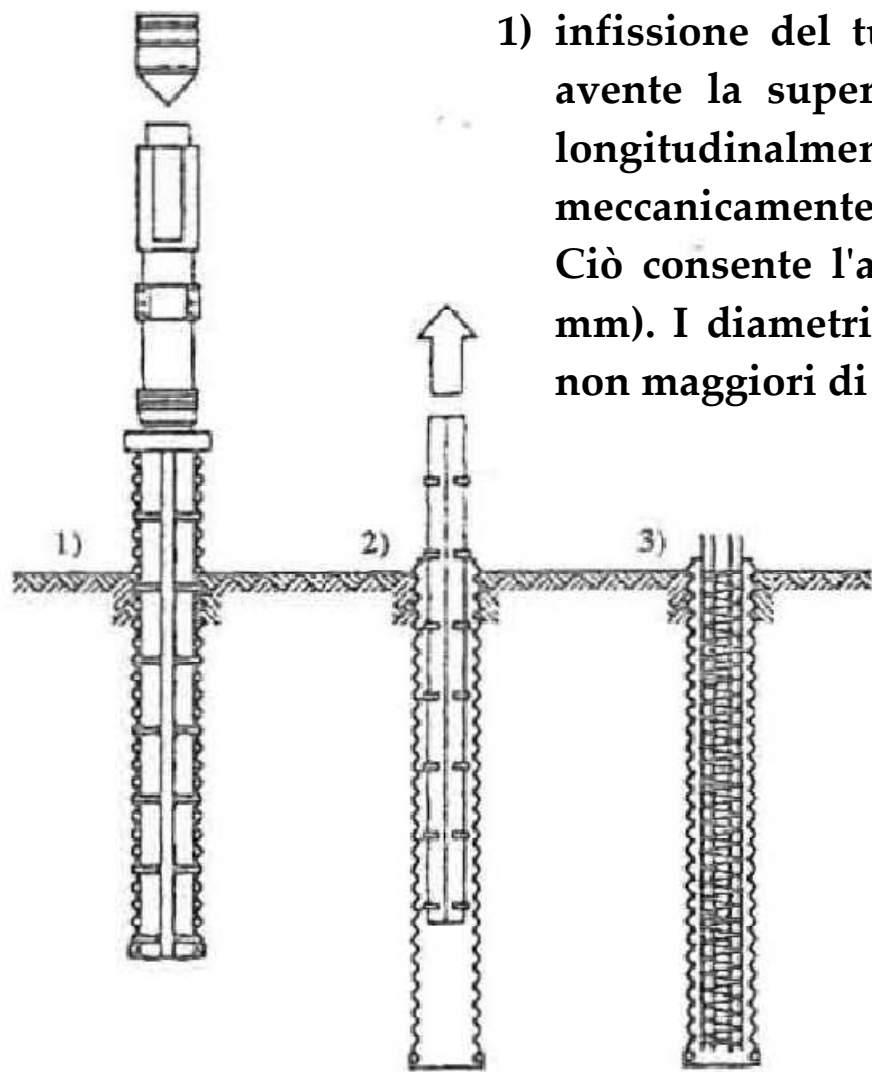


- infissione degli elementi tubolari in c.a. prefabbricati, infilati su di un'asta metallica (mandrino) dotata all'estremità inferiore di una puntazza in calcestruzzo a perdere.
- raggiunta la profondità richiesta, il mandrino viene estratto e nel foro centrale viene eseguito un getto in opera, previa installazione di una gabbia armatura.

Vantaggio: aggiungendo progressivamente gli elementi prefabbricati la lunghezza del palo può essere aumentata (ad es. quando in fase di messa in opera si constati che lo spessore di terreno alla punta ha caratteristiche meccaniche più scadenti di quanto l'indagine geotecnica avesse indicato)



Pali infissi **in cls costruito in opera: pali Lacòr**



1) infissione del tubo di lamierino ondulato tramite un mandrino avente la superficie esterna sagomata come il tubo, suddiviso longitudinalmente in due parti che vengono espanse meccanicamente in modo da aderire alle pareti interne del tubo. Ciò consente l'adozione di lamierini di ridotto spessore ($1,5 \div 3$ mm). I diametri più usuali sono di 30,5 e 35,6 cm, le lunghezze non maggiori di $25 \div 30$ m.

2) terminata l'infissione del tubo, contrazione ed estrazione del mandrino;

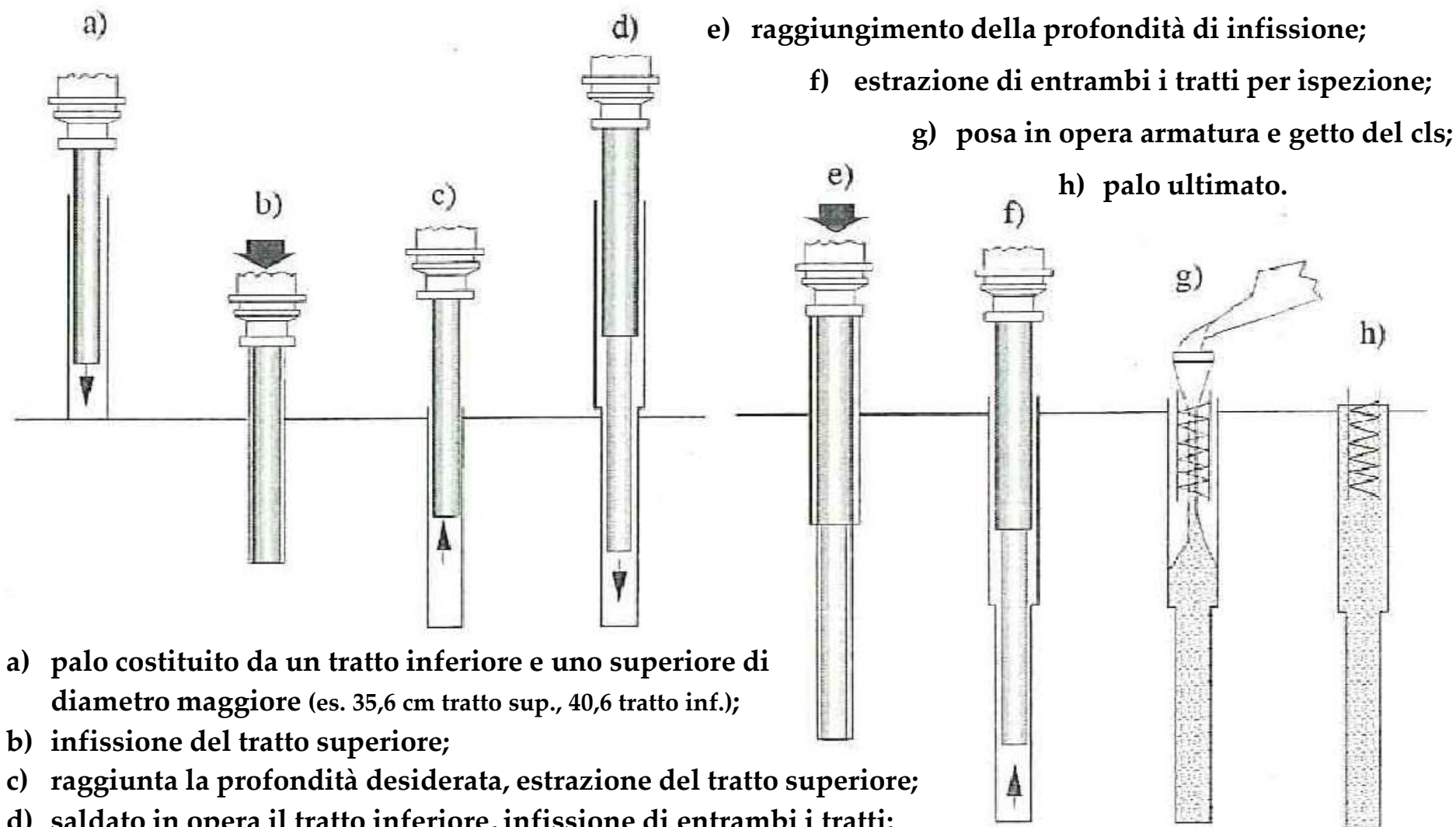
3) ispezionato il tubo, posa armatura e getto del calcestruzzo.

Vantaggi: notevoli doti di resistenza a compressione, trazione e flessione, facilità di trasporto, possibilità di sopportare elevati sforzi di infissione

Svantaggio: il tubo di lamierino a perdere costituisce un incremento dei costi

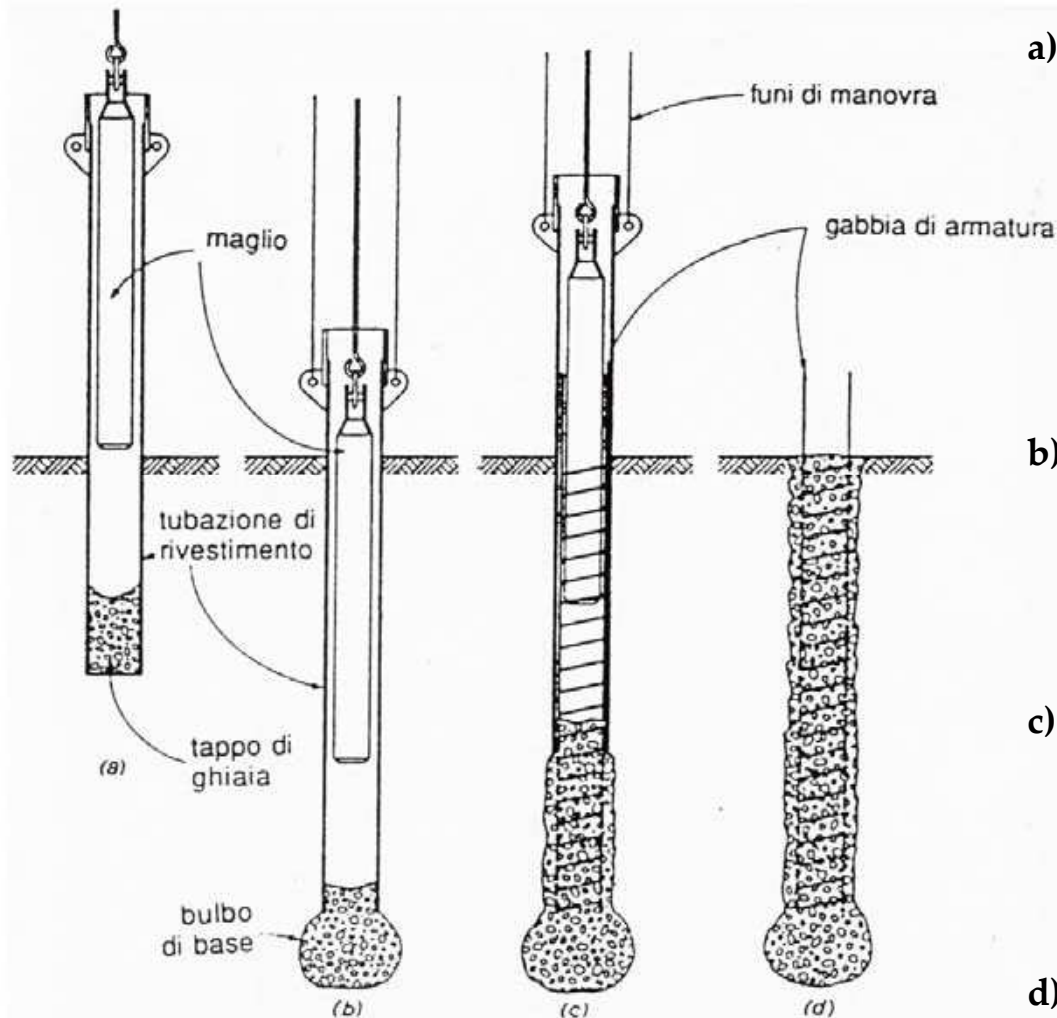


Pali infissi **in cls** costruito in opera: pali Multiton





Pali infissi in cls costruito in opera: pali Franki



- infissione del tubo tramite l'azione di un maglio all'interno del tubo su di un tappo di ghiaia che viene formato all'inizio dell'infissione al fondo della tubazione. Il tappo (altezza $2 \div 3$ diametri del tubo) viene fortemente addensato dall'azione del maglio ed aderisce alla tubazione, trascinandola con se nel terreno;
- raggiunta la profondità desiderata, la tubazione viene agganciata alla macchina operatrice; continuando ad azionare il maglio, si espelle gradualmente il tappo e, aggiungendo altro calcestruzzo, è possibile formare un bulbo di base;
- inserita la gabbia di armatura, si aggiunge un volume di cls, corrispondente ad un'altezza di $2 \div 3$ diametri del tubo, e si solleva il tubo stesso continuando ad azionare il maglio. Operazione delicata, rischio di interruzione del palo !!;
- ripetendo le operazioni di aggiunta di cls e estrazione del tubo, ottiene il palo ultimato.

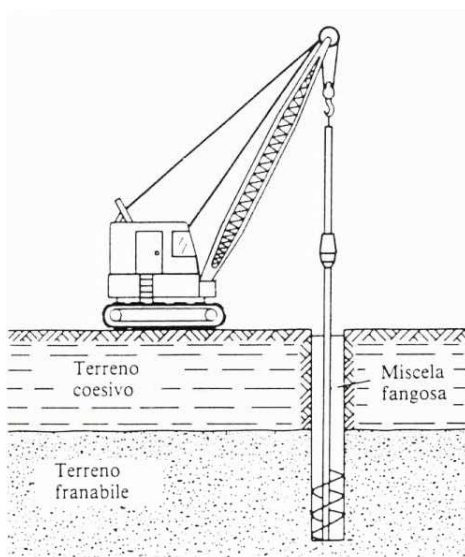


Pali trivellati: tecniche di scavo e modalità di sostegno dello scavo

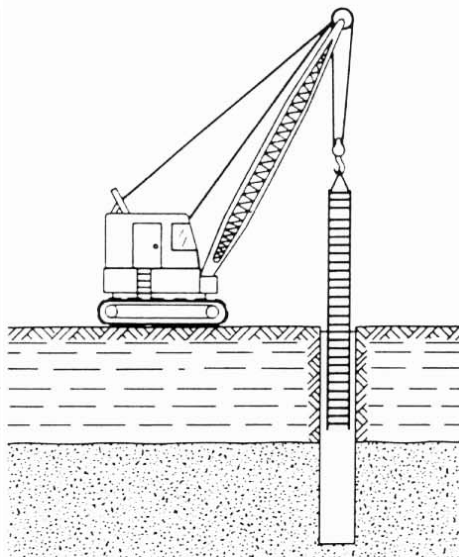
<i>SISTEMA DI PERFORAZIONE</i>		<i>DIAMETRO DEL FORO</i>	<i>TIPO DI TERRENO</i>
A percussione (in genere con rivestimento metallico del foro)	Con sonda a valvola (curetta) e foro rivestito con tubazione metallica.	≤ 60 cm	Tutti, esclusa la roccia lapidea in banchi. Impiego di scalpello per attraversare sottili stratificazioni lapidee o trovanti. Sconsigliabile per sabbie in falda.
	Con benna a ganasce e foro rivestito con tubazione metallica, o scoperto ma pieno di fango.	≥ 40 cm	Come sopra, ma con maggiori possibilità di superare strati lapidei e trovanti senza ricorrere allo scalpello.
	Con scalpello e circolazione diretta di fango.	≤ 50 cm	Tutti, anche in falda, purché non eccessivamente permeabili. Esclusa solo la roccia lapidea in banchi.
A rotazione (in genere senza rivestimento metallico del foro)	Con trivella a spirale (auger) o secchione (bucket) e foro scoperto	qualsiasi	Sabbio-limoso, in assenza di falda, ovvero limoso e argilloso, anche in falda, purché esente da trovanti
	Con carotiere aperto e foro scoperto.	qualsiasi	Come sopra, anche con trovanti; in più, roccia lapidea
	Con secchione (bucket) e foro scoperto ma pieno di fango.	qualsiasi	Tutti, anche in falda, esclusa solo la roccia lapidea in banchi o trovanti.
	Con carotiere aperto e foro scoperto ma pieno di fango.	qualsiasi	Limosi e argillosi, anche con trovanti e in falda.
	A distruzione di nucleo e circolazione diretta di fango.	≤ 50 cm	Tutti, anche in falda, purché non eccessivamente permeabili.
	A distruzione di nucleo e circolazione inversa di fango	≥ 50 cm	Come sopra.
	Con carotiere aperto e contemporaneo rivestimento metallico del foro	≤ 25 cm	Tutti, anche in falda.



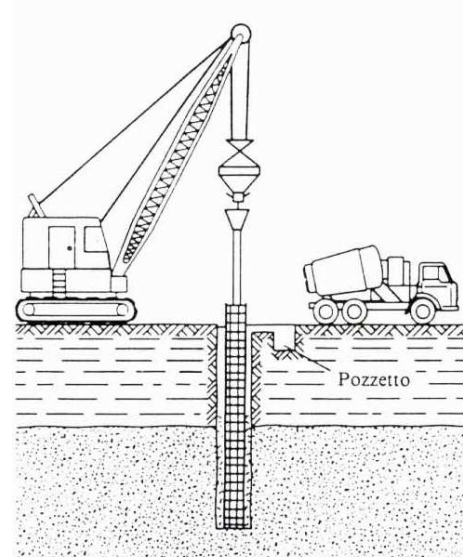
Pali trivellati con uso di miscela bentonitica e tubo convogliatore



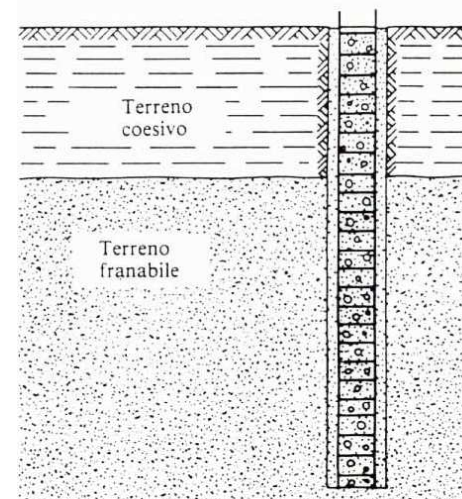
perforazione del terreno franabile e contemporanea aggiunta di **miscela bentonitica** nella quantità necessaria a mantenere un carico piezometrico sufficiente.



raggiunta alla profondità richiesta, estrazione della trivella e posa in opera della gabbia formata dalle armature metalliche;



montaggio della tramoggia, e getto con **tubo convogliatore**. Il fango che viene sospinto fuori dal foro viene raccolto in un pozzetto;



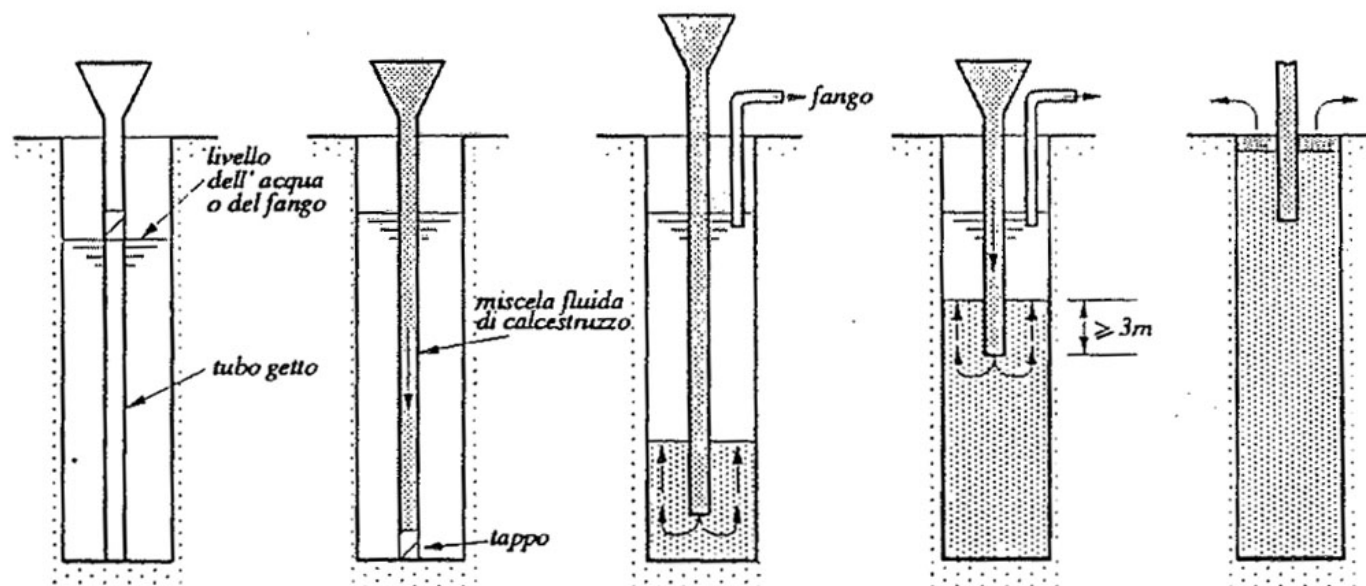
palo ultimato



Pali trivellati **con uso di miscela bentonitica e tubo convogliatore**

Il getto di calcestruzzo può essere eseguito:

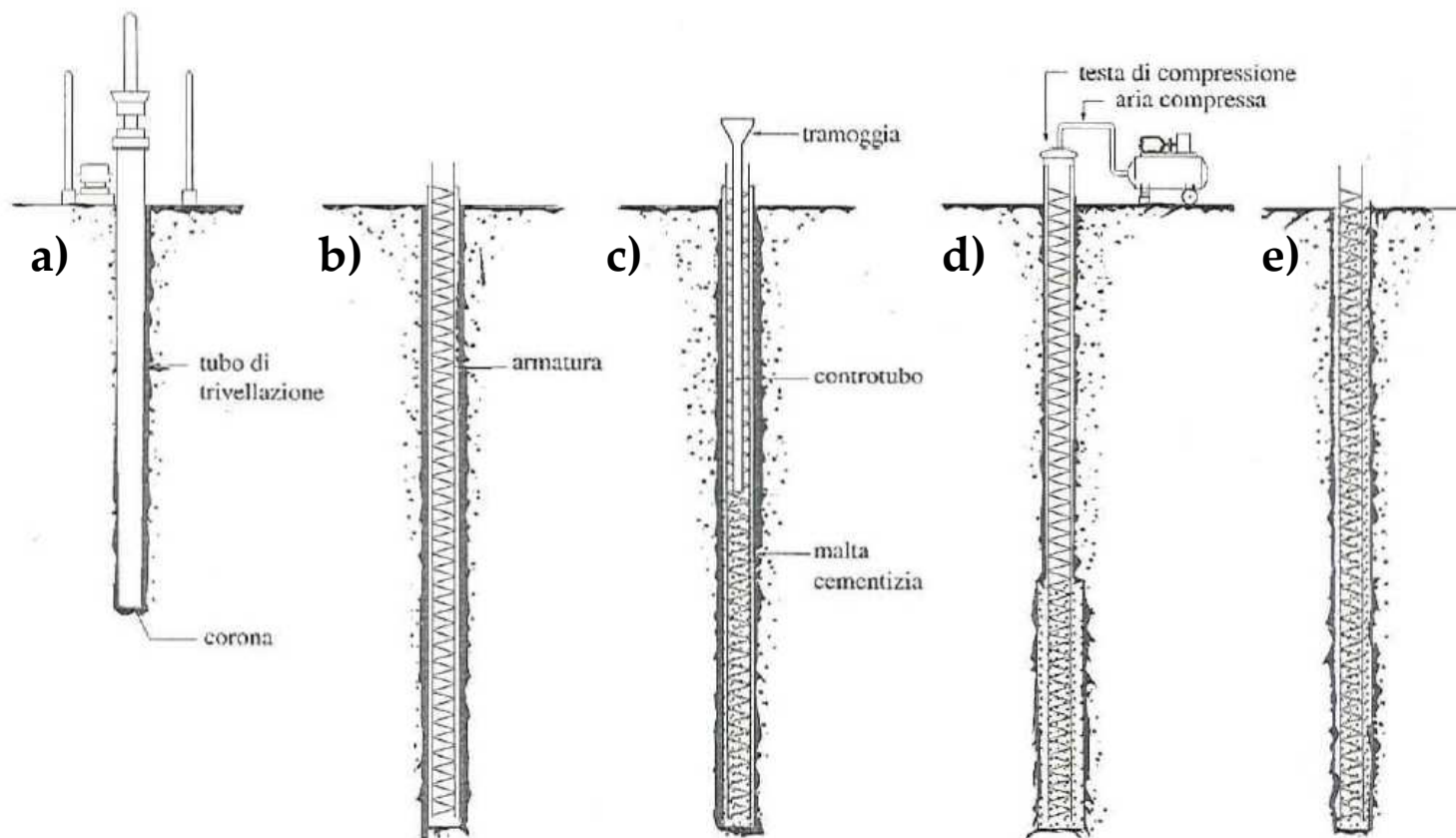
- dall'alto con un corto tubo verticale con funzione di guida,
nel caso di foro asciutto e completamente rivestito
(tipico per pali infissi costruiti in opera e pali trivellati tubati con assenza di acqua nel foro);
- dal basso con tubo convogliatore o tubo getto (*sistema contractor*)
(tipico per pali trivellati non tubati o in presenza di acqua nel foro);





Micropalo tipo Radice: vantaggi e sequenze esecutive

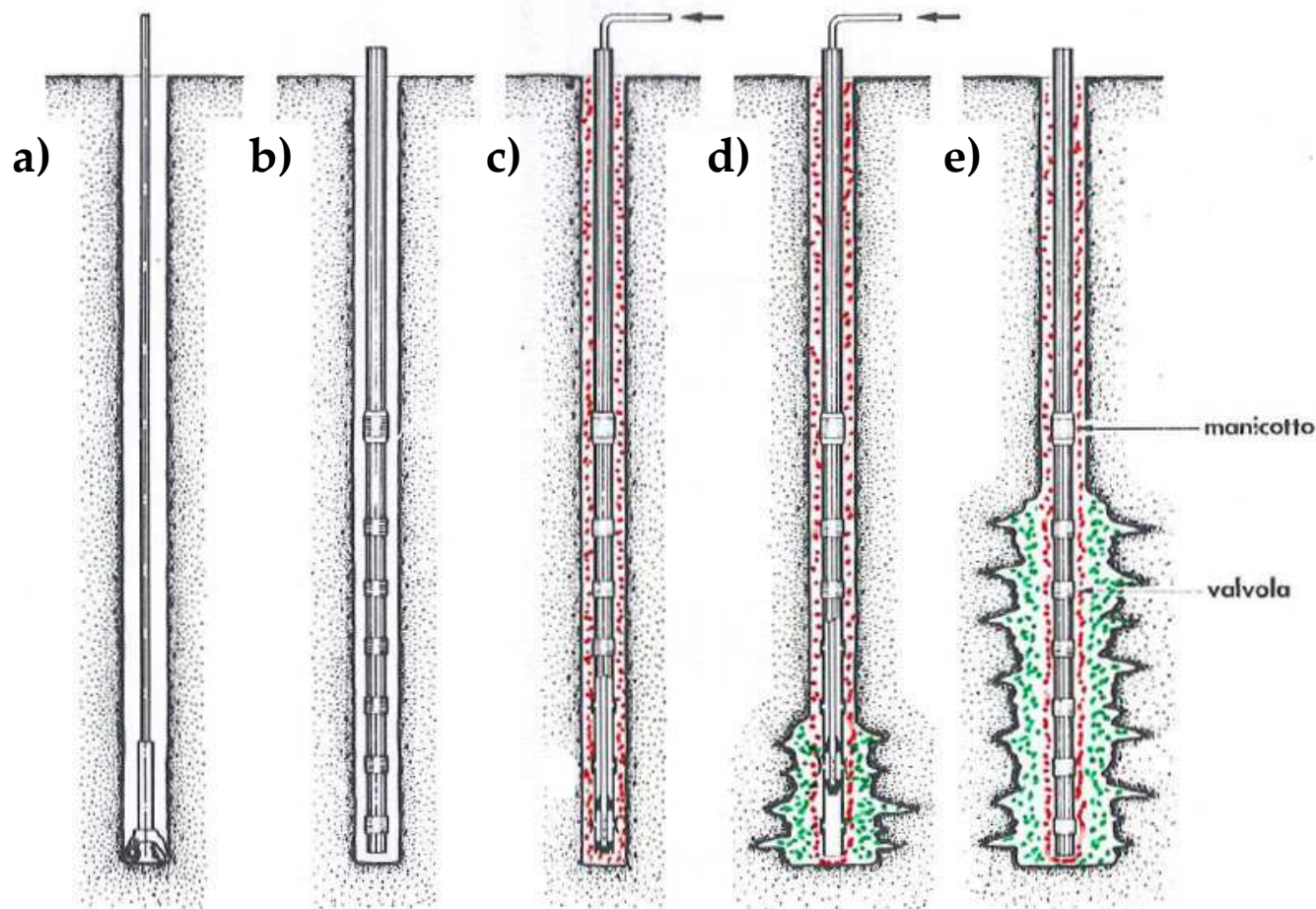
Vantaggi: 1) possibilità di operare con attrezzature di ingombro e peso molto ridotti; 2) possibilità di realizzare pali con forte inclinazione sulla verticale; 3) possibilità di garantire elevata resistenza a trazione;



a) perforazione; b) collocazione dell'armatura; c) riempimento con malta a mezzo tramoggia e controtubo; d) estrazione della tubazione di perforazione e compressione del getto; e) palo ultimato.



Micropalo **tipo Tubfix**: sequenze esecutive



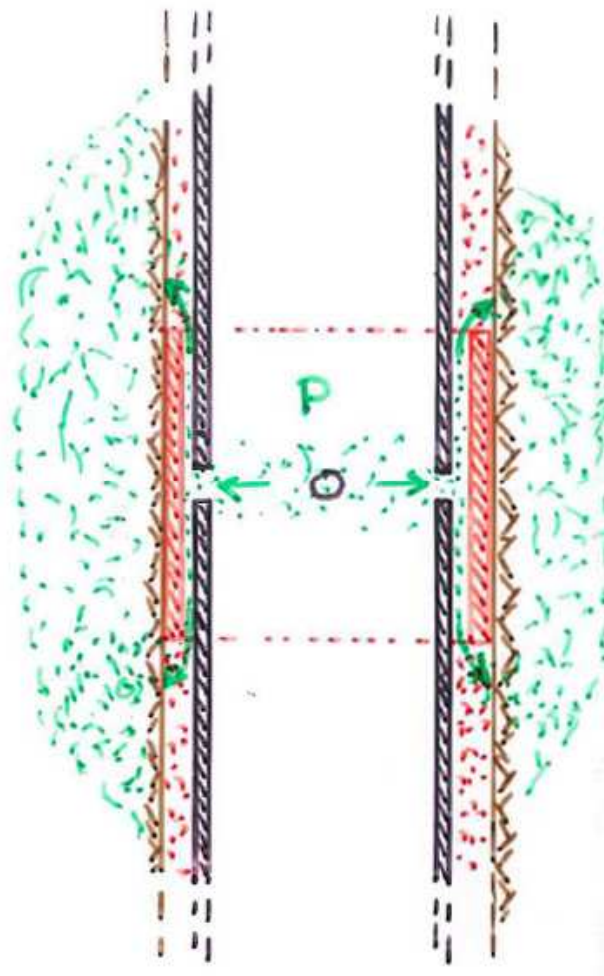
a) perforazione; b) collocazione del *tube à manchettes*; c) iniezione di una miscela di cemento attraverso la valvola più profonda (iniezione di guaina; d) iniezioni di "bulbo" in più riprese; e) palo ultimato.



Micropalo tipo Tubfix: **sequenze esecutive**



**condizione micropalo a
iniezione di guaina eseguita**

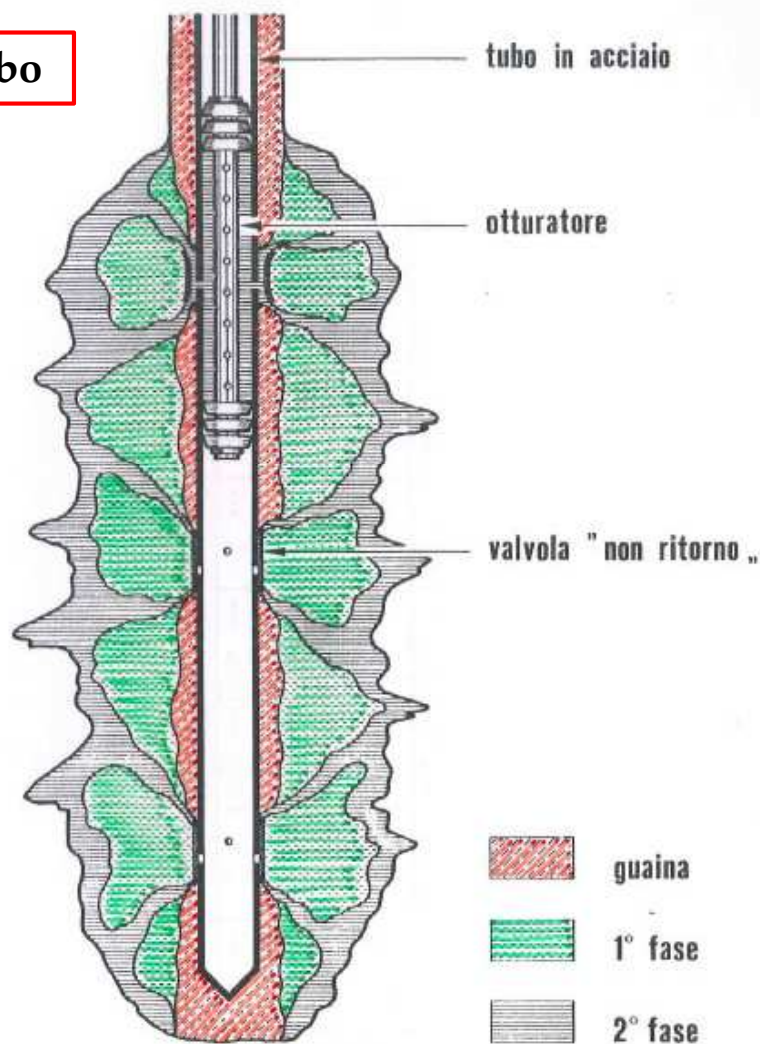


**condizione micropalo a
iniezione di "bulbo" eseguita**



Micropalo tipo Tubfix: **sequenze esecutive**

Formazione del bulbo





Micropalo tipo Tubfix: **sequenze esecutive**



Introduzione nel foro di un tubo di acciaio di forte spessore munito di fori con valvole di non ritorno (tube à manchettes) disposte ad interasse di $30 \div 50$ cm in corrispondenza degli strati di terreno ai quali si intende trasmettere i carichi.

Corso di aggiornamento professionale: Progettazione geotecnica secondo le NTC 2008
Pistoia, 27 maggio 2011

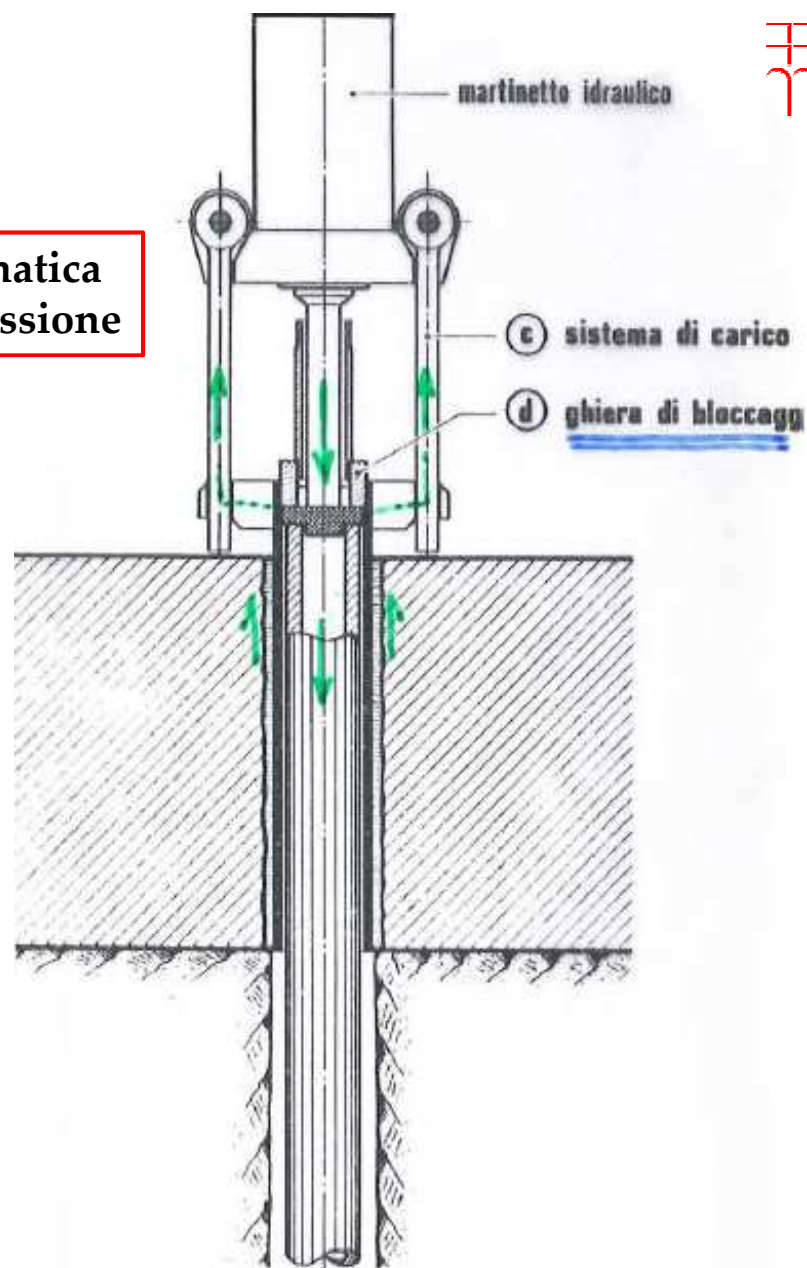
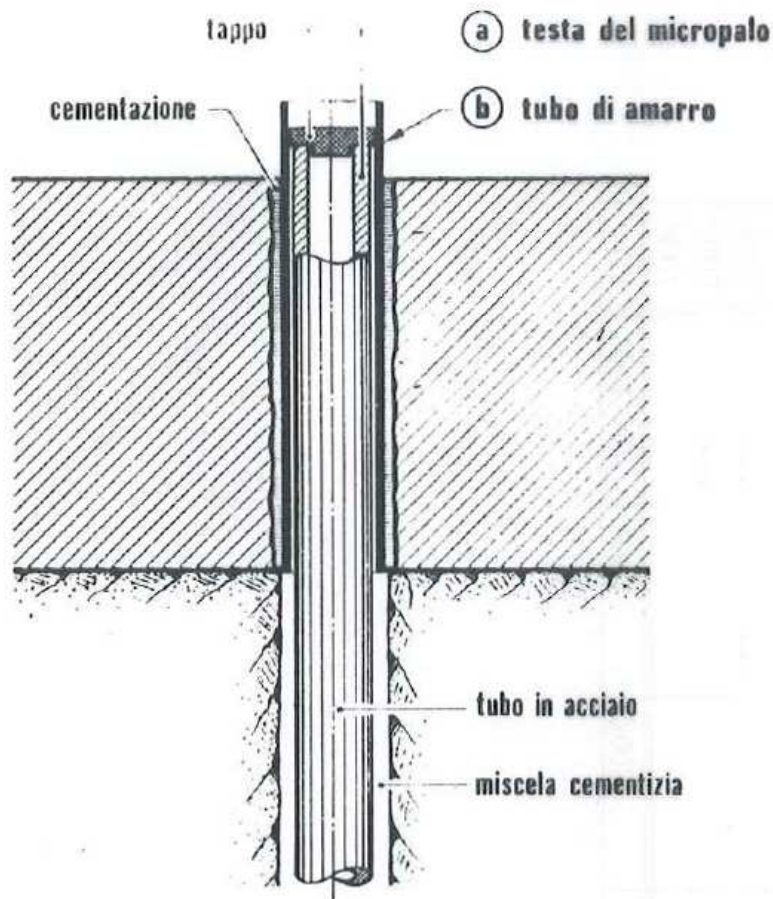


Iniezione di una miscela di cemento attraverso la valvola più profonda (iniezione di guaina).



Micropalo tipo Tubfix: **precompressione**

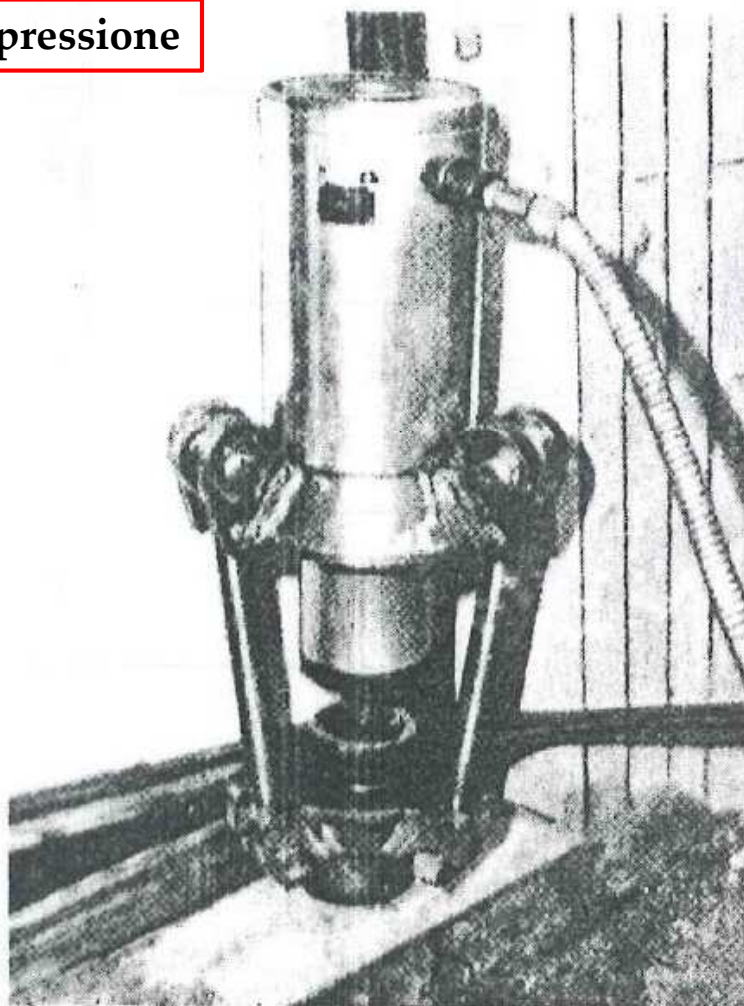
Rappresentazione schematica del sistema di precompressione





Micropalo tipo Tubfix: **precompressione**

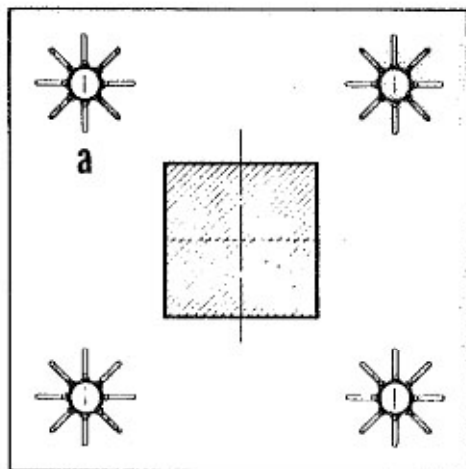
Attrezzatura di precompressione



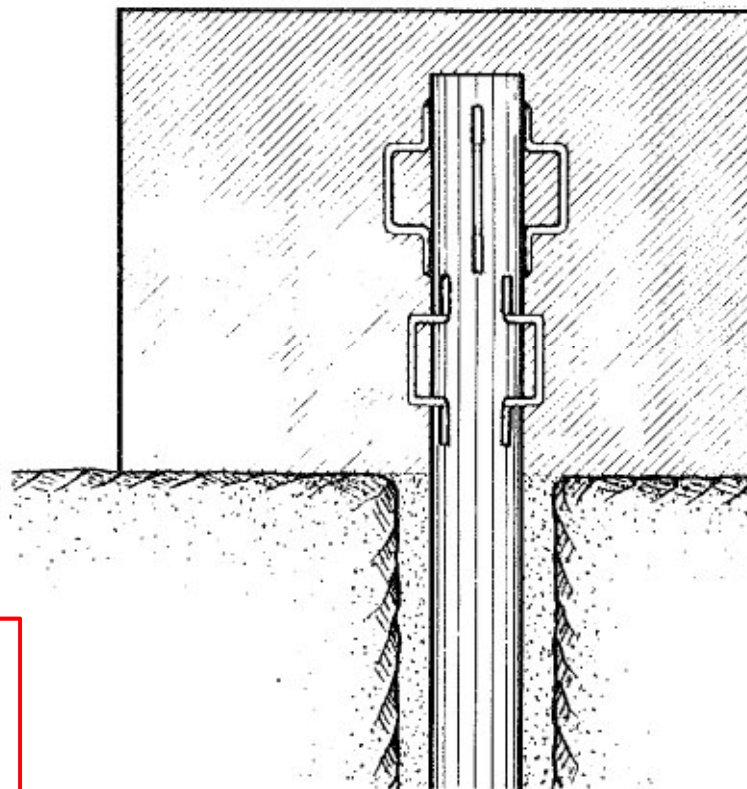


Micropalo tipo Tubfix: **applicazioni**

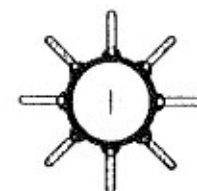
pianta plinto con ubicazione micropali



particolare del micropalo



Collegamento dei micropali tipo Tubfix a strutture in c.a. mediante staffe saldate al tubo di armatura



pianta



Micropalo tipo Tubfix: **applicazioni**



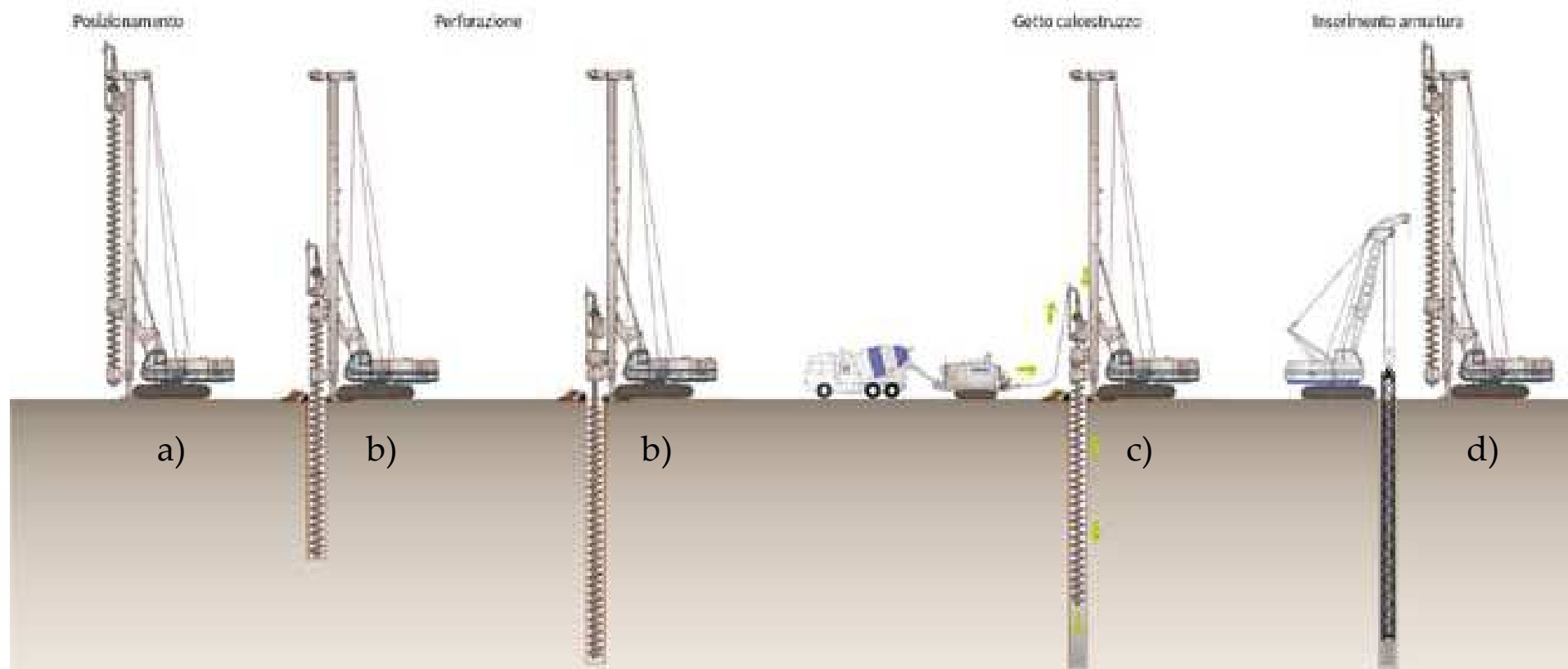
Sistema fondale in micropali tipo Tubfix



Paratia in micropali tipo Tubfix



Pali trivellati a elica continua: sequenze esecutive



a) Posizionamento:

l'attrezzatura viene movimentata centrando la punta dell'elica nella posizione teorica del palo, indicata sul piano di lavoro tramite un picchetto. La verticalità è controllata con livelli a bolla oppure con fili a piombo localizzati su due assi reciprocamente perpendicolari.



Pali trivellati a elica continua: **sequenze esecutive**

b) Perforazione:

la perforazione si esegue mediante un utensile costituito da un piatto in acciaio elicoidale, munito in corrispondenza dell'estremità inferiore di denti che ne facilitano la penetrazione nel terreno. All'elica è saldato un'asta cava centrale, dotata di una puntazza collocata al suo estremo inferiore che impedisce l'ingresso di terreno nella cavità centrale.

La perforazione consiste nel fare penetrare l'elica nel terreno mediante l'azione combinata di una coppia torcente e di sforzo assiale idonea a vincere la resistenza del terreno e a sostenere le pareti dello scavo. L'utensile, avanzando, sposta lateralmente il terreno provocando un effetto di addensamento e costipazione del terreno nell'intorno del palo stesso



denti che facilitano la penetrazione dell'elica nel terreno.





Pali trivellati a elica continua: **sequenze esecutive**

c) Getto del cls ed estrazione dell'elica:

Il getto del cls avviene attraverso l'asta cava centrale.

Getto del cls preliminare:

posizionata la puntazza alla profondità richiesta il calcestruzzo viene pompato all'interno della batteria ad una pressione di circa 2 bars e la trivella viene sollevata di alcuni centimetri; la pressione raggiunta comporta l'espulsione della puntazza ed il riempimento dello spazio sottostante.

Getto del cls a regime:

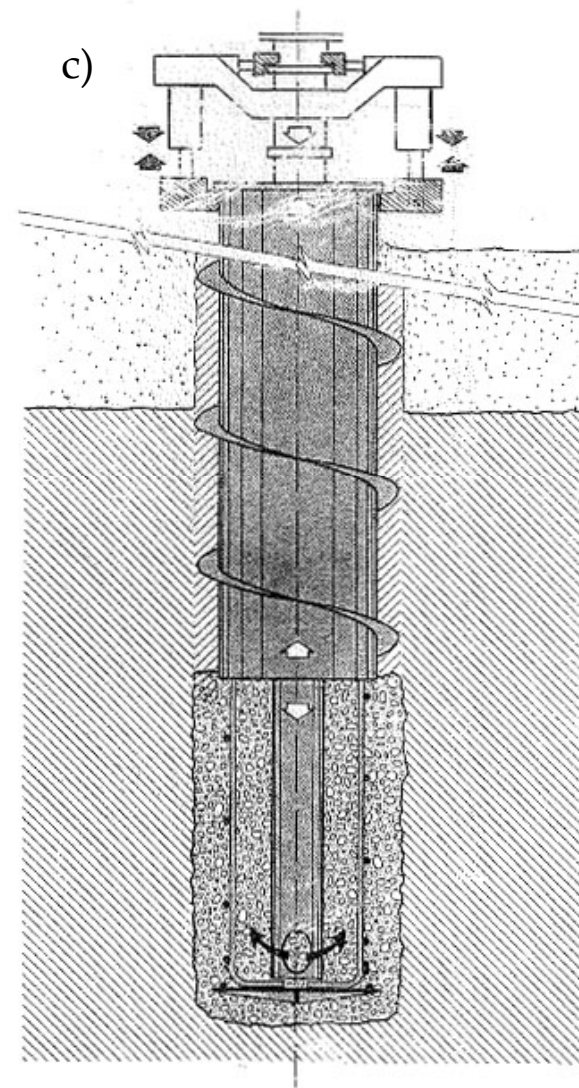
la pressione si riduce a 1 - 1,5 bars e contribuisce al sollevamento dell'elica e del terreno presente sulle sue spire; mentre il cls occupa progressivamente la cavità realizzata.

Estrazione dell'elica:

Contemporaneamente l'elica risale in modo lento e regolare senza ruotare continuando a sostenere lo scavo al di sopra del livello del cls gettato.

Il getto terminerà a livello del piano di lavoro quando l'estrazione dell'elica è completato..

Accorgimento: è necessario che il getto del cls cominci solo quando sia assicurata la fornitura del calcestruzzo necessario al completamento dell'intero getto, per garantire la formazione del palo in un'unica fase di getto.





Pali trivellati a elica continua: **sequenze esecutive**

d) Inserimento della gabbia di armatura:

la gabbia viene sollevata da una apposita gru agganciandola con le funi per mezzo di un bilancino per evitare un eccessivo sforzo localizzato. Una volta che l'armatura è in posizione verticale, la discesa deve avvenire lentamente per evitare danni ai distanziatori.

Accorgimento: la posa in opera della gabbia successiva al getto di cls, obbliga a ricorrere a cls di classe S5 (slump $22 \div 25$) per pali profondi fino a 16 m. Per profondità maggiori si raccomanda l'impiego di calcestruzzi autocompattanti (SCC). I componenti del *mix design* devono comunque essere valutato con attenzione caso per caso.

In conclusione

Vantaggi: i pali trivellati con elica continua sintetizzano i pregi dei pali infissi senza asportazione di terreno e la versatilità di applicazione dei pali trivellati.

Rispetto ai pali trivellati: sensibile riduzione della decompressione del terreno; l'assenza di fango bentonitico di perforazione o di tubi forma (lo scavo è sostenuto dall'elica continua) e il ridotto volume di terreno portato in superficie dall'elica, riduce la quantità di materiale da portare a discarica;

Rispetto ai pali battuti: assenza di scosse e vibrazioni, consentendo di operare in centri urbani grazie anche al minimo disturbo arrecato dalla lavorazione, in quanto l'unico rumore causato è quello del motore diesel delle attrezzature.





Pali trivellati a elica continua: **velocità di avanzamento**

Volume di terreno dislocato in un tempo Δt :

$$V_d = \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2 \cdot v \cdot \Delta t \quad \text{con } v: \text{velocità di avanzamento}$$

Volume di terreno asportato dalla coclea e portato in superficie:

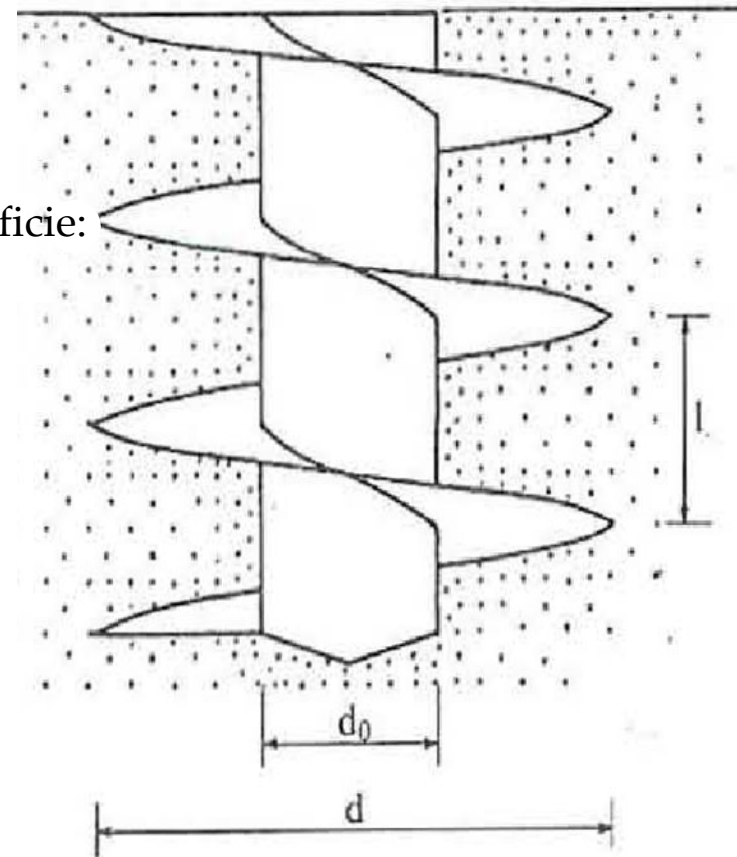
$$V_a = \frac{\pi}{4} \cdot (d^2 - d_0^2) \cdot (n \cdot l - v) \cdot \Delta t \quad \text{con } n \text{ velocità di rotazione}$$

- Se $v = n \cdot l$, il volume asportato risulta nullo: l'elica si avvita nel terreno senza alcuna asportazione di materiale;
- Se, all'altro estremo, $v = 0$, l'elica gira senza avanzare e funziona come una coclea asportando con continuità terreno;

Perché l'effetto netto risulti di compressione,

$$\text{deve aversi } V_d \geq V_a \text{ e quindi: } v \geq n \cdot l \cdot \left(l - \frac{d_0^2}{d^2} \right)$$

Il rapporto $\frac{d_0^2}{d^2}$ è compreso tra 0,6 e 0,7 circa.





Quali metodi posso utilizzare per il calcolo della capacità portante

Rif. norm. §C6.4.3.1 e §6.4.3.1.1

1) Metodi di calcolo analitici basati su:

- a) formule statiche contenenti i valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- b) correlazioni empiriche con i risultati di prove penetrometriche o pressiometriche (poco diffuse).

Permettono la determinazione di $R_{TOT} = R_{cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal}$

I risultati delle prove penetrometriche costituiscono quindi i dati di partenza di entrambi i metodi di calcolo

2) Metodi di determinazione diretta basati su:

- a) prove di carico di progetto su pali pilota non utilizzabili nell'opera.
- b) prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione su pali pilota (poco diffuse);

L'elaborazione di una o più prove di carico di progetto permette la determinazione di $R_{TOT} = R_m$

3) Metodo di calcolo basati su formule dinamiche che esprimono la capacità portante in funzione della energia necessaria a infiggere il palo;

In realtà la NTC '08 non comprende, opportunamente, le formule dinamiche nei metodi di calcolo di R_{TOT} : Come si vedrà in seguito tali formule sono in effetti affidabili esclusivamente per un calcolo di controllo (verifica) della palificata, e non per un calcolo di progetto della capacità portante.



Schema per il calcolo della capacità portante per carichi assiali

Resistenza del palo isolato alla penetrazione, $R_{TOT} = R_S + R_P$, funzione di:

- tensioni tangenziali τ_s (di risultante R_S) di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale;
- tensioni di compressione alla base (di risultante R_P).

Si applichi un carico verticale N_C alla testa del palo:

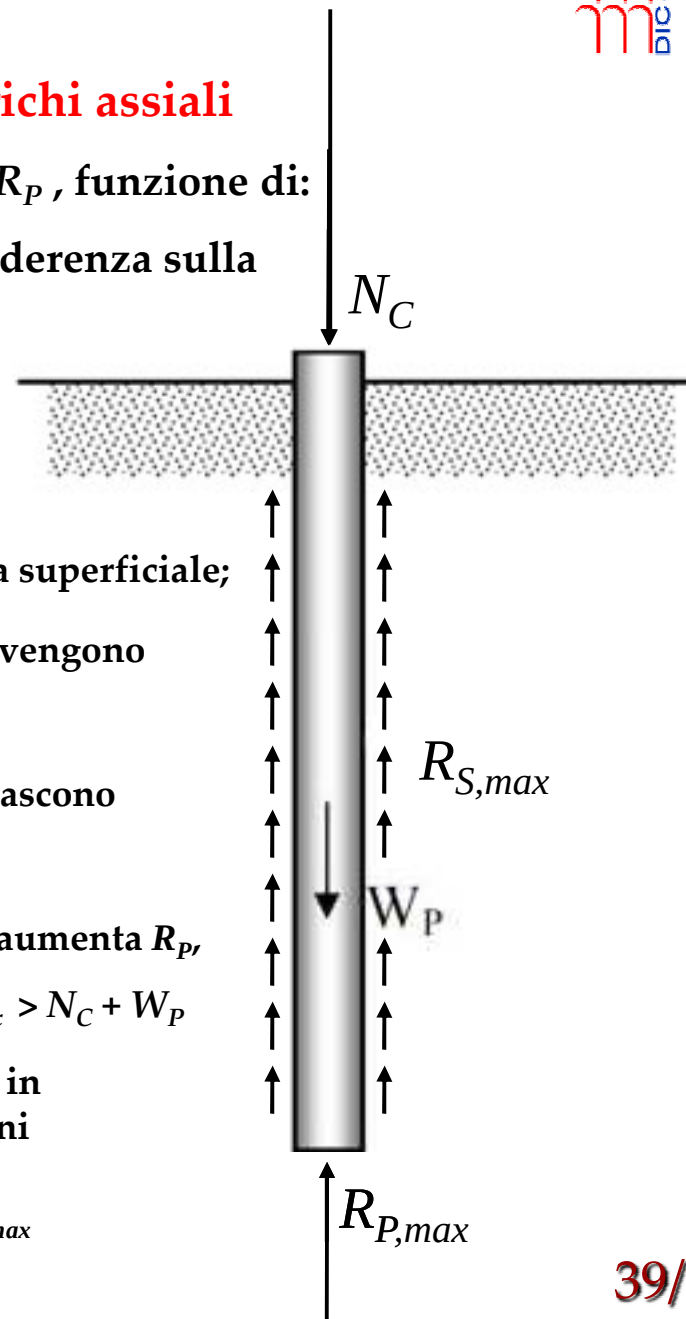
- 1) Se il carico è piccolo, l'equilibrio è garantito solo da τ_s nella zona superficiale;
- 2) all'aumentare di N_C , R_S cresce e si sposta verso il basso, poiché vengono interessati anche i livelli di terreno più profondi.
- 3) all'aumentare di N_C , comincia a traslare anche la base e quindi nascono tensioni di compressione alla base, ovvero R_P .
- 4) All'aumentare di N_C , R_S non cresce più (e semmai decresce), ma aumenta R_P , fino alle condizioni di equilibrio ultime: verifica, $R_{S,max} + R_{P,max} > N_C + W_P$

Nota bene: $R_S = R_{S,max}$ per $w_p = 6-10$ mm

$R_P = R_{P,max}$ per $w_p = 0,08 D$ (pali infissi)

$w_p = 0,25 D$ (pali trivellati)

In genere in
condizioni
limite
 $R_P < R_{P,max}$





Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Ipotesi:

- 1) Terreno con legame rigido-plastico in condizioni di equilibrio limite;
- 2) La resistenza e la rigidezza del palo sono ∞ rispetto a quella del terreno ($\Rightarrow$ no stato limite ultimo strutturale);
- 3) I termini R_s e R_p non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente (in realtà R_p dipende anche da un certo spessore di terreno soprastante la punta)

Per semplicità della trattazione:

- 4) Terreno omogeneo (ipotesi mai verificata);

Calcolo di R_s : $R_s = \pi \cdot D \int_0^L \tau_s \cdot dz = \pi \cdot D \cdot \tau_s \cdot L$ (Eq. 1) la difficoltà sta nella determinazione di τ_s

Calcolo di R_p : $R_p = A_p \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q_p \cdot N_q \right)$ (Eq. 2) come per le fondazioni superficiali,

ma per i pali i coefficienti di capacità portante sono maggiori perché maggiore è il volume coinvolto nella rottura.

Il termine in γ è piccolo rispetto agli altri ed è quindi trascurato.

La difficoltà sta nella determinazione dei coefficienti di capacità portante N_c e N_q .



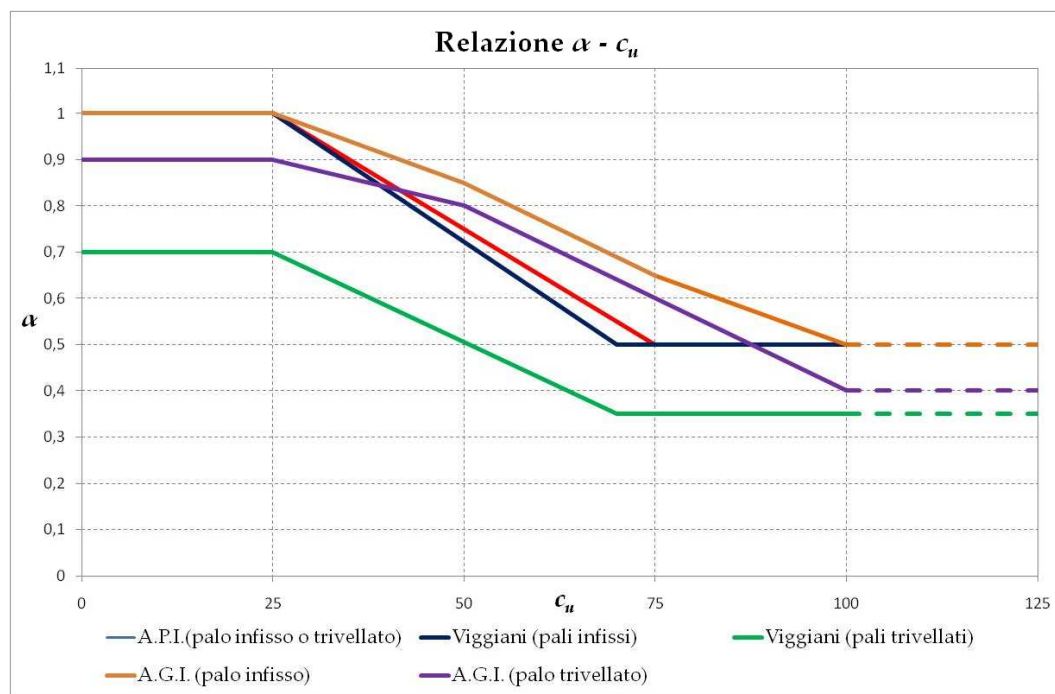
Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Schema limite 1: terreno coesivo saturo

Stima di R_S in condizioni a breve termine non drenate, tramite *metodo α*
Stima di R_S in condizioni a lungo termine drenate, tramite *metodo β* } $R_S = \min(R_{S,\alpha} ; R_{S,\beta})$

Metodo α : condizioni non drenate

$\tau_s = \alpha \cdot c_u \Rightarrow$ Con c_u resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato

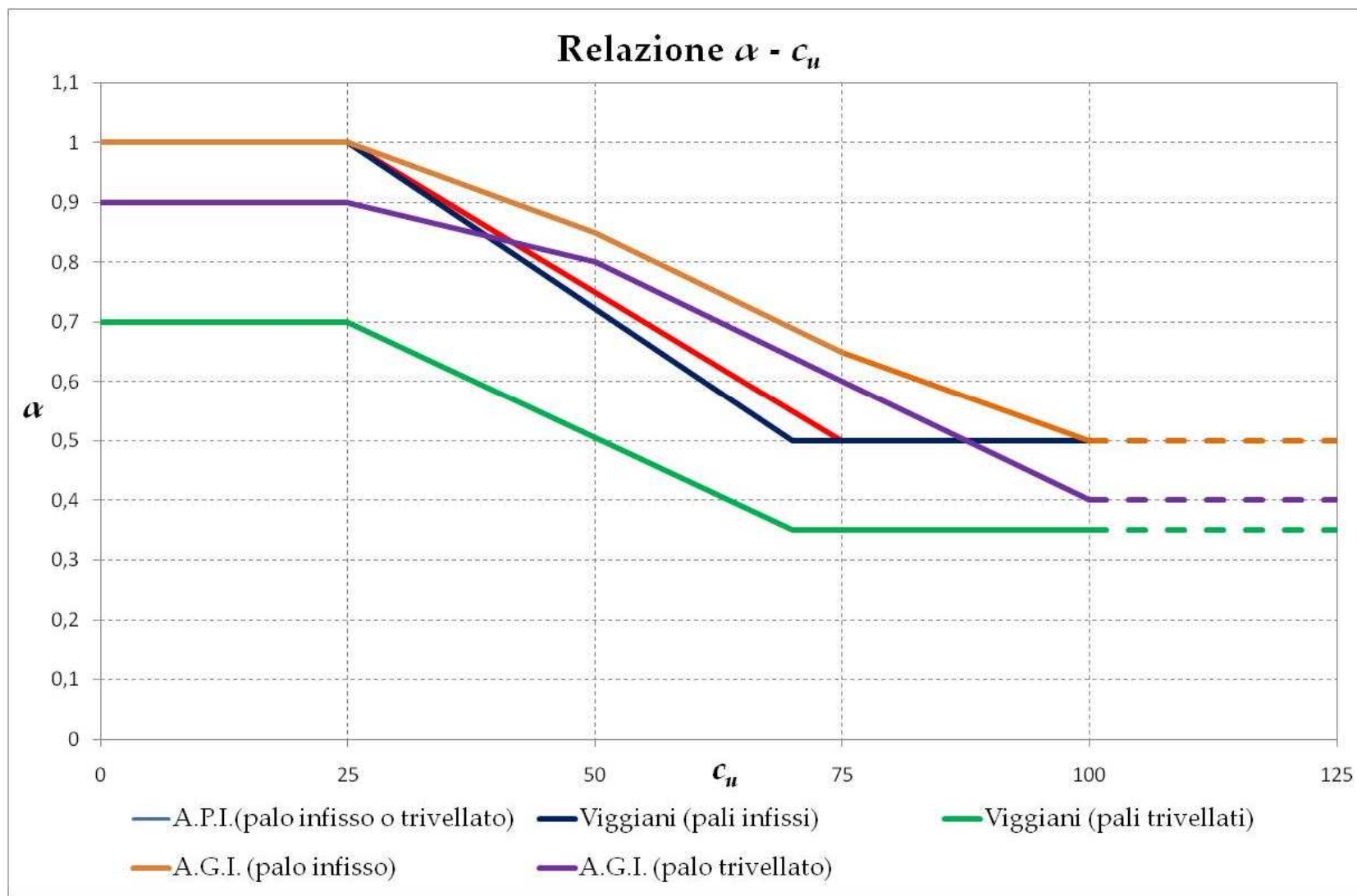


α è un coeff. empirico di aderenza che

- dipende principalmente:
 - o dal valore di c_u ;
 - o dal metodo di costruzione del palo;
- e più marginalmente:
 - o dal tipo di terreno;
 - o dal tempo;
 - o dalla profondità;
 - o dal cedimento del palo.



Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**





Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Metodo β : condizioni drenate

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_h$$

$$\Rightarrow \beta = K \cdot \tan \delta$$

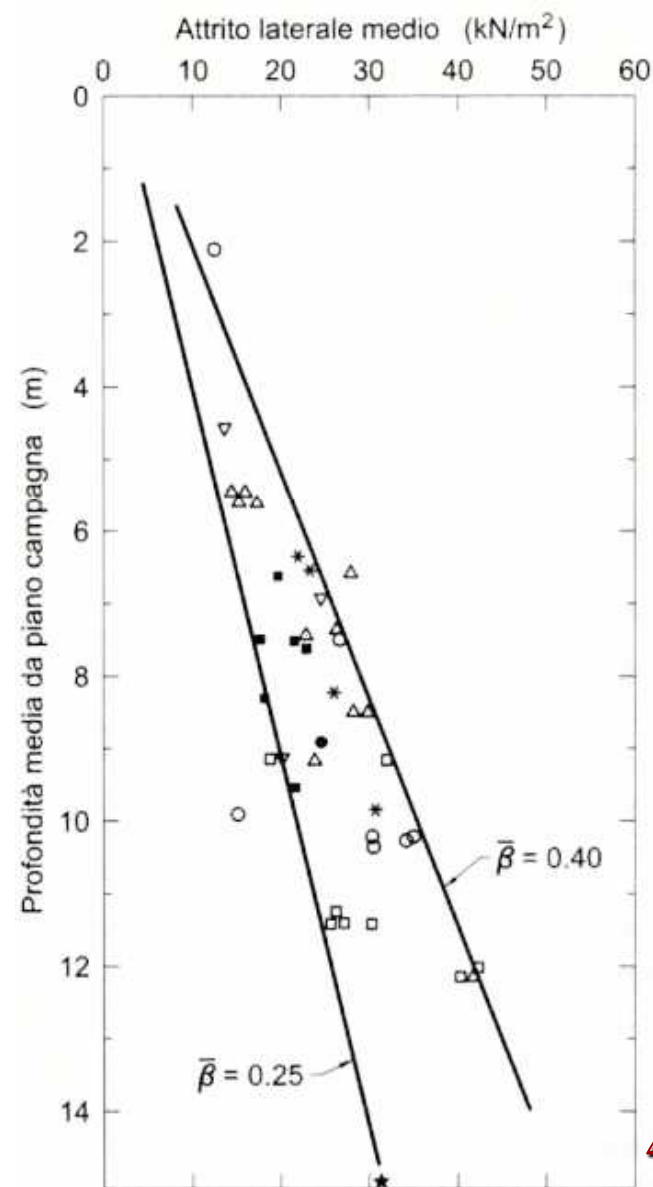
con: K coefficiente di spinta;

δ angolo di attrito palo terreno;

Il valore di β è stimata tramite una
interpretazione cautelativa di misurazioni
su casi reali:

1) per pali infissi in terreno coesivo NC: $\beta \cong 0,25 \div 0,40$

$\Rightarrow$ cautelativamente: $\beta = 0,30$





Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Metodo β : condizioni drenate

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_h$$

$$\Rightarrow \beta = K \cdot \tan \delta$$

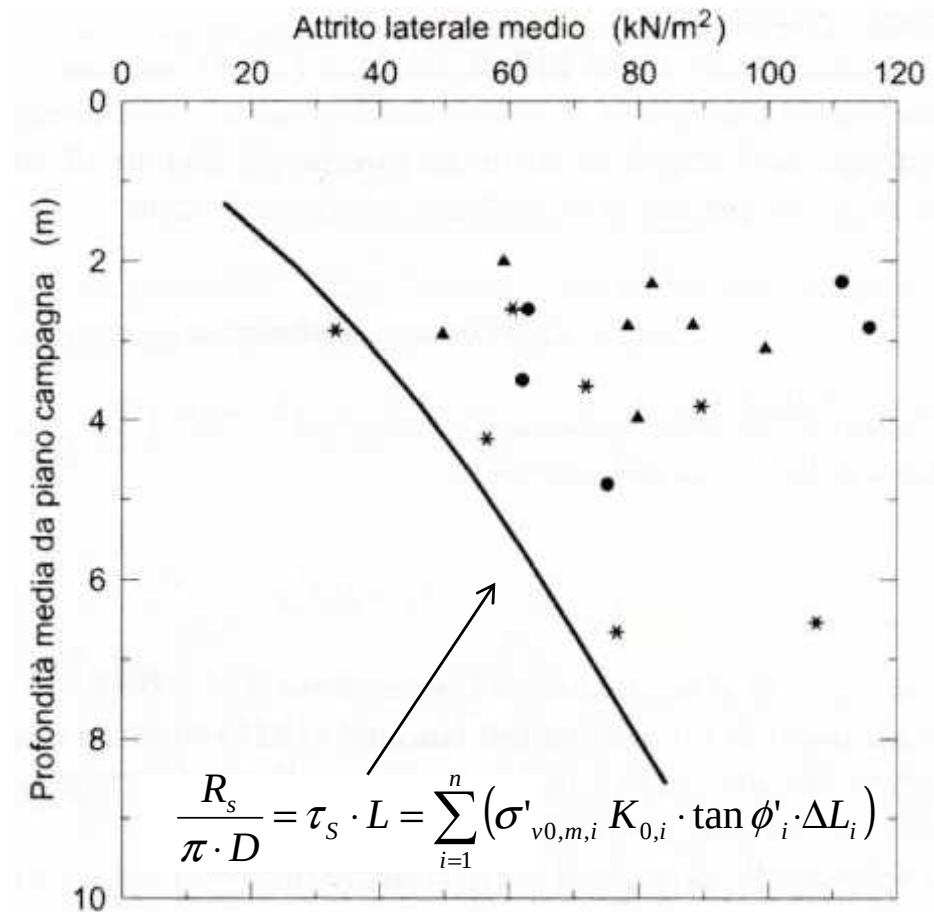
con: K coefficiente di spinta;

δ angolo di attrito palo terreno;

Il valore di β è stimata tramite una interpretazione cautelativa di misurazioni su casi reali:

2) per pali infissi in terreno coesivo OC:

$$\beta \cong K_0 \cdot \tan \phi'$$





Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Metodo β : condizioni drenate

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_h$$

$$\Rightarrow \beta = K \cdot \tan \delta$$

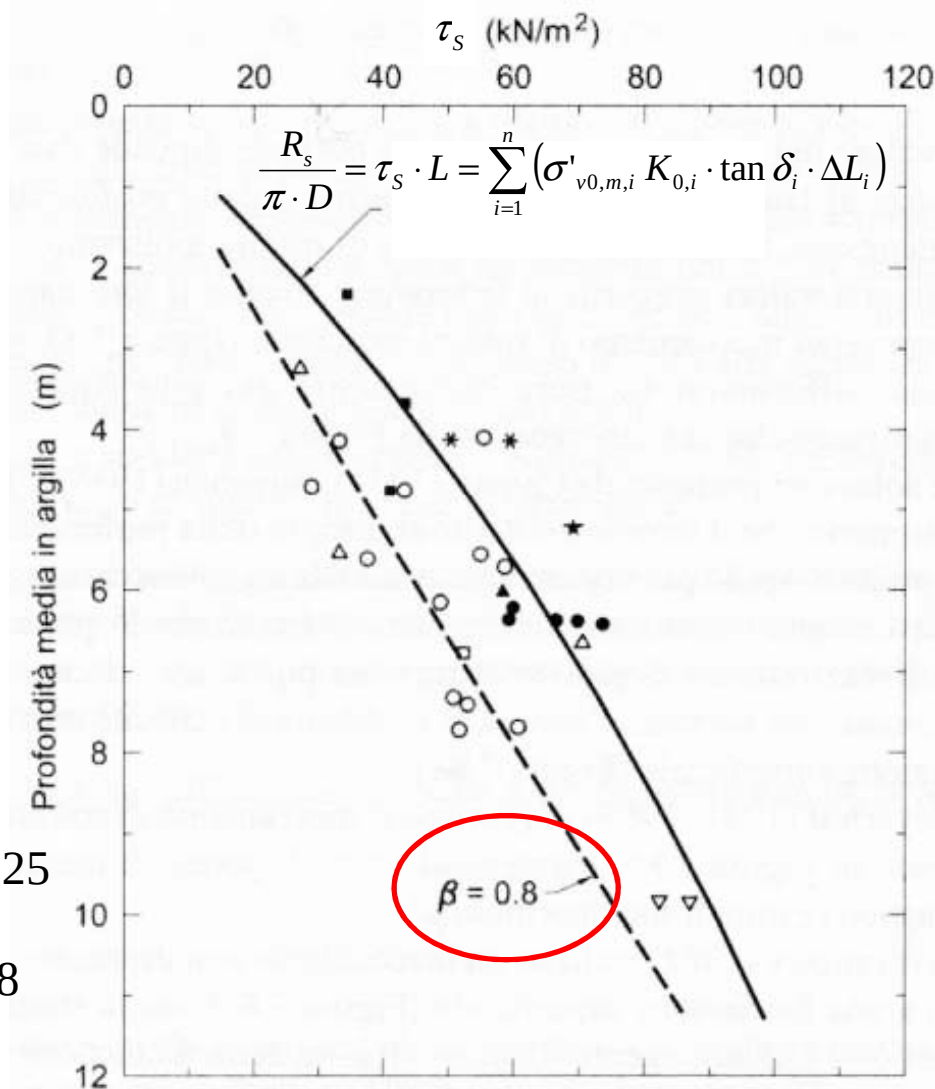
con: K coefficiente di spinta;

δ angolo di attrito palo terreno;

Il valore di β è stimata tramite una interpretazione cautelativa di misurazioni su casi reali:

3) per pali trivellati in terreno coesivo NC: $\beta = 0,25$

4) per pali trivellati in terreno coesivo OC: $\beta = 0,8$
(vedi figura a fianco)





Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Stima di R_p tramite la Eq. 2 valida in condizioni non drenate;

$$R_p = A_p \cdot c_u \cdot N_C + A_p \cdot q_p \cdot 1 = A_p \cdot c_u \cdot N_C + A_p \cdot \sigma_{v0,P}$$

Poiché:

Il termine $A_p \cdot \sigma_{v0,P}$ e il peso proprio del palo W sono trascurati poiché quasi si compensano;

Il valore di N_C è assunto pari a 9 (ricorda: per le fondazioni superficiali in condizioni non drenate $N_C = 5,14$);

Risulta:

$$R_p = A_p \cdot c_u \cdot 9$$

In terreni coesivi OC, e quindi spesso fessurati, deve essere portata in conto una riduzione di R_p proporzionale al diametro della punta del palo

$$\text{Meyerhof: } R_p = (A_p \cdot c_u \cdot 9) \cdot \chi$$
$$\chi(\text{infissi}) = \frac{D+0,5}{2 \cdot D} \leq 1$$
$$\chi(\text{trivellati}) = \frac{D+1}{2 \cdot D+1} \leq 1$$



Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Schema limite 2: terreno granulare

Stima di R_s in condizioni drenate tramite *metodo* β ;

Metodo β : condizioni drenate

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_h \Rightarrow \beta = K \cdot \tan \delta$$

<i>Tipo di palo</i>		<i>Valori di K</i>		<i>Valori di $\tan \delta$</i>
		<i>per stato di addensamento sciolto</i>	<i>denso</i>	
Infisso	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan \phi'$
trivellato		0.4	0.5	$\tan \phi'$
trivellato con elica continua		0.7	0.9	$\tan \phi'$



Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule statiche**

Stima di R_p tramite la Eq. 1.2 valida in condizioni drenate;

$$R_p = A_p \cdot 0 \cdot N_c + A_p \cdot q_p \cdot N_q = A_p \cdot \sigma'_{v0,P} \cdot N_q$$

Il valore di N_c dipende da: angolo di resistenza al taglio $\hat{\phi}' \neq \phi'_0$ seguito alla messa in opera del palo;

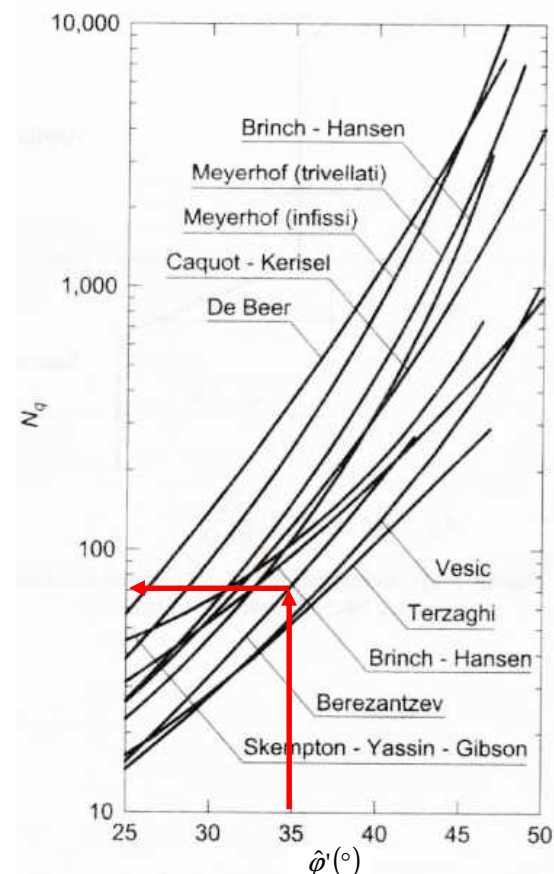
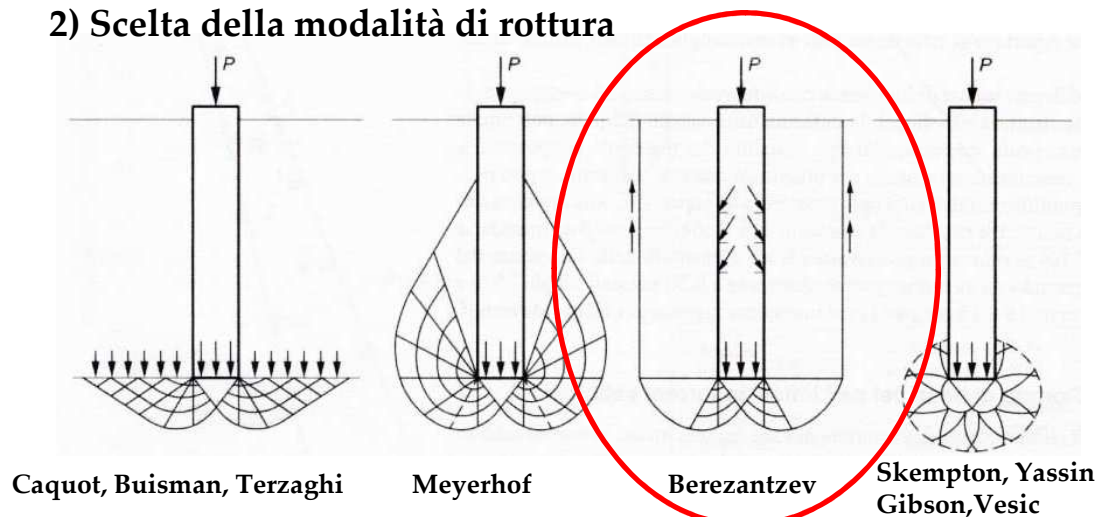
meccanismo di rottura per raggiungimento della capacità portante di punta;

1) Calcolo di $\hat{\phi}'$

$$\hat{\phi}'(\text{infisso}) = \frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2} \quad \text{effetto dell' addensamento prodotto dallo spostamento del terreno } (\phi < 40^\circ)$$

$$\hat{\phi}'(\text{trivellato}) = \phi'_0 - 3^\circ \quad \text{effetto della decompressione prodotto dall'asportazione del terreno}$$

2) Scelta della modalità di rottura



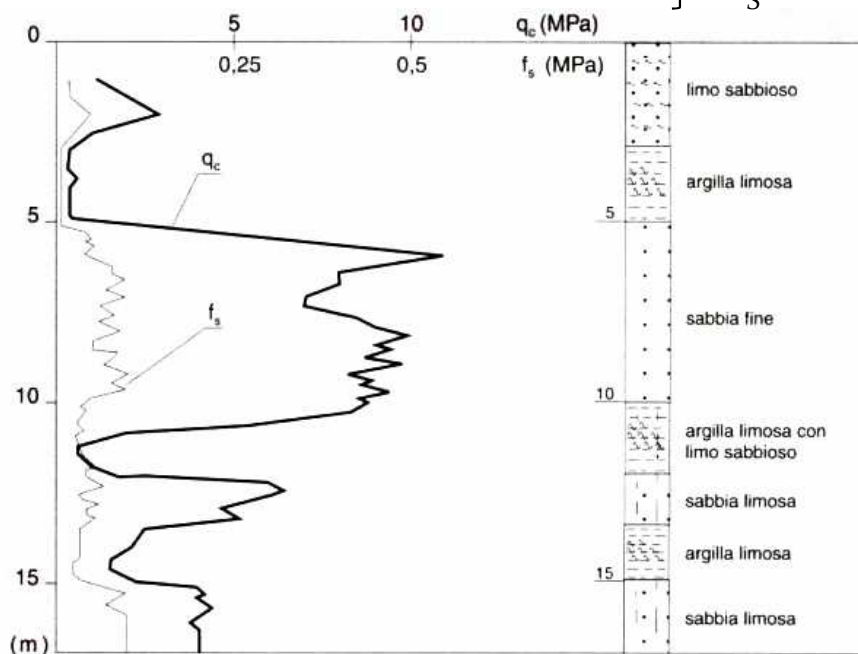


Metodi per il calcolo della capacità portante: **dai risultati di prove penetrometriche**

Correlazioni empiriche con i risultati di prove CPT

Ipotesi : palo di lunghezza $L_p > Z_C$ infisso in terreno sabbioso

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dati del palo: } L_p > Z_C, D_p, \\ \text{Dati da prova CPT: } q_c(z), f_s(z) \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{R_p}{A_p} = q_p = \tilde{q}_C \quad \text{valore medio di } q_c(z) \text{ tra } L_p - 4 \cdot D \text{ e } L_p + D \\ \frac{R_s}{A_s} = \tau_s = \bar{f}_s \quad \text{valore medio di } f_s(z) \text{ lungo } L_p \end{array}$$



Stato di addensamento Z_c / D

Sabbia molto sciolta	7
Sabbia sciolta	10
Sabbia media	14
Sabbia densa	16
Sabbia molto densa	20

Z_C : profondità critica dipendente da D e dallo stato di addensamento del terreno, oltre la quale le τ_s (contrariamente alle ipotesi di calcolo) tendono a stabilizzarsi, probabilmente a causa di fenomeni d'arco (effetto silo).



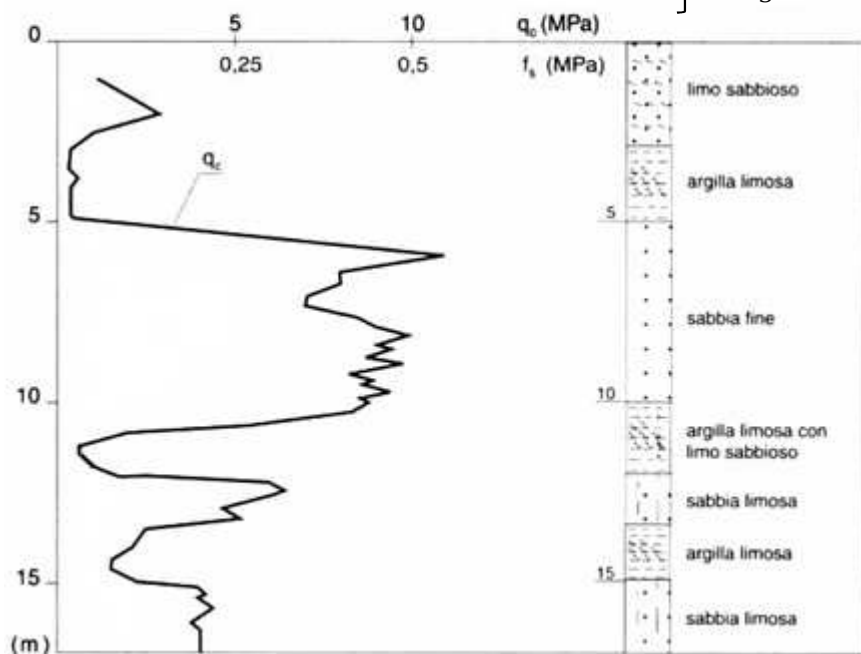
Metodi per il calcolo della capacità portante: **dai risultati di prove penetrometriche**

Correlazioni empiriche con i risultati di prove CPT

Ipotesi : palo di lunghezza $L_p > Z_C$ infisso in terreno sabbioso

Qualora non si disponga di $f_s(z)$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_s}{A_s} = \tau_s = \begin{cases} \bar{q}_c / 200 & \text{se } \bar{q}_c \geq 20 \text{ MPa} \\ \bar{q}_c / 150 & \text{se } \bar{q}_c \leq 10 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Eq. 3}) \\ \frac{R_s}{A_s} = \tau_s = \alpha \cdot \bar{q}_c \quad (\text{Eq. 4}) \end{array} \right\} \quad \bar{q}_c \text{ valore medio di } q_c(z) \text{ lungo } L_p$$



<i>Stato di addensamento</i>	α
Sabbia molto sciolta	0,020
Sabbia sciolta	0,015
Sabbia media	0,012
Sabbia densa	0,009
Sabbia molto densa	0,007

α : coefficiente dipendente dallo stato di addensamento del terreno da utilizzare per la stima di τ_s da q_c (AGI, 1984). Il valore di τ_s risultanti dall'Eq. 4 risulta meno cautelativo rispetto a quelli ottenibile dall'Eq. 3.



Metodi per il calcolo della capacità portante: **dai risultati di prove penetrometriche**

Correlazioni empiriche con i risultati di prove SPT

Ipotesi : palo infisso in terreno incoerente

Dati del palo: L_p, D_p
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{R_p}{A_p} = q_p \text{ (kPa)} = \begin{cases} 400 \cdot \tilde{N}_{SPT} & \text{per sabbie omogenee} \\ 300 \cdot \tilde{N}_{SPT} & \text{per limi non plastici} \end{cases} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \tilde{N}_{SPT} \text{ valore medio di } N_{SPT} \\ \text{tra } L_p - 4 \cdot D \text{ e } L_p + D \end{array}$$

Dati da prova SPT: N_{SPT}
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{R_s}{A_p} = \tau_s \text{ (kPa)} = 2 \cdot \bar{N}_{SPT} \leq 100 \text{ kPa, } \bar{N}_{SPT} \text{ valore medio di } N_{SPT} \text{ lungo } L_p \end{array} \right.$$

Quota sul p.c.	Profondità (m)	Litologia	Descrizione litologica	Campioni	S.P.T.
			Limo sabbioso argilloso con resti vegetali e frammenti di laterizio, marrone scuro (Terreno di riporto e vegetale).		
			Limo con argilla ghiaioso e con ghiaia, debolm. sabbioso e sabbioso, nocciola e marrone, con clasti $D_{max} > 10$ cm e rari e minuti frammenti di laterizio. (Terreno di riporto)	c.i. 3.0-3.5 m	
5	5.5				
			Limo con argilla sabbioso ghiaioso e debolm. ghiaioso fine, nocciola e marrone, con rari e minuti frammenti di laterizio (Terreno di riporto?).	c.i. 6.3-6.8 m	
	7.2				
	8.7		Limo con argilla e ghiaia, debolm. sabbioso e sabbioso, nocciola, con clasti eterogenei, alterati e molto alterati, D_{max} 6 cm (clasti 20-50%).	SPT	9.0 m 5-6-9
10	11.4		Ghiaia eterometrica con clasti eterogenei, D_{max} 10 cm, D_{med} 3-5 cm, in abbond. matrice limoso-argillosa, nocciola e marrone con rare striat. grigie, raram. preval. (clasti 40-70%).		
	13.5		Limo con argilla ghiaioso sabbioso, nocciola, con clasti D_{max} 5 cm, (clasti 10-40%).	SPT	13.3 m 5-10-26

È opportuno correggere il valore ottenuto di N_{SPT} in modo che tenga conto della pressione litostatica efficace alla profondità ove è condotta la prova stessa, ovvero: $N_{COR} = N_{SPT} \cdot C_N$

Con C_N coefficiente correttivo ottenuto da:

Skempton (1986),

$$C_N = \begin{cases} 2 / (1 + \sigma'_{v0} / p_a) & \text{per sabbie fini} \\ 3 / (2 + \sigma'_{v0} / p_a) & \text{per sabbie grosse} \end{cases}$$



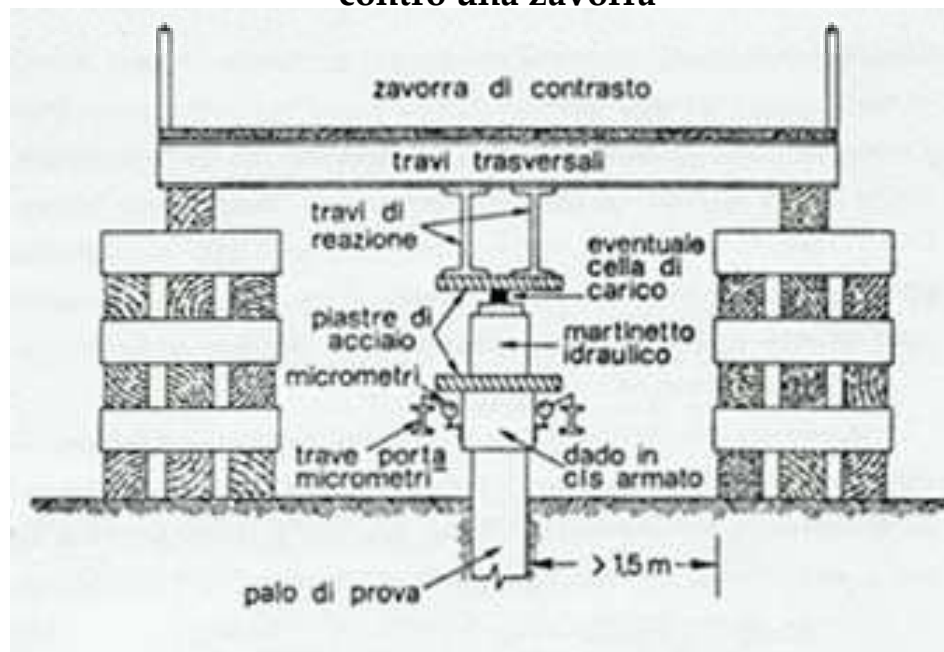
Metodi per il calcolo della capacità portante: **prove di carico su pali pilota**

Determinazione sperimentale diretta di R_{TOT} di un palo isolato, ottenuta con prova di carico a rottura su pali pilota, appositamente realizzati, “identici” a quelli di progetto e strumentati anche lungo il fusto per i contributi di R_p e R_s

Possibili schemi di applicazione del carico

martinetto che contrasta:

contro una zavorra



contro una trave ancorata a pali (in trazione)





Metodi per il calcolo della capacità portante: **prove di carico su pali pilota**

Usuali modalità di esecuzione della prova:

- incrementi di carico controllati

$$\Delta N \leq 0,25 N_e$$

(con N_e carico assiale di esercizio)

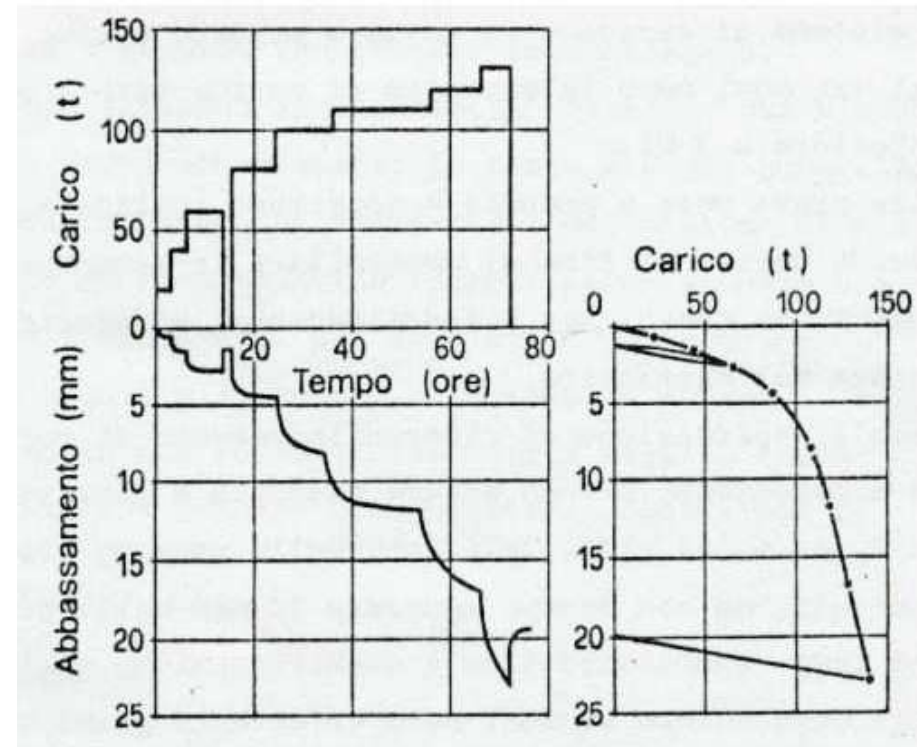
- durata di applicazione di ciascun ΔN

$v \leq 0.01 \text{ mm}/20'$ per pali di piccolo diametro

$v \leq 0.02 \text{ mm}/20'$ per pali di medio diametro

$v \leq 0.03 \text{ mm}/20'$ per pali di grande diametro

(con v velocità di cedimento)



Accorgimento: le prove di carico durano alcune ore, è errato accelerare le prove perché si incorrerebbe in una sottostima dei cedimenti dovuti al comportamento deformativo viscoso delle particelle solide.



Metodi per il calcolo della capacità portante: **prove di carico su pali pilota**

Metodi convenzionali di calcolo di R_{TOT}

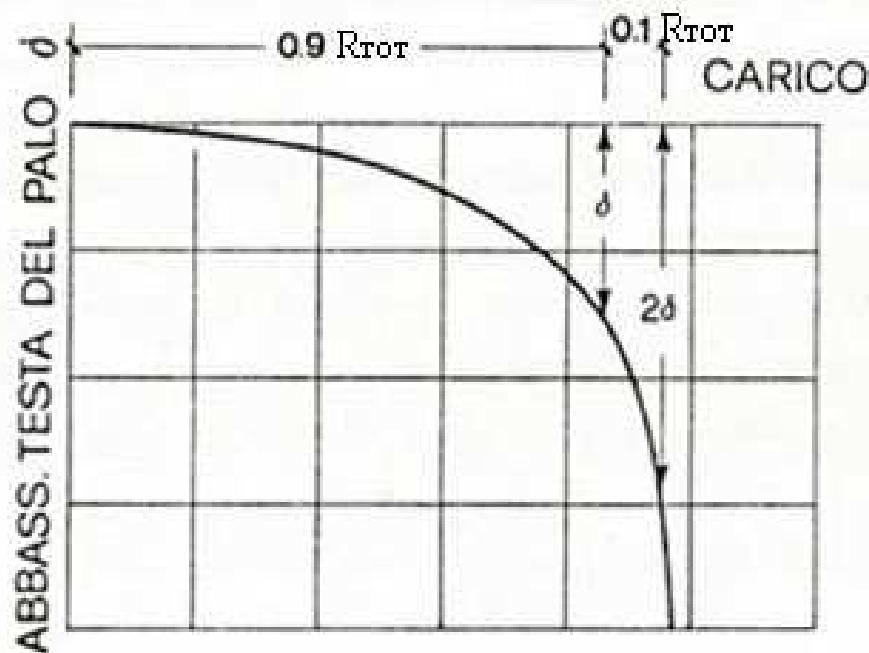
- **Metodo 1**

pali infissi: R_{TOT} = carico corrispondente a un abbassamento della testa $w = 0,1 \cdot D$

pali trivellati: R_{TOT} = carico corrispondente a un abbassamento della testa $w = 0,25 \cdot D$

- **Metodo 2**

R_{TOT} = carico in corrispondenza del quale $w = 2 \cdot \delta$ con δ cedimento per il carico $N = 0,9 \cdot R_{TOT}$





Metodi per il calcolo della capacità portante: **prove di carico su pali pilota**

Metodi convenzionali di calcolo di R_{TOT}

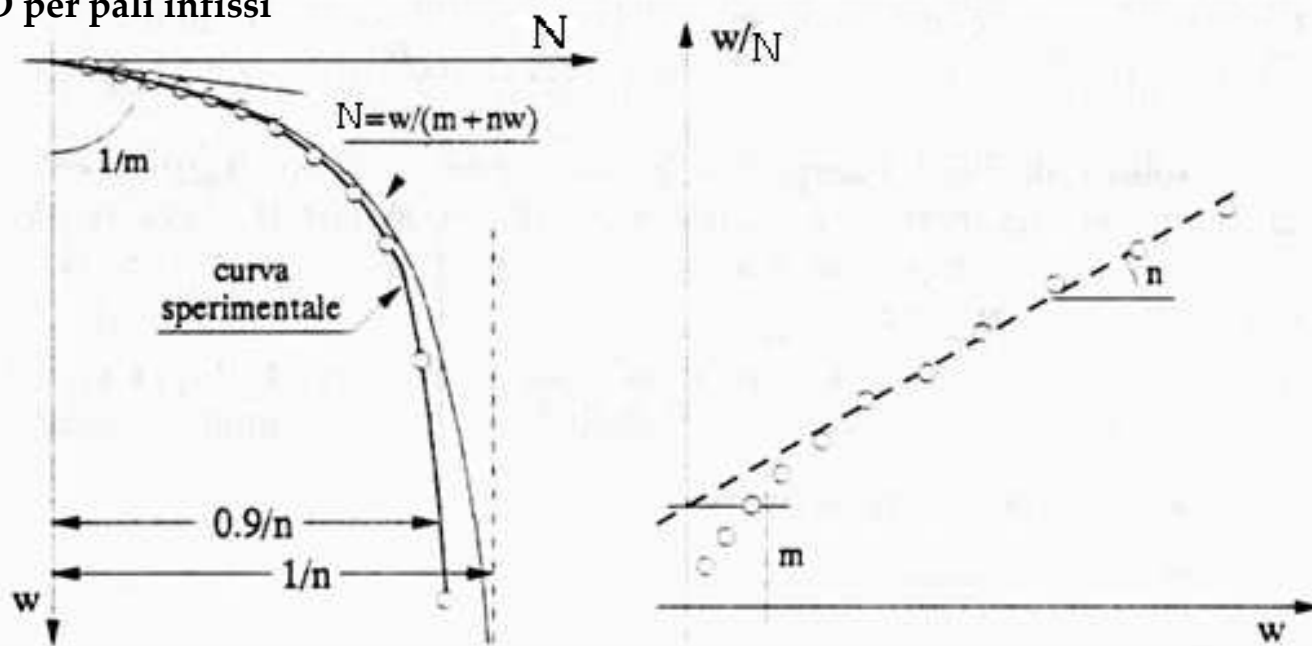
- Metodo 3**

interpolazione iperbolica dei dati sperimentali: $N = \frac{w}{m + n \cdot w}$; $R_{TOT} = \frac{1}{n}$ or $R_{TOT} = \frac{0.9}{n}$

In alternativa alla formula precedente: $R_{TOT} = \frac{w_{max}}{m + n \cdot w_{max}}$ con:

$w_{max} = 0,25 \cdot D$ per pali trivellati a un abbassamento della testa $w = 0,1 \cdot D$

$w_{max} = 0,10 \cdot D$ per pali infissi





Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule dinamiche**

Ipotesi : palo infisso per battitura (metodo non applicabile a pali trivellati)

Domanda: esiste una correlazione tra:

L_m , resistenza del palo all'infissione per battitura di un maglio e

R_{TOT} , capacità portante statica del palo ?

Supponiamo ora che tale correlazione esista:

svolgo il bilancio energetico,

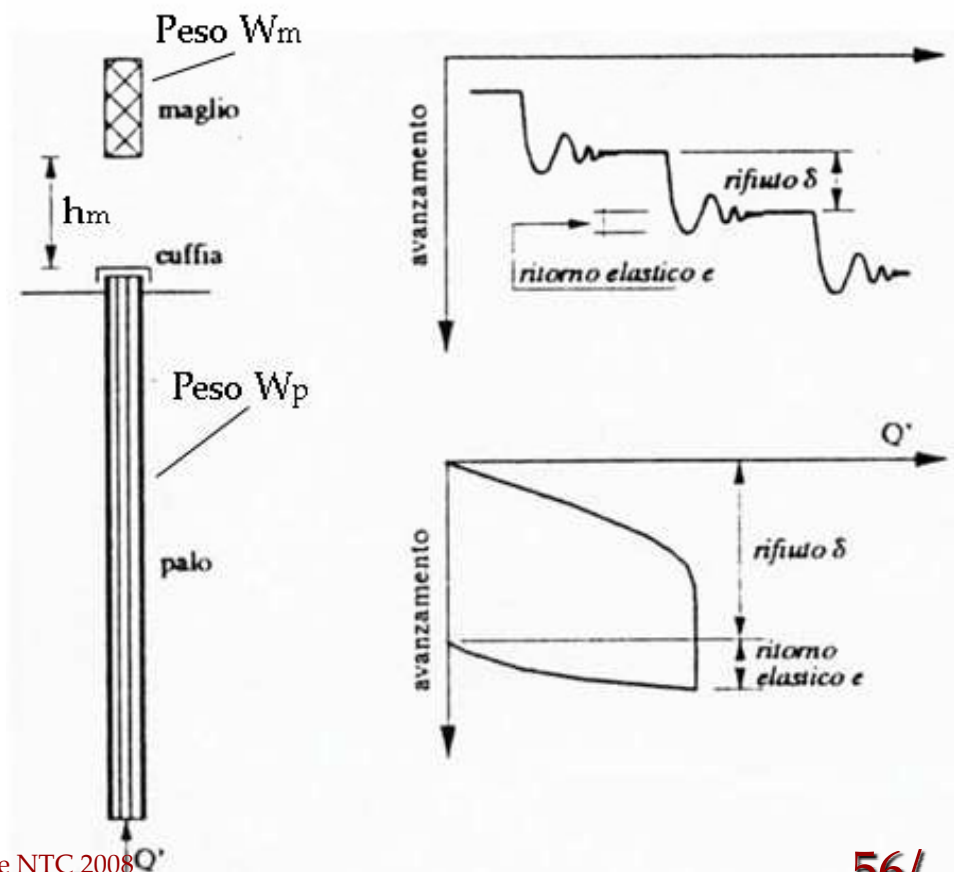
$$\frac{E_u}{\delta} = \frac{E_m \cdot \rho - E_d}{\delta} = R_{TOT}$$

$E_m = W_m \cdot h_m$ lavoro totale
 prodotto dall'urto

E_d lavoro perduto nell'urto per
 deformazione elastica del palo

$E_m \cdot (1 - \rho)$ lavoro dissipato nell'urto

δ abbassamento medio
 prodotto dall'urto (rifiuto)





Metodi per il calcolo della capacità portante: **formule dinamiche**

Il bilancio energetico è sviluppato in modo diverso nelle numerose formule dinamiche esistenti (molte formule implica che nessuna è affidabile in ogni condizione, sennò si userebbe quella)

Tra le più usate:

Formula di Janbu (1953)

$$R_{TOT} = \frac{\rho \cdot E_m}{\delta \cdot k}$$
$$k = C \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C}} \right)$$
$$\lambda = \frac{L_p}{A_p \cdot E_p} \cdot \frac{E_m}{\delta^2}$$
$$C = 0,75 + 0,15 \cdot \frac{W_p}{W_m}$$

Formula danese (1956)

$$R_{TOT} = \frac{\rho \cdot E_m}{\delta + \sqrt{\frac{\rho \cdot E_m}{2} \cdot \frac{L_p}{A_p \cdot E_p}}}$$

L_p , A_p , E_p , sono rispettivamente la lunghezza, l'area della sezione e il modulo di Young del palo

In conclusione, tornando alla domanda posta in precedenza: **le formule dinamiche, la resistenza all'infissione del palo NON è affatto eguale alla R_C .** Principalmente per questa ragione sono poco attendibili come metodo di stima di R_C .

Tuttavia sono utili per un controllo di qualità della palificata e di omogeneità del terreno di fondazione.



Schema per il calcolo della capacità portante per carichi assiali di trazione

Resistenza del palo isolato alla penetrazione ($R_{TOT} = R_S$),
funzione di:

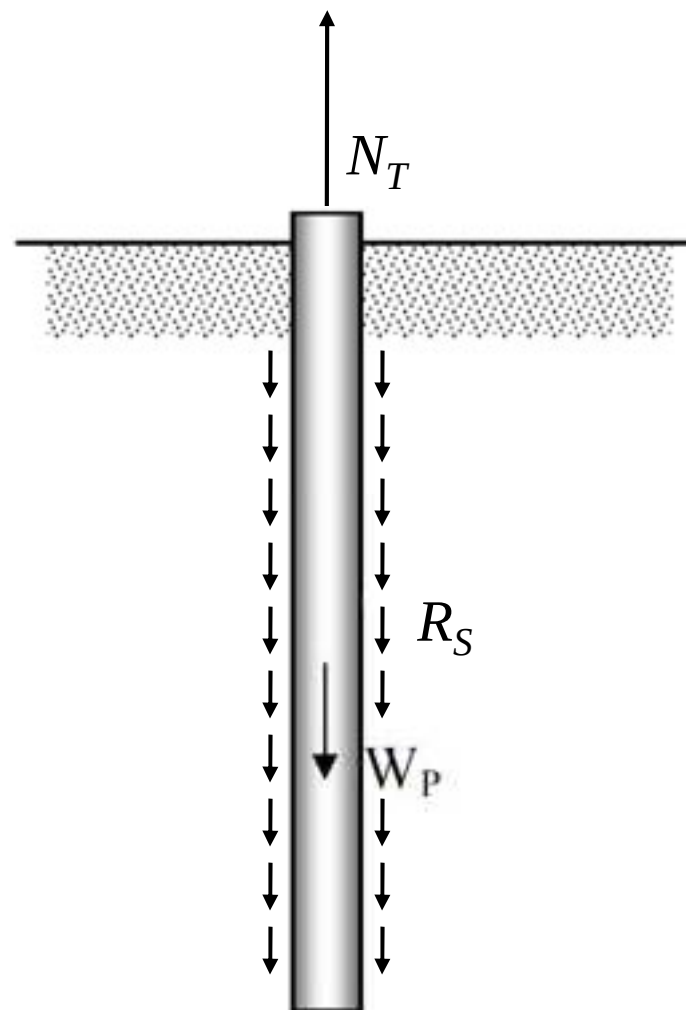
- tensioni tangenziali τ_s (di risultante R_S) di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale;

All'aumentare di N_T , R_S cresce e si sposta verso il basso,
come nel caso di carico assiale di compressione

Domanda: a parità di altre condizioni, dato un palo
soggetto a N_T e un palo soggetto a N_C di cui si possa
trascurare R_P (es. spessore di terreno molle alla punta del palo),
la R_{TOT} è uguale in entrambi i casi ?

Ovvero:

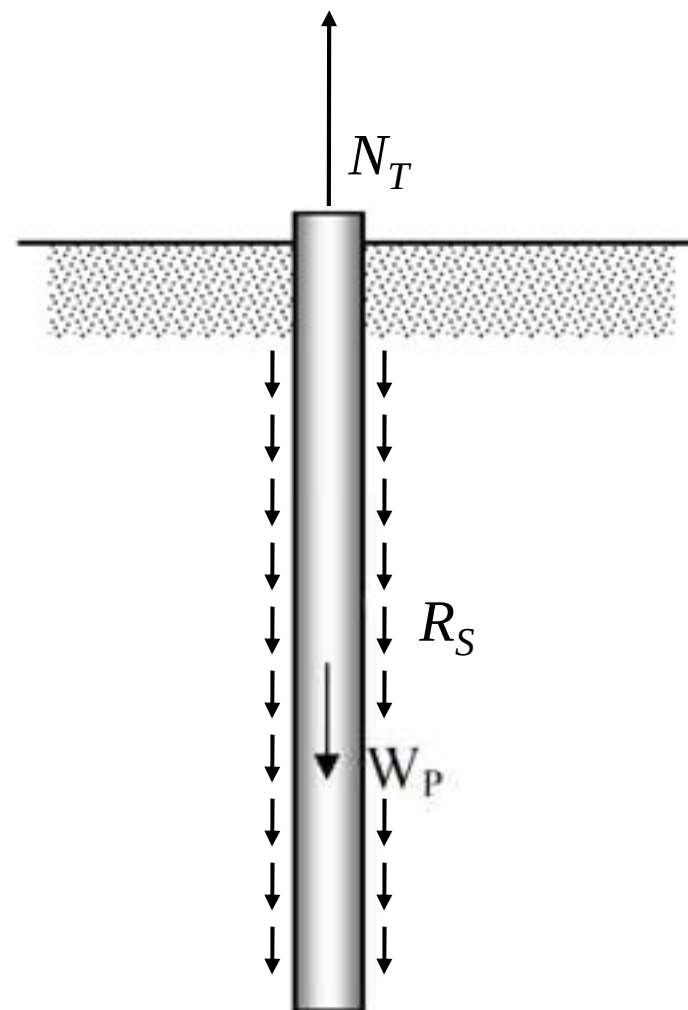
$$R_{S,T} = R_{S,C} ???$$





Risposta: NO !! A parità di altre condizioni, il palo soggetto a trazione ($N = N_T$), per effetto dello stato di trazione, a causa della sua elasticità ($E = \text{cost}$) si allunga, e quindi per effetto del coefficiente di *Poisson* (ν), diminuisce di diametro ($D = D_T$). Ciò produce una riduzione del valore di $K_T = \sigma'_{h,T} / \sigma'_v$ e quindi a parità di σ'_v si produce una tensione orizzontale efficace all'interfaccia palo terreno ($\sigma'_{h,T}$) minore di quella che si ha per palo in quiete ($N = 0$).

Fenomeno esattamente opposto si ha per palo compresso: il palo si accorcia, e quindi il diametro aumenta ($D = D_C$). Ciò produce un aumento del valore di $K_C = \sigma'_{h,C} / \sigma'_v$ e quindi a parità di σ'_v si ha una tensione orizzontale efficace all'interfaccia palo terreno ($\sigma'_{h,C}$) maggiore di quella per palo in quiete ($N = 0$).





Quindi ricordando che :

$$R_s(N) = \pi \cdot D \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

e che :

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

Si ha in definitiva che :

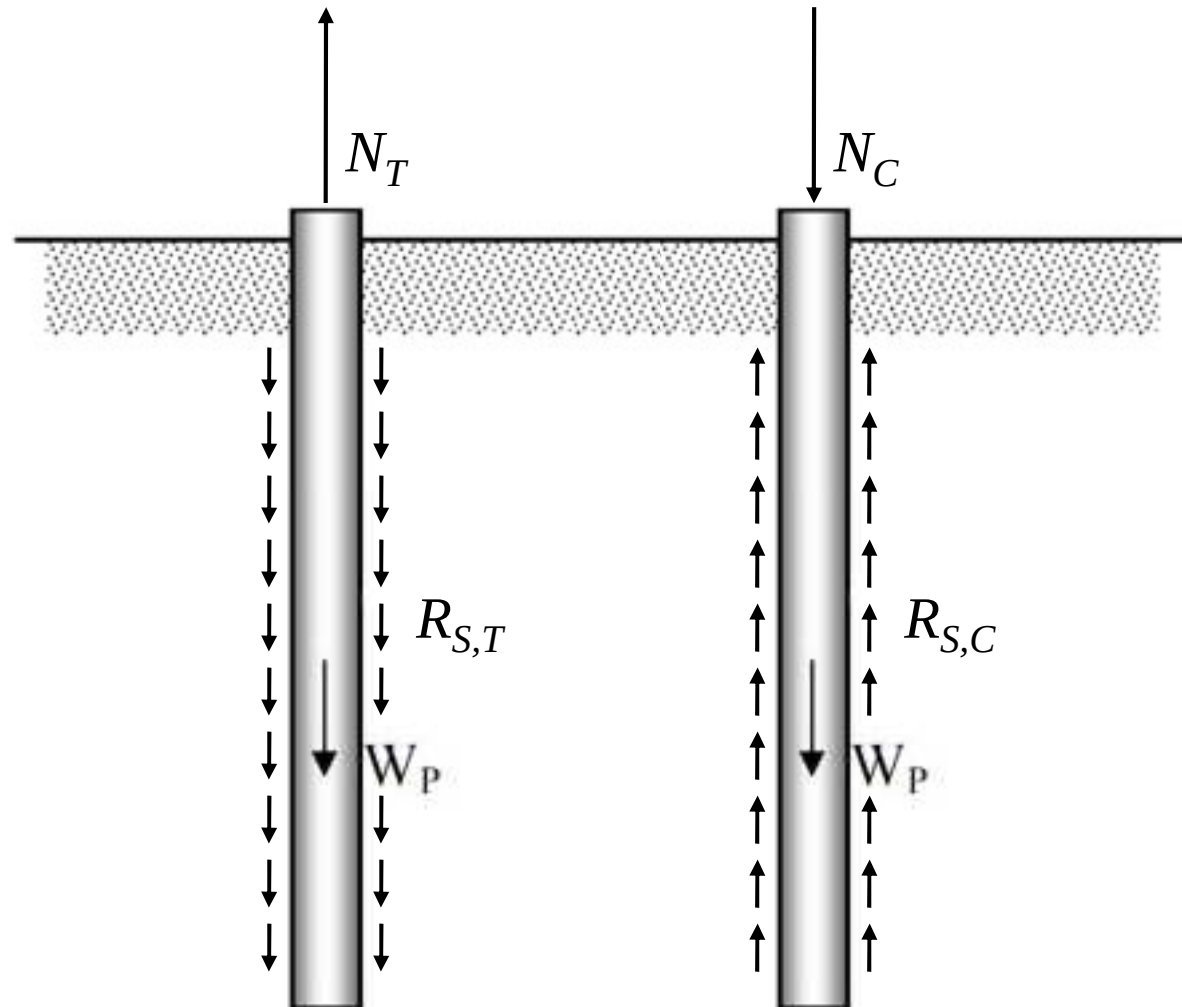
$$R_{s,T}(N_T) = \pi \cdot D_T \cdot \sigma'_{v0} \cdot K_T \cdot \tan \delta$$

e che

$$R_{s,C}(N_C) = \pi \cdot D_C \cdot \sigma'_{v0} \cdot K_C \cdot \tan \delta$$

quindi infine:

$$R_{s,T} < R_{s,C}$$





Capacità portante per carichi trasversali

LA CAPACITA' PORTANTE O CARICO LIMITE, VIENE DETERMINATA ATTRAVERSO L' APPLICAZIONE DEI DUE TEOREMI DELL' ANALISI LIMITE

TEOREMA DEL LIMITE SUPERIORE:

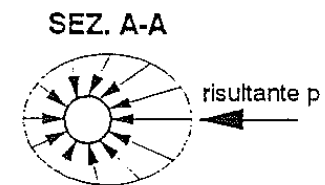
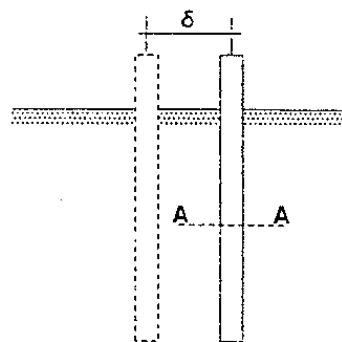
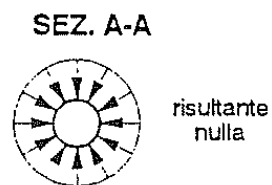
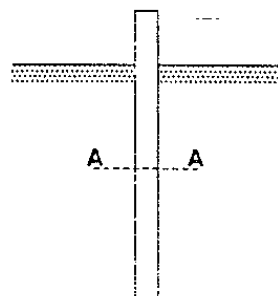
"SE E' POSSIBILE INDIVIDUARE UN MECCANISMO DI COLLASSO TALE CHE IL LAVORO SVOLTO DALLE FORZE ESTERNE F_u UGUAGLI L' ENERGIA DISSIPATA DALLA TENSIONI INTERNE σ_u , SI VERIFICA LA ROTTURA E LE FORZE ESTERNE COSTITUISCONO UN LIMITE SUPERIORE DEL CARICO DI COLLASSO REALE"

TEOREMA DEL LIMITE INFERIORE

"SE ESISTE UNA CONFIGURAZIONE DI FORZE ESTERNE F_1 IN EQUILIBRIO CON UNO STATO TENSIONALE σ_1 INTERNO CHE NON VIOLA IN ALCUN PUNTO IL CRITERIO DI ROTTURA DEL MATERIALE, IL COLLASSO NON PUO' VERIFICARSI, E LA CONFIGURAZIONE DEI CARICHI CORRISPONDE AD UN LIMITE INFERIORE DI QUELLO DI ROTTURA"

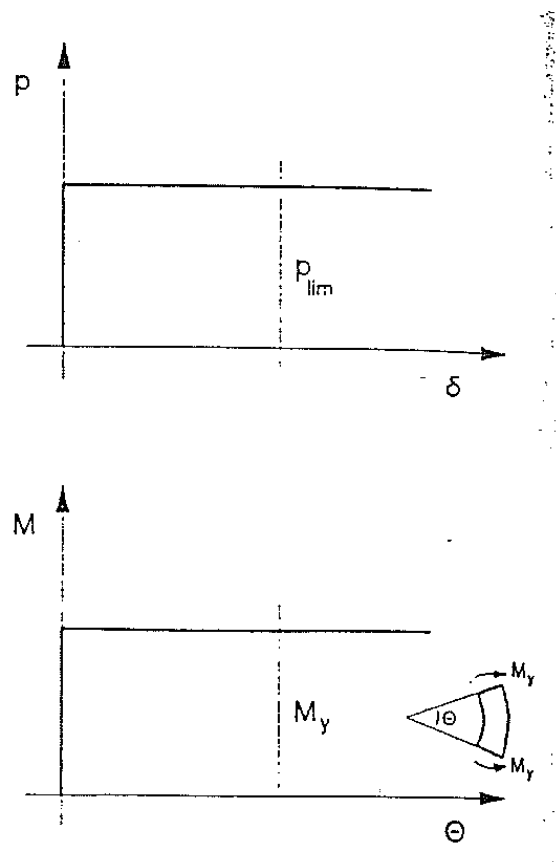


ANDAMENTO DELLE TENSIONI ORIZZONTALI INTORNO AD UN PALO IMMERSO NEL TERRENO





IPOTESI DI COMPORTAMENTO RIGIDO PERFETTAMENTE PLASTICO DEL TERRENO E DEL PALO





PER QUANTO RIGUARDA I VALORI DELLA RESISTENZA DEL TERRENO SI DISTINGUONO I DUE COMPORTAMENTI GIÀ VISTI PER LA CAPACITÀ PORTANTE PER AZIONI VERTICALI:

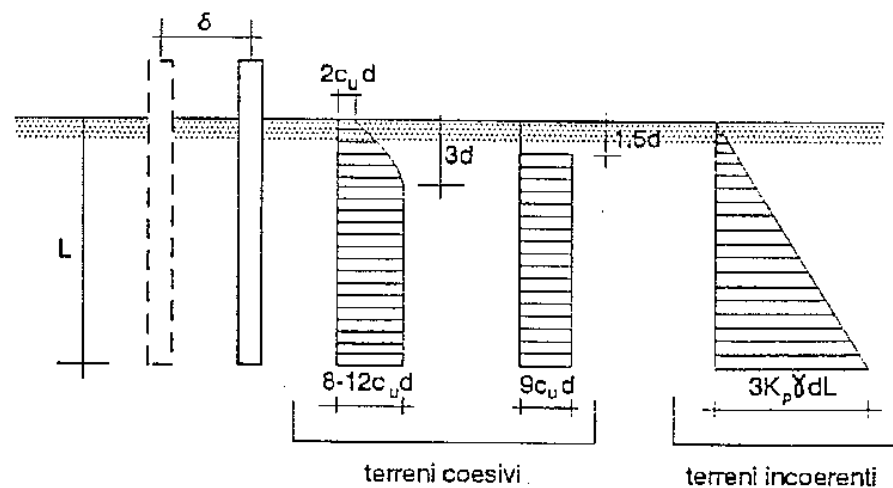
TERRENI COESIVI:

- CONDIZIONI NON DRENATE
- RESISTENZA IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI ($c_u \neq 0$; $\phi_u = 0$)

TERRENI INCOERENTI:

- CONDIZIONI DRENATE
- RESISTENZA IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI ($c' = 0$; $\phi' \neq 0$)

SULLA BASE DI ANALISI TEORICHE E DI INDAGINI SPERIMENTALI SI ASSUME CHE LA RESISTENZA "P" DEL TERRENO, IN CONDIZIONI LIMITE ABBA L' ANDAMENTO INDICATO IN FIGURA (BROMS, 1964)





1. TERRENI COESIVI

1.1 PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA

1.1.1 PALO "CORTO"

ALLA PROFONDITA' $z = (1.5 d + f)$

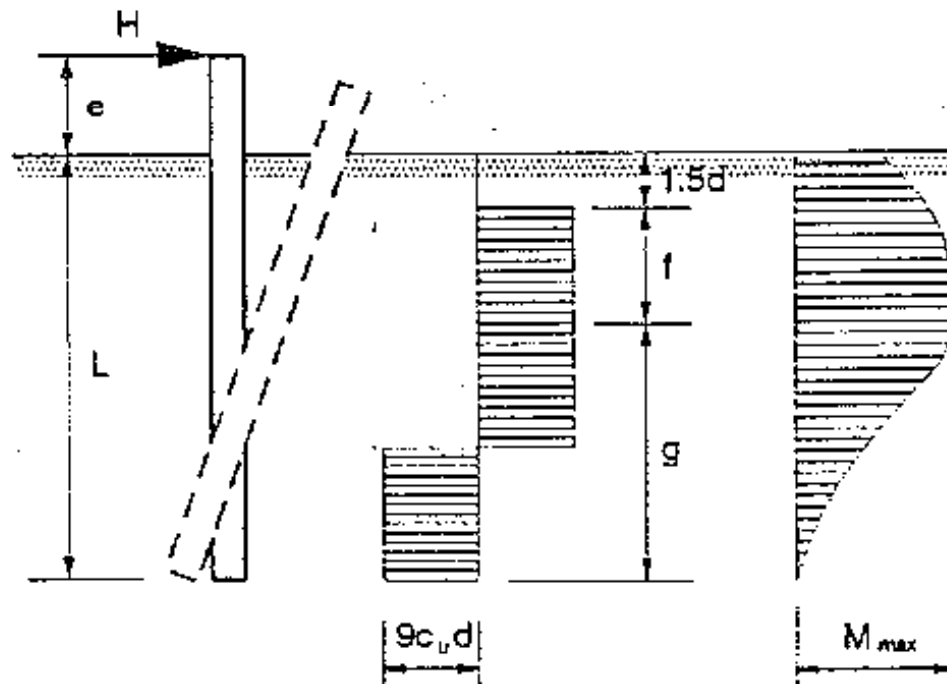
IL TAGLIO SI ANNULLA, QUINDI IL MOMENTO E' MASSIMO; L' EQUAZIONE DEL TRONCO DI PALO SUPERIORE FORNISCE:

$$f = \frac{H}{9C_u d}$$

SI PUO' ALLORA SCRIVERE L' EQUAZIONE DI EQUILIBRIO DEL PALO INTORNO AL PUNTO DI MOMENTO MASSIMO:

$$9C_u d \frac{g^2}{4} = H(e + 1.5d + f) - 9C_u d \frac{f^2}{2}$$

DIAGRAMMI DELLA TENSIONE LIMITE DI CONTATTO PALO TERRENO:





TENENDO CONTO CHE:

$$L = 1.5d + f + g$$

SI HANNO QUINDI TRE EQUAZIONI NELLE TRE INCOGNITE H ,
 f , g

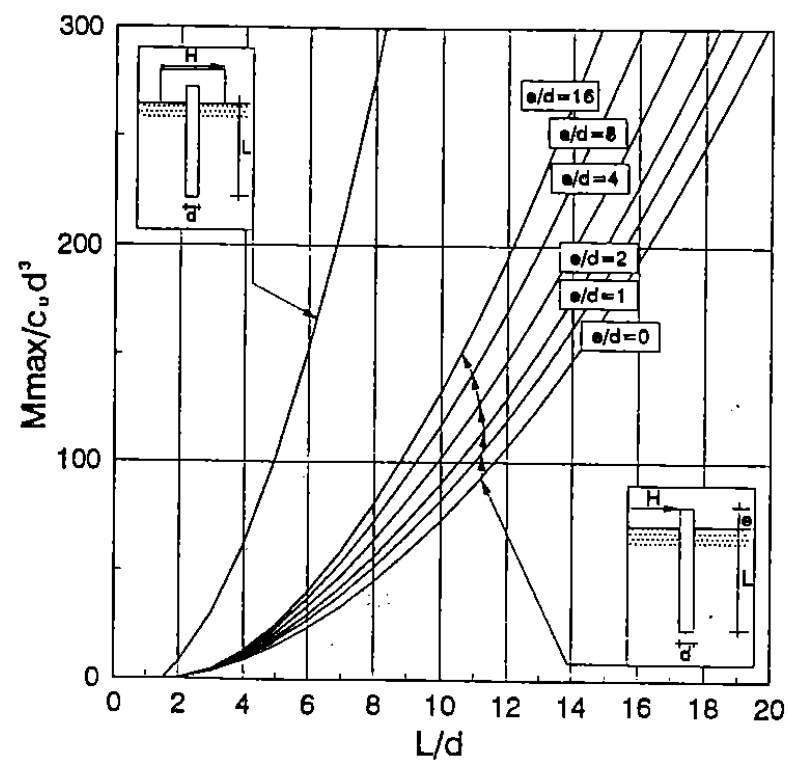
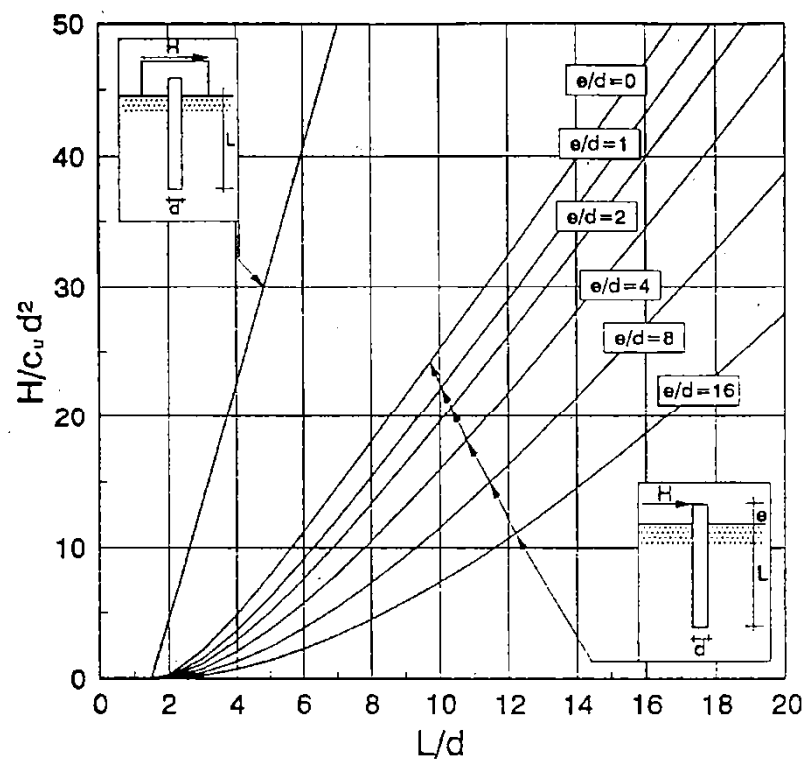
RISOLVENDO IL SISTEMA ED ESPRIMENDO IL CARICO LIMITE
IN FORMA ADIMENSIONALE SI HA:

$$\frac{H}{C_u d^2} = -9\left(1.5 + \frac{L}{d} + 2\frac{e}{d}\right) + \sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 4\left(\frac{e}{d}\right)^2} + 4\frac{L}{d} + 6\frac{e}{d} + 4.5$$

OCCORRE TUTTAVIA VERIFICARE CHE IL MECCANISMO DI
ROTTURA ASSUNTO, E CIOE' QUELLO DI PALO CORTO SI
VERIFICHINO EFFETTIVAMENTE, QUINDI CHE IL MOMENTO
MASSIMO $M_{\max}$ SIA INFERIORE AL MOMENTO DI
PLASTICIZZAZIONE DEL PALO M_y

$$\frac{M_{\max}}{C_u d^3} = \frac{H}{C_u d^2} \left(\frac{H}{18C_u d^2} + \frac{e}{d} + 1.5 \right)$$

SOSTITUENDO AL TERMINE $H/C_u d^2$ IL VALORE TROVATO IN
PRECEDENZA SI OTTIENE L' ESPRESSIONE DI $M_{\max}/C_u d^3$ IN
FUNZIONE DI e/d ED L/d RAPPRESENTATA NELLA FIGURA
SOTTOSTANTE:





1.1.2. PALO "LUNGO"

NEL CASO IN CUI SI ABBAIA INVECE $M_{\max} > M_y$ SI HA LA FORMAZIONE DI UNA CERNIERA PLASTICA IN CORRISPONDENZA DELL' ASCISSA DI MOMENTO MASSIMO

IL MECCANISMO DI ROTTURA IPOTIZZATO PREVEDE QUINDI SOLO LA PARZIALE PLASTICIZZAZIONE DEL TERRENO INTORNO AL PALO, MA LA FORMAZIONE DI UNA CERNIERA PLASTICA.

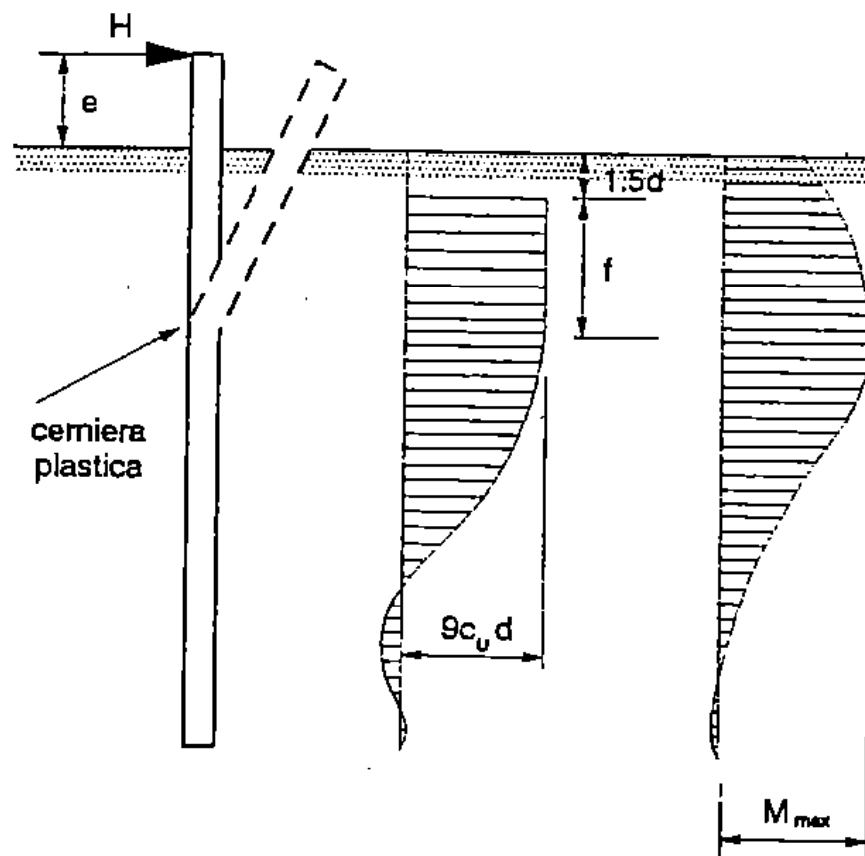
L'EQUAZIONE DI EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE ORIZZONTALE DEL TRONCO DI PALO AL DI SOPRA DELLA CERNIERA PLASTICA E' ANCORA VALIDA, MENTRE L' EQUAZIONE DI EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE DELLO STESSO TRATTO RISULTA:

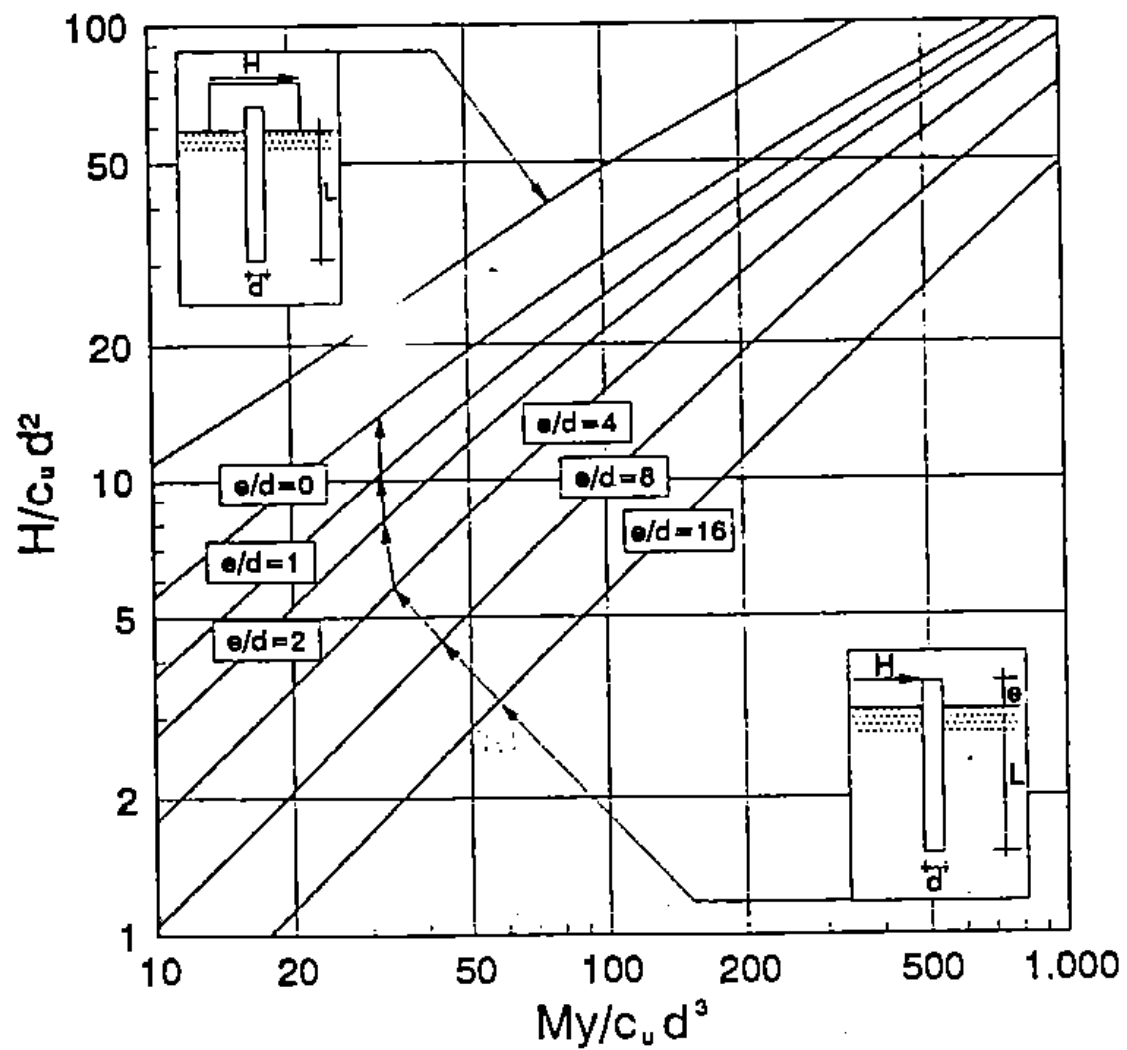
$$M_y = H(e + 1.5d + 0.5f)$$

MENTRE LA CAPACITA' PORTANTE DIVENTA:

$$\frac{H}{C_u d^2} = -9\left(\frac{e}{d} + 1.5\right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 3\frac{e}{d} + \frac{2}{9} \frac{M_y}{C_u d^3} + 2.25}$$

DIAGRAMMI DELLA TENSIONE LIMITE DI CONTATTO PALO TERRENO:



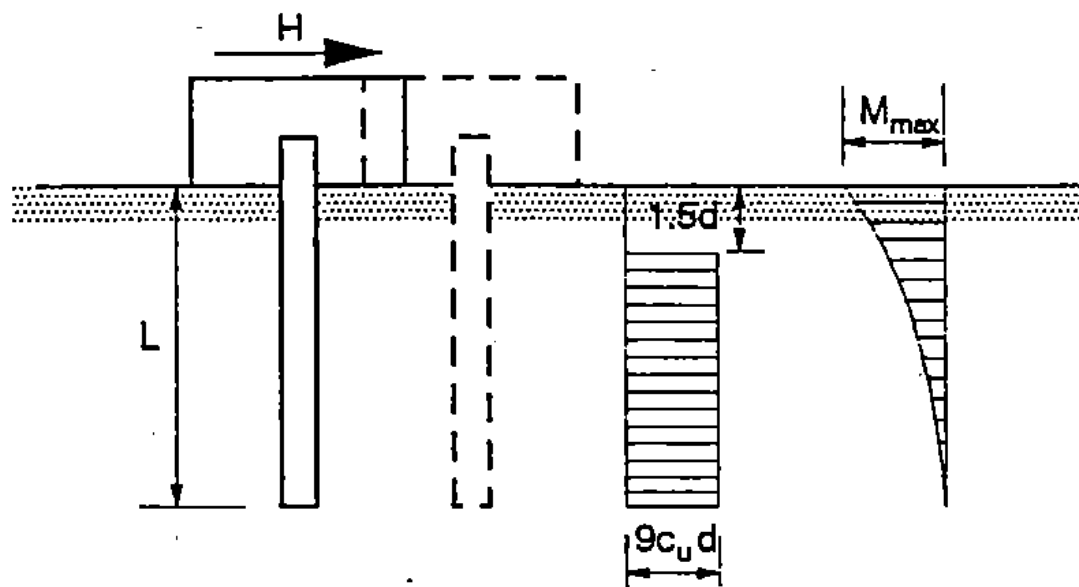




1.2 PALO CON ESTREMITA' IMPEDITA DI RUOTARE

1.2.1 PALO CORTO

DIAGRAMMI DI PRESSIONE LIMITE PALO TERRENO:





CONDIZIONE DI EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE:

$$H = 9 C_u d (L - 1.5 d)$$

DA CUI SI RICA VA DIRETTAMENTE:

$$\frac{H}{C_u d^2} = 9 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

CHE E' RIPO RTATA NELLA FIGURA CORRISPONDENTE AI PALI CORTI GIA' ILLUSTRATA.

ANALOGAMENTE A QUANTO FATTO PER I PALI CORTI CON TESTA LIBERA DI RUOTARE OCCORRE DETERMINARE IL VALORE DEL MOMENTO MASSIMO, CHE IN QUESTO CASO RISULTA ALL' ATTACCO DEL PALO CON LA FONDAZIONE:

$$\frac{M_{\max}}{C_u d^3} = 4.5 \left(\frac{L}{d} \right)^2 - 10.125$$

ANCH' ESSA RIPO RTATA NELLA CORRISPONDENTE FIGURA GIA' ILLUSTRATA A PROPOSITO DEI PALI LIBERI IN TESTA.

SI PUO' QUINDI VERIFICARE SE:

$$M_{\max} \leq M_y$$



1.2.2 PALO "INTERMEDIO"

NEL CASO IN CUI SI ABBIA INVECE $M_{\max} > M_y$ SI HA LA FORMAZIONE DI UNA CERNIERA PLASTICA IN CORRISPONDENZA DELL' ATTACCO DEL PALO CON LA FONDAZIONE.

IL MECCANISMO DI ROTTURA IPOTIZZATO PREVEDE QUINDI NON SOLO LA COMPLETA PLASTICIZZAZIONE DEL TERRENO INTORNO AL PALO, MA ANCHE LA FORMAZIONE DI UNA CERNIERA PLASTICA.

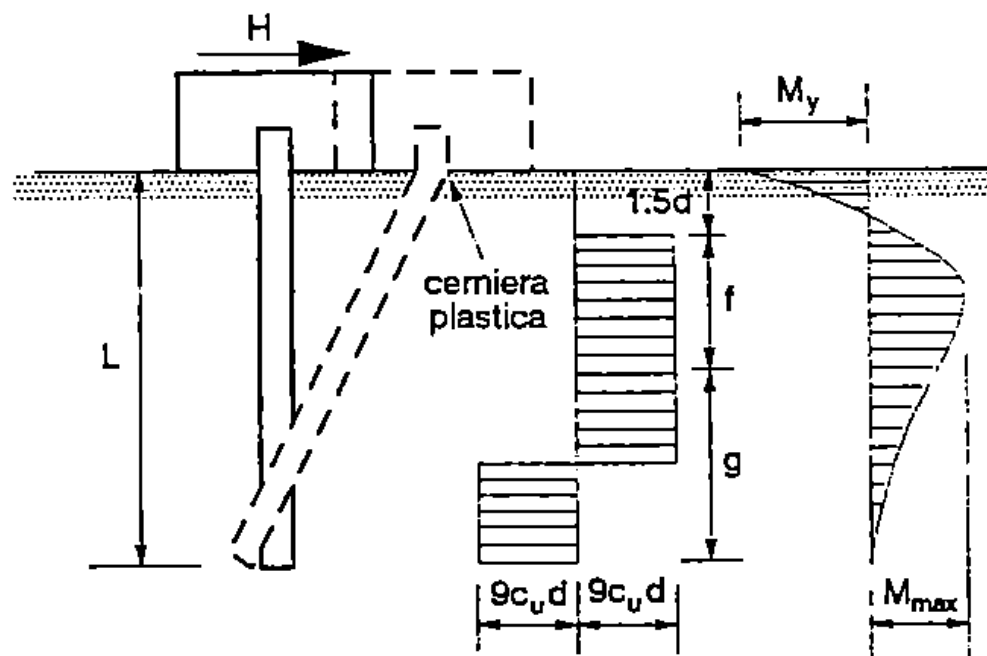
IL VALORE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE E' QUINDI DEDOTTO AL SOLITO CON CONDIZIONI DI EQUILIBRIO:

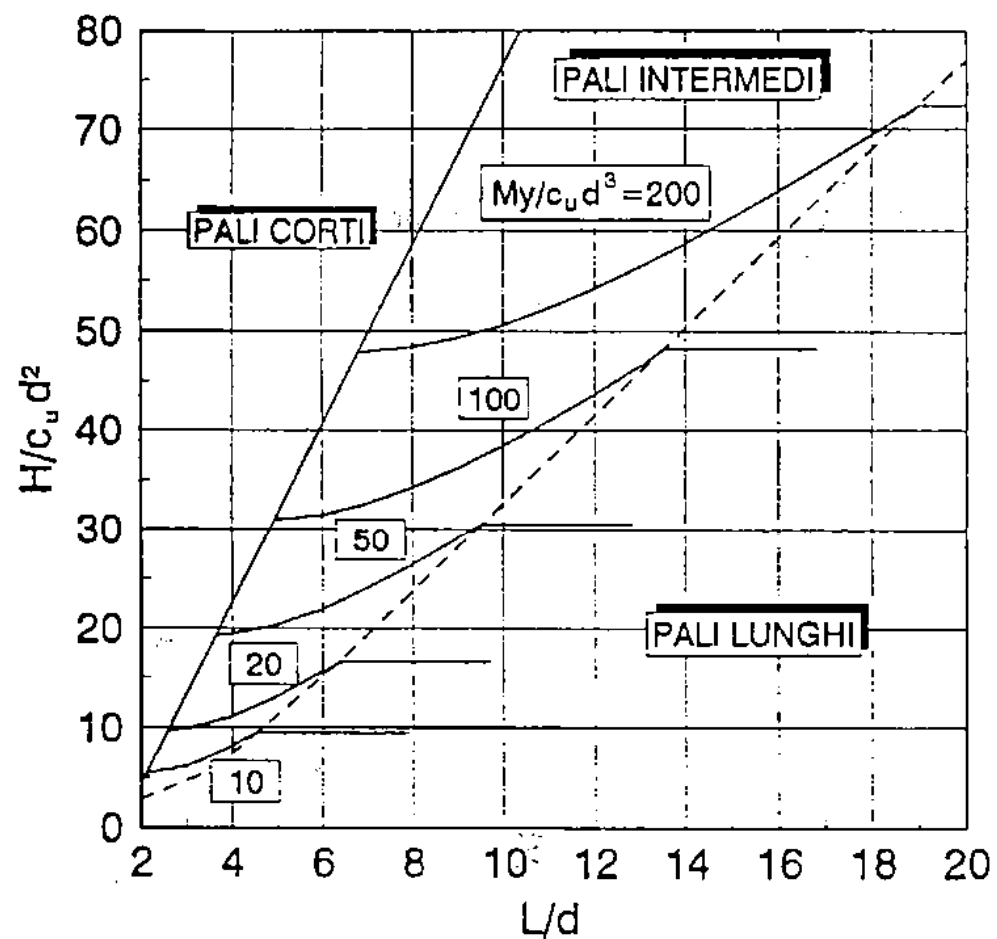
$$\frac{H}{C_u d^2} = -9\left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{C_u d^3} + 4.5}$$

CHE E' RIPORTATA NELLA FIGURA SEGUENTE IN FUNZIONE DEL VALORE DEL RAPPORTO L/d PER VARI VALORI DEL RAPPORTO

$$\frac{M_y}{C_u d^3}$$

DIAGRAMMI DELLA TENSIONE LIMITE DI CONTATTO PALO TERRENO:





OCCORRE TUTTAVIA ANCORA VERIFICARE CHE IL MOMENTO MASSIMO IN CAMPATA SIA MINORE DEL MOMENTO DI PASTICIZZAZIONE DEL PALO



1.2.3 PALO "LUNGO"

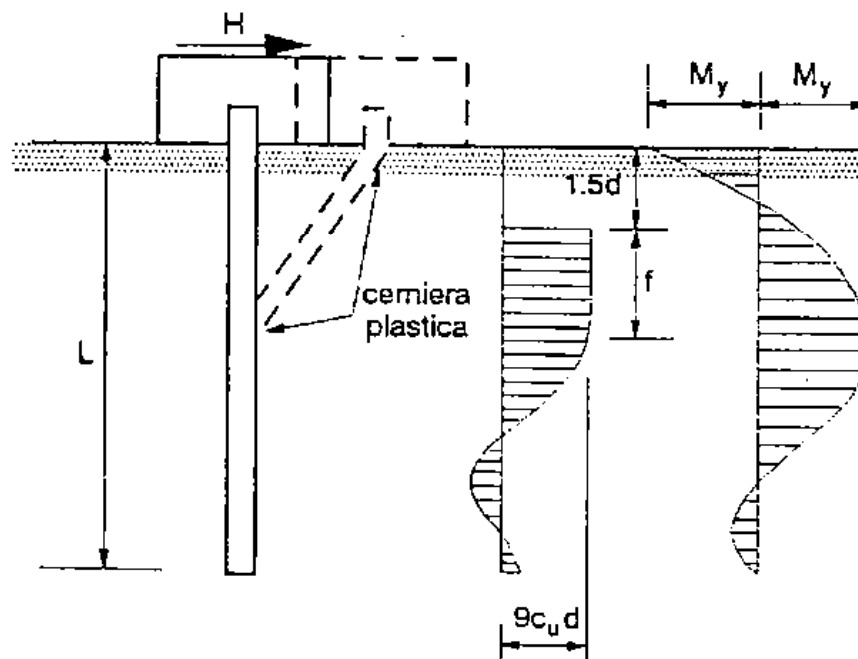
NEL CASO IN CUI SI ABBIA INVECE $M_{\max} > M_y$ SI HA LA FORMAZIONE DI UNA SECONDA CERNIERA PLASTICA IN CORRISPONDENZA DELL' ASCISSA DI MOMENTO MASSIMO OLTRE A QUELLA PRESENTE ALL' ATTACCO DEL PALO CON LA FONDAZIONE.

IL MECCANISMO DI ROTTURA IPOTIZZATO PREVEDE QUINDI SOLO LA PARZIALE PLASTICIZZAZIONE DEL TERRENO INTORNO AL PALO, MA ANCHE LA FORMAZIONE DI DUE CERNIERE PLASTICHE.

IL VALORE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE E' QUINDI DEDOTTO AL SOLITO CON CONDIZIONI DI EQUILIBRIO:

$$\frac{H}{C_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{C_u d^3}}$$

DIAGRAMMI DELLA TENSIONE LIMITE DI CONTATTO PALO TERRENO:





2 TERRENI INCOERENTI

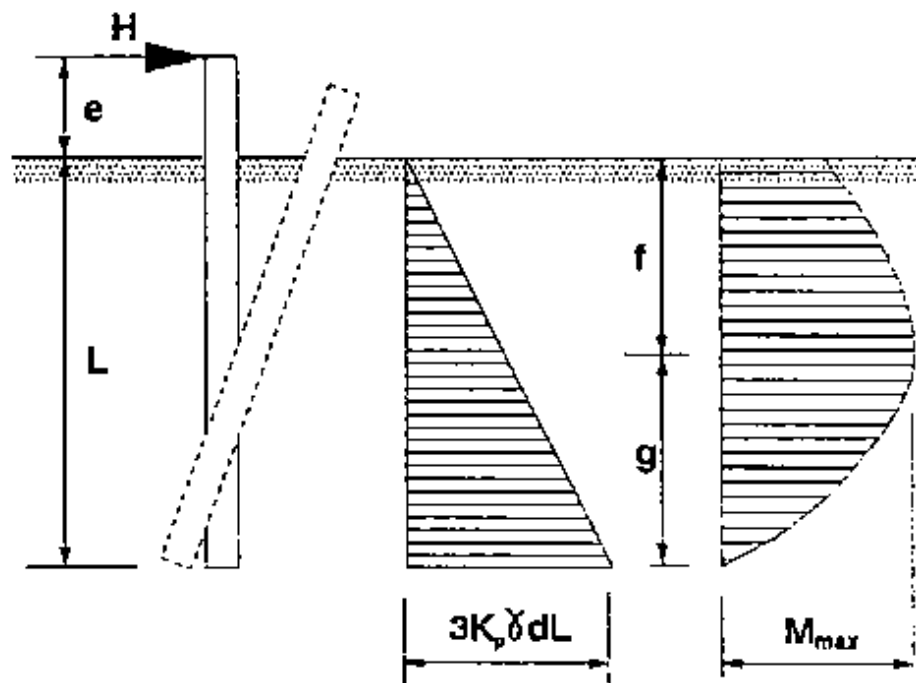
2.1 TESTA LIBERA DI RUOTARE

2.1.1 PALO "CORTO"

LA CAPACITA' PORTANTE LIMITE VALE

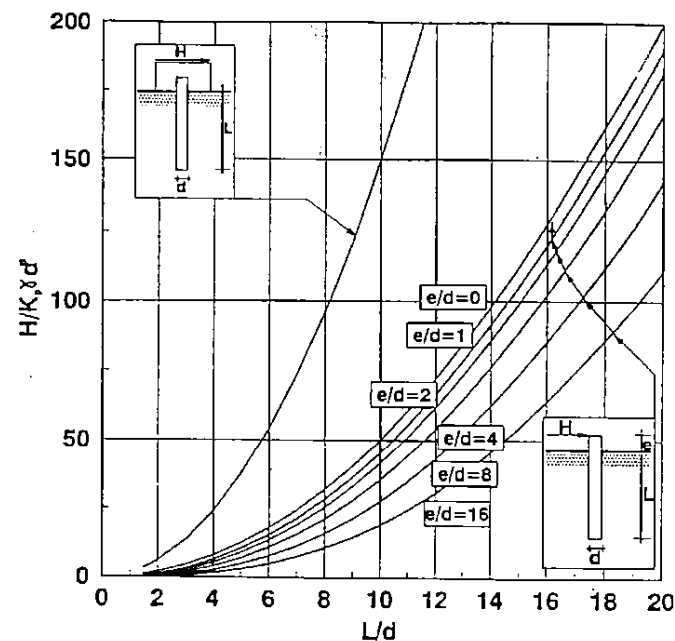
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e+L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

DIAGRAMMI DELLA TENSIONE LIMITE DI CONTATTO PALO
TERRENO:





CHE E' RIPORTATA NELLA FIGURA SEGUENTE IN FUNZIONE DEL VALORE DEL RAPPORTO L/d PER VARI VALORI DEL RAPPORTO e/d



OCCORRE NATURALMENTE VERIFICARE IL MECCANISMO DI ROTTURA PER QUANTO RIGUARDA IL PALO E QUINDI:

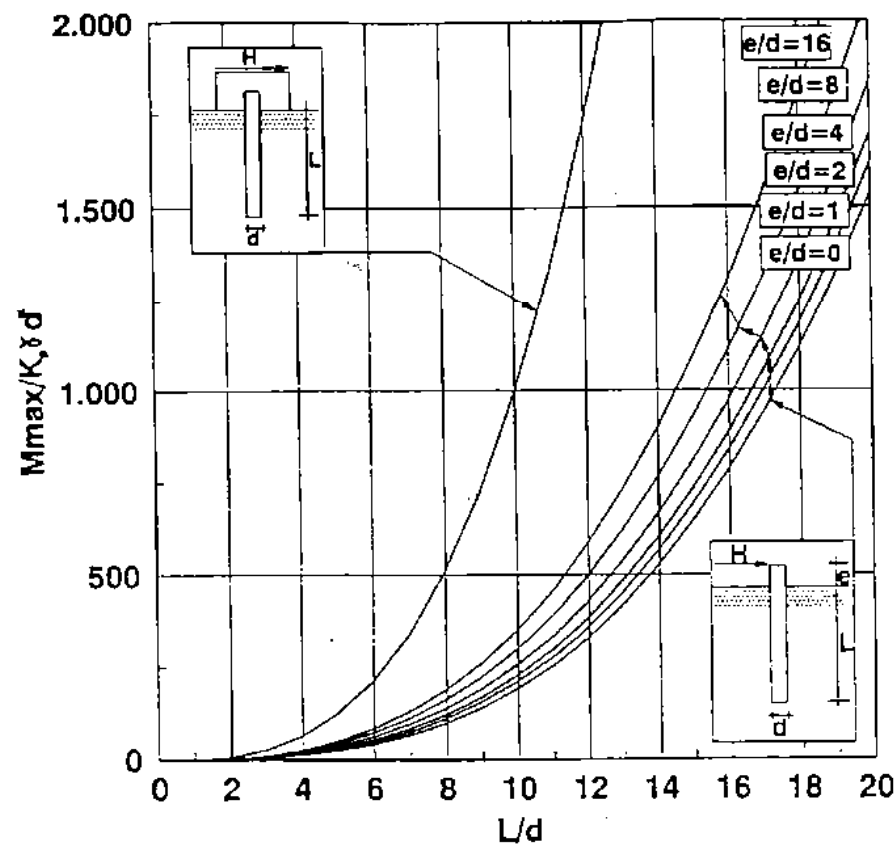
$$M_{\max} \leq M_y$$

IL VALORE DEL MOMENTO MASSIMO VALE:

$$\frac{M_{\max}}{k_p \gamma d^4} = \frac{L}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d} \right)^3 \left(\frac{e}{L} + 0.544 \sqrt{\frac{L}{2(L+e)}} \right)$$



TALE ESPRESSIONE È DIAGRAMMATA NELLA FIGURA SEGUENTE IN FUNZIONE DEL APPORTO L/d PER VARI VALORI DEL RAPPORTO e/d



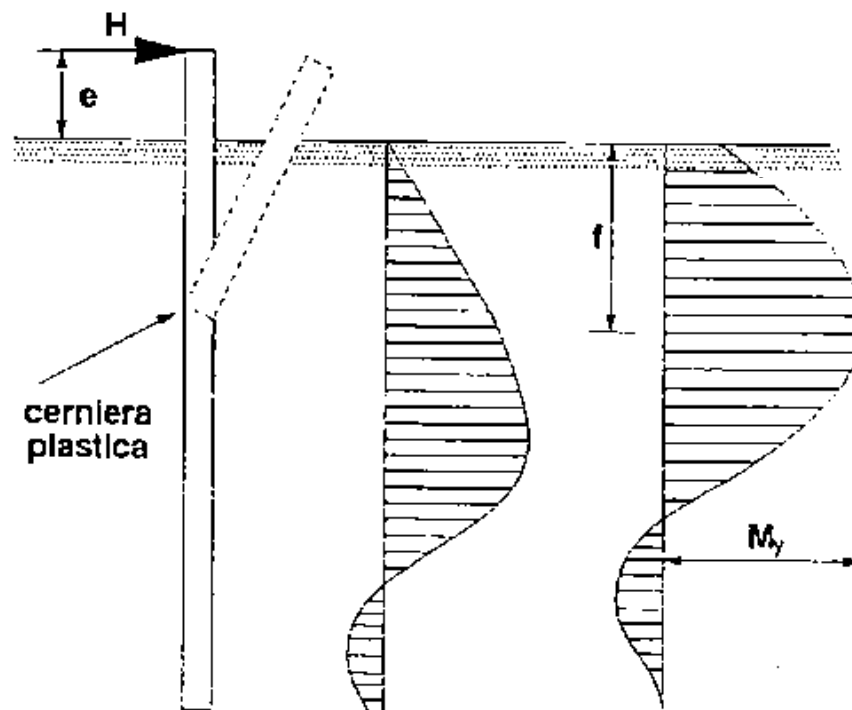


2.1.2 PALO "LUNGO"

NEL CASO IN CUI SI ABBLIA INVECE $M_{\max} > M_y$ SI HA LA FORMAZIONE DI UNA CERNIERA PLASTICA IN CORRISPONDENZA DELL' ASCISSA DI MOMENTO MASSIMO

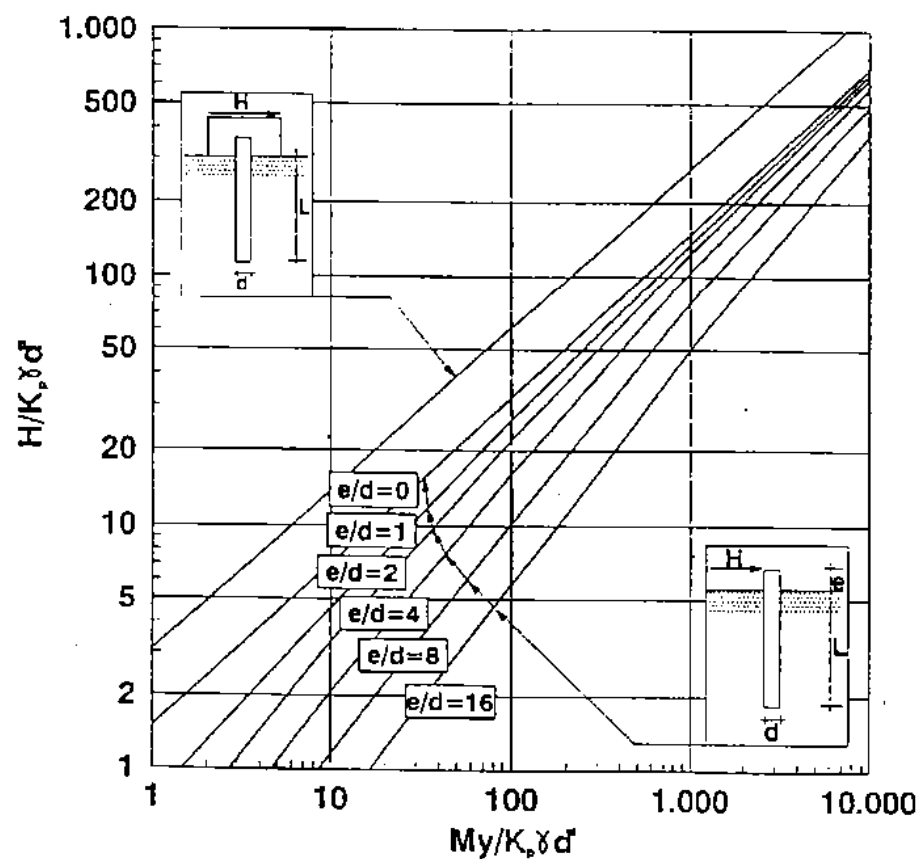
IL MECCANISMO DI ROTTURA IPOTIZZATO PREVEDE QUINDI SOLO LA PARZIALE PLASTICIZZAZIONE DEL TERRENO INTORNO AL PALO, MA LA FORMAZIONE DI UNA CERNIERA PLASTICA.

DIAGRAMMI DELLA TENSIONE LIMITE DI CONTATTO PALO TERRENO:





LA CUI SOLUZIONE È DIAGRAMMATA NELLA FIGURA
SEGUENTE IN FUNZIONE DEL VALORE $M_Y / k_p \gamma d^4$ PER VARI
VALORI DEL RAPPORTO e/d





2.2 PALI CON TESTA IMPEDITA DI RUOTARE

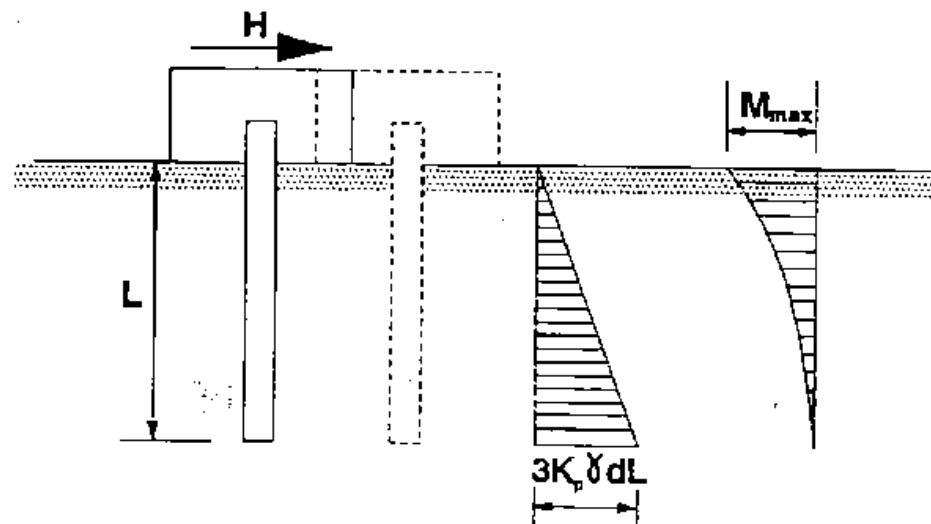
2.2.1 PALO CORTO

EQUAZIONE CHE FORNISCE IL VALORE DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE E DEL MOMENTO PER IL MECCANISMO DI PALO CORTO CON TESTA IMPEDITA DI RUOTARE È LA SEGUENTE

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1.5 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

$$\frac{M_{\max}}{k_p \gamma d^4} = \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

VALGONO I DIAGRAMMI DI TENSIONE LIMITE AL CONTATTO PALO TERRENO RIPORTATI IN FIGURA





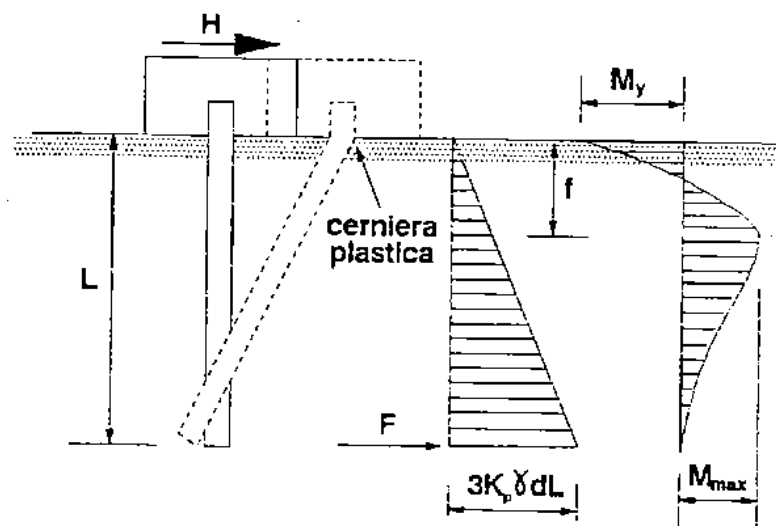
2.2 PALI CON TESTA IMPEDITA DI RUOTARE

2.2.2 PALO INTERMEDIO

EQUAZIONE CHE FORNISCE IL VALORE DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE E DEL MOMENTO PER IL MECCANISMO DI PALO INTERMEDIO CON TESTA IMPEDITA DI RUOTARE È LA SEGUENTE

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

VALGONO I DIAGRAMMI DI TENSIONE LIMITE AL CONTATTO PALO TERRENO RIPORTATI IN FIGURA





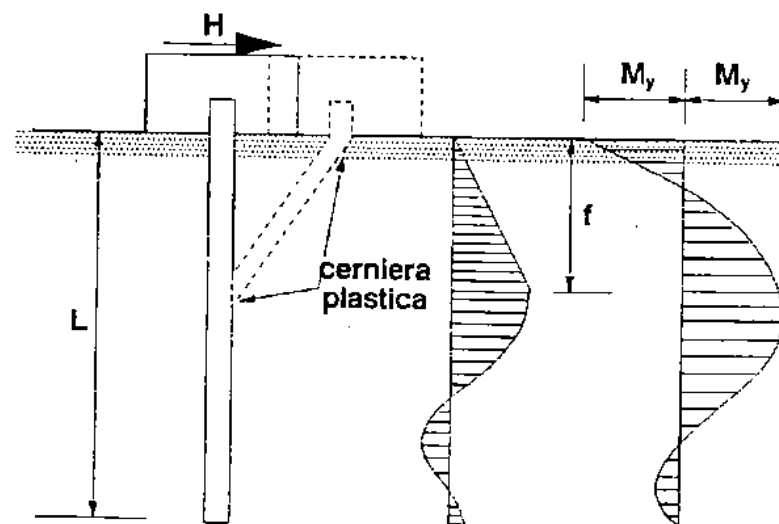
2.2 PALI CON TESTA IMPEDITA DI RUOTARE

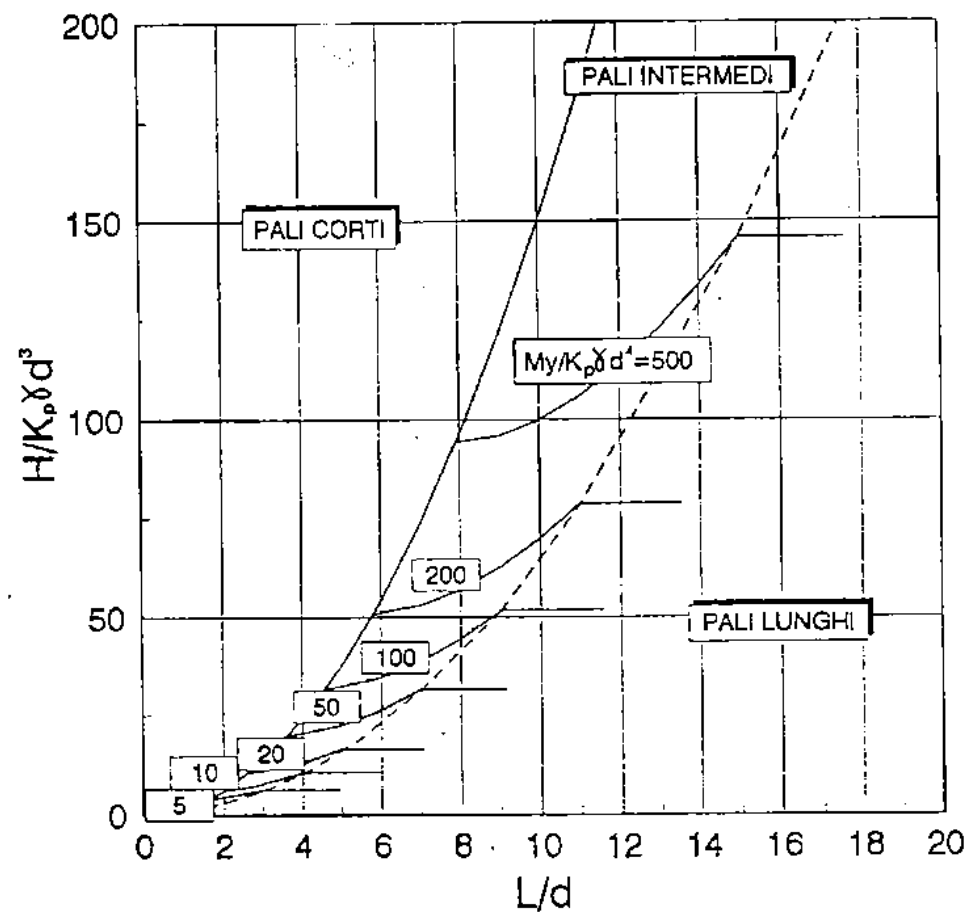
2.2.2 PALO LUNGO

EQUAZIONE CHE FORNISCE IL VALORE DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE E DEL MOMENTO PER IL MECCANISMO DI PALO LUNGO CON TESTA IMPEDITA DI RUOTARE È LA SEGUENTE

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

VALGONO I DIAGRAMMI DI TENSIONE LIMITE AL CONTATTO PALO TERRENO RIPORTATI IN FIGURA





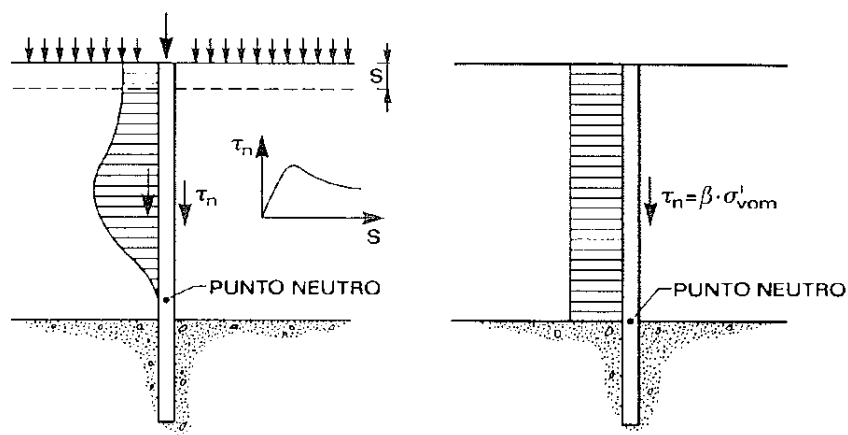


Fenomeno dell'attrito negativo

“fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo” [§6.4.3].

TALE FENOMENO SI MANIFESTA QUANDO UNO O PIÙ STRATI DI TERRENO TRASMETTONO AL PALO DEI CARICHI VERTICALI DELLO STESSO SEGNO DI QUELLI TRASMESSI DALLA SOVRASTRUTTURA

NELL'AMBITO DELLA PROFONDITÀ DOVE LO SPOSTAMENTO DEL TERRENO SUPERA QUELLO DEL PALO SI HA UNA INVERSIONE DELLE FORZE DI ATTRITO





Fenomeno dell'attrito negativo

CLASSICO FENOMENO DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'ENTITÀ DELL'ATTRITO NEGATIVO DIPENDE

- DAI MOVIMENTI RELATIVI PALO-TERRENO
- DALLA COMPRESSIBILITÀ DEL TERRENO
- DELLA DEFORMABILITÀ DEL PALO
- DAI TEMPI DI CONSOLIDAZIONE

SEMPLIFICAZIONE DEL PROBLEMA

SI PROCEDE COME SEGUE

1. SI IPOTIZZA UN PUNTO NEUTRO, OSSIA LA PROFONDITÀ ALLA QUALE LO SPOSTAMENTO DEL PALO UGUAGLIA QUELLO DEL TERRENO, SIA COINCIDENTE CON IL LIMITE INFERIORE DELLO STRATO PIÙ COMPRIMIBILE
2. SI VALUTA LA TENSIONE UNITARIA DI ATTRITO NEGATIVO TRAMITE LA RELAZIONE

$$\tau_n = \beta \cdot \sigma'_{vom}$$

DOVE β È UN COEFFICIENTE EMPIRICO I CUI VALORI SECONDO LAMBE (1974)

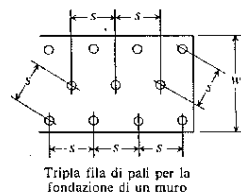
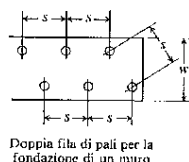
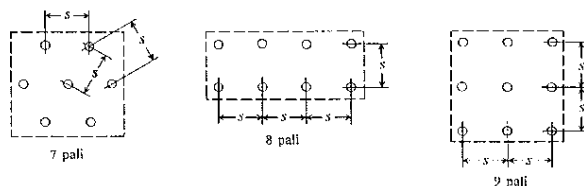
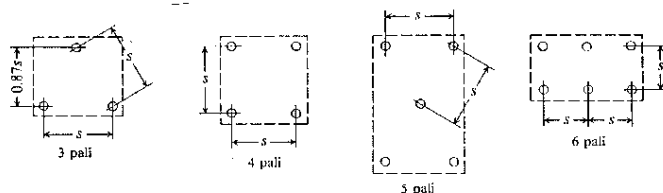
TIPO DI TERRENO	β
SABBIE	0.35 -0.50
LIMI	0.25-0.35
ARGILLE	0.20-0.25



Comportamento dei pali di gruppo

*“Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, **tenendo conto degli effetti di gruppo** tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE” [§6.4.3].*

QUASI SEMPRE UNA FONDAZIONE È COSTITUITA DA UN GRUPPO DI PALI



L'INTERAZIONE TRA I PALI COSTITUENTI LA PALIFICATA COMPORTA CHE

- NON NECESSARIAMENTE LA CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA È LA SOMMA DELLA PORTATA DI TUTTI I PALI CHE LA COSTITUISCONO
- IL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA È IN GENERE MAGGIORE DI QUELLO DEL SINGOLO PALO



Comportamento dei pali di gruppo

SI DEFINISCE EFFICIENZA DEL GRUPPO E_G

$$E_G = \frac{Q_{LIM,G}}{nQ_{LIM}}$$

TERRENI COESIVI

SE IL PLINTO DI COLLEGAMENTO DEI PALI NON INTERAGISCE
CON IL TERRENO

$$2D \leq i_{pali} \leq 4D \rightarrow E_G = 0,6 \div 0,8$$

$$i_{pali} \geq 8D \rightarrow E_G = 1$$

DOVE i_{pali} È L'INTERASSE TRA I PALI E D IL DIAMETRO DEGLI
STESSI

SE IL PLINTO DI COLLEGAMENTO INTERAGISCE CON IL TERRENO
VA CONSIDERATO LO SCHEMA DI ROTTURA CHE COMPETE ALLA
PALIFICATA COME BLOCCO UNICO

IL FATTORE DI CAPACITÀ PORTANTE N_c DEVE TENERE CONTO
DELLE DIMENSIONI COMPLESSIVE DEL BLOCCO B E L
INDIVIDUATE DAL PERIMETRO ESTERNO DELLA PALIFICATA

SI PUÒ FARE RIFERIMENTO AL METODO DEL BLOCCO
EQUIVALENTE PROPOSTO DA TERZAGHI



Alessandro Ghinelli
Fondazioni profonde: Progettazione, esecuzione e verifica.



Fine

Grazie per l'attenzione