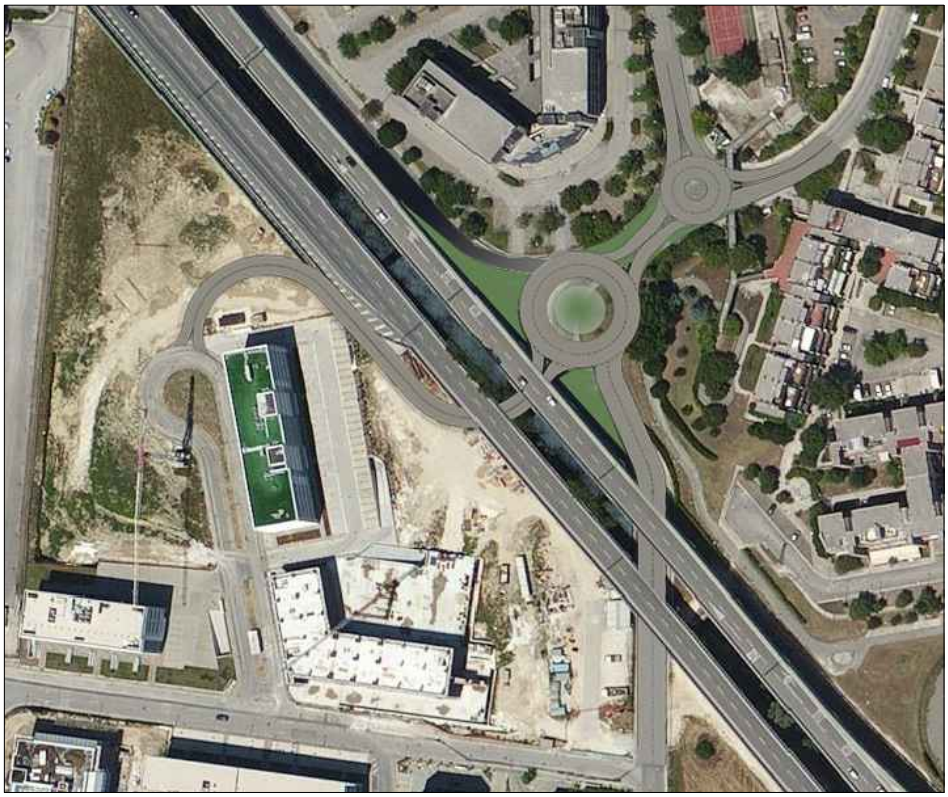
COMUNE DI ANCONA

Direzione Lavori, Patrimonio,
Gare e Appalti, Sport



Realizzazione di una rotatoria stradale nell'intersezione tra via Flavia e via Borsellino con completamento anello via Totti

OPERE IN C.C.A. : PONTE PEDONALE
F - RELAZIONE FONDAZIONI

elab. **PE.C15**

scala -

SETTEMBRE 2017

PROGETTO ESECUTIVO
Opere in C.C.A.

RESPONSABILE PROCEDIMENTO: **Dott. Ing. FRONTALONI ERMANNO**
Direzione Lavori, Patrimonio, Gare e Appalti, Sport

PROGETTO:
Dott. Ing. RACCOSTA RICCARDO
Comune di Ancona
Direzione Lavori, Patrimonio, Gare e Appalti, Sport

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione delle fondazioni valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.
Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"*Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
"*Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".

Eurocodice 7 - "*Progettazione geotecnica*" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

3 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.
Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni indirette di tipo a pali.

4 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14/01/2008.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [D.M. 14/01/2008]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
	Favorevole		1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
	Favorevole		0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
	Favorevole		0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del

D.M. 14/01/2008.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [EN 1997-1:2005 (EC7)]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Angolo di attrito	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Coesione non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.II del D.M. 14/01/2008.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

4.1 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p:

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente).
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La ***resistenza alla punta (P_p)*** si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \left(c \cdot N_c + q \cdot N_q\right)$$

dove:

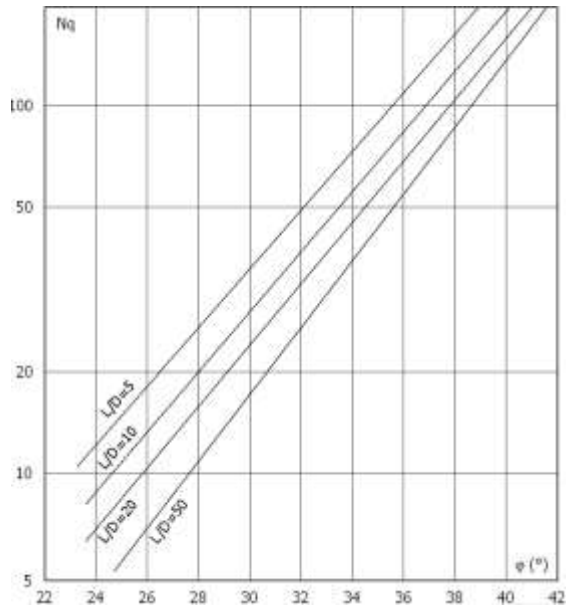
- per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q-1)\cdot\cot\phi$;
- c è la coesione;

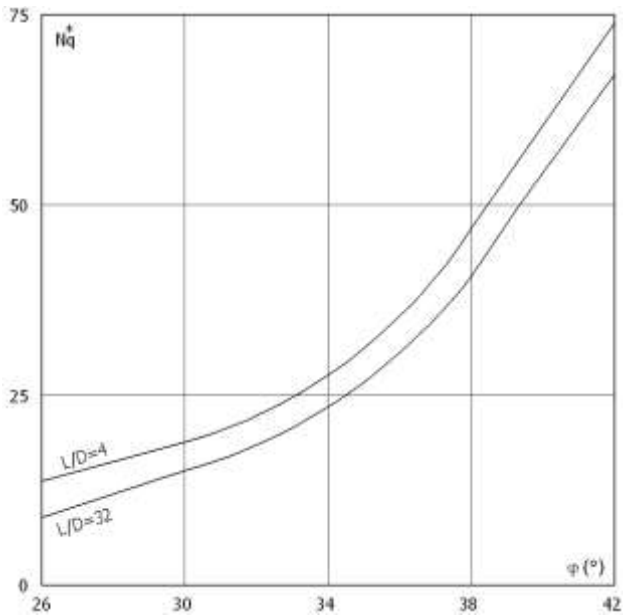
q è la pressione litostatica alla punta del palo.

Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.
In caso di condizioni:

- **drenate** si assume c = c' (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive.
- **non drenate** si assume $q = q_{tot}$ (pressione totale), $c = c_u$ (coesione non drenata), $\phi = 0$ e $N_c = 9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).
Vengono distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro (> 80 cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q.





Per il calcolo della ***resistenza laterale (P_l)*** si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

in cui **s** è la somma di un termine di adesione **a** indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

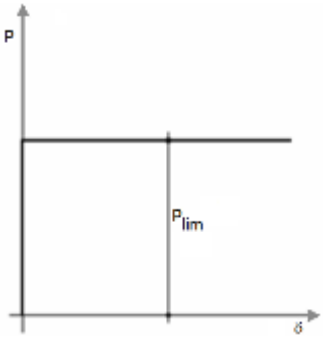
$$s = a + \sigma_h \cdot \mu,$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.
Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume a = 0, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ [con $\mu = \tan(\phi \cdot A)$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha \cdot c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.
In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).
Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

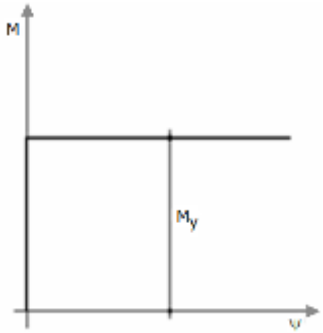
Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).
Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



Comportamento palo-terreno



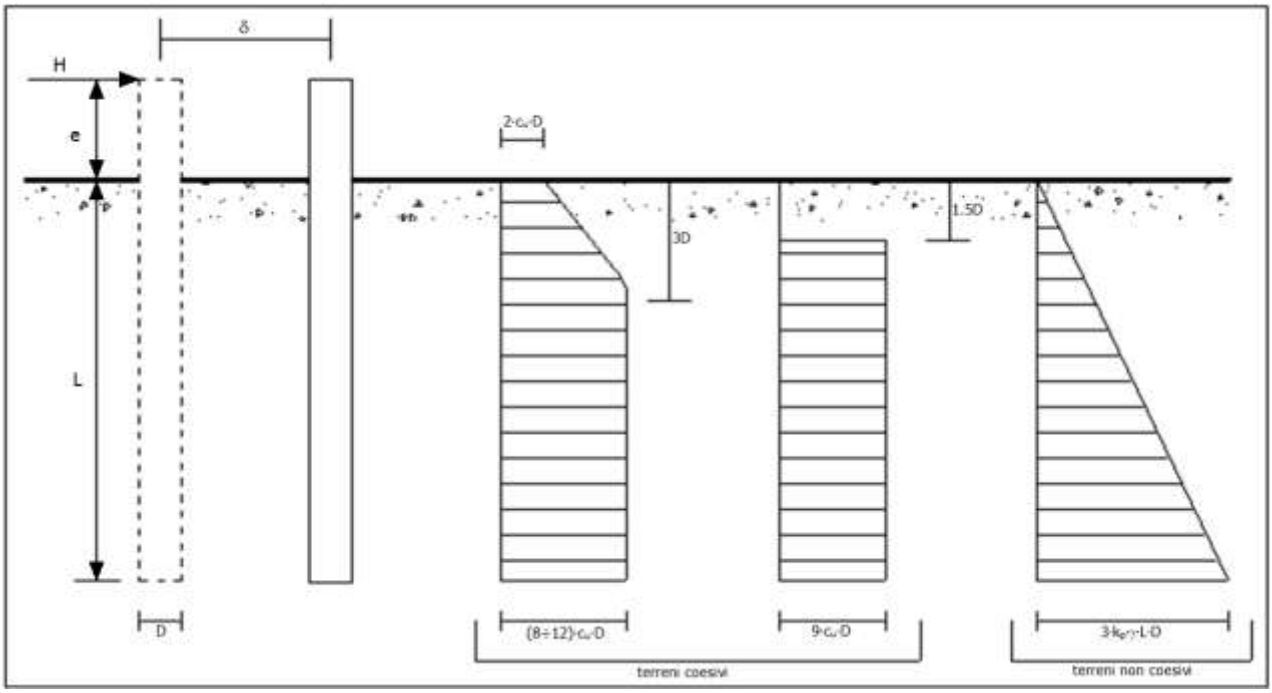
Comportamento flessionale del palo

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).
Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).
La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.
Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- *terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata)*;
- *terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata)*.



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo e per:

- ***Palo corto*** ⇒ (plasticizzazione terreno)
- ***Palo intermedio***
- ***Palo lungo***

Nel caso di *terreni **non coesivi*** (c=0), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore p = 0 (in testa) fino al valore $p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interramento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Inoltre, un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

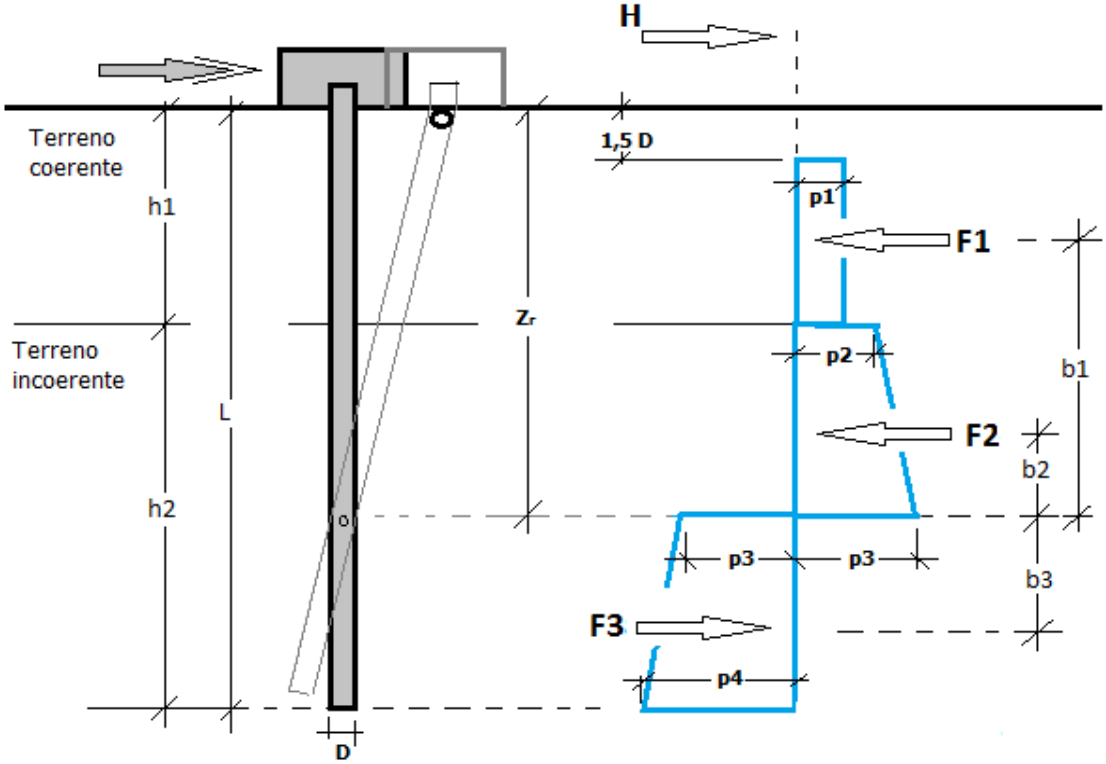
Per quanto riguarda i *terreni* ***coesivi*** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2 \cdot c_u \cdot D$, cresce linearmente fino alla profondità 3D per poi rimanere costante e pari a $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1{,}5 \cdot D$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo.
Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo M_p del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati

La teoria di *Broms* è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di Broms viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- **terreno coerente**: la resistenza laterale per unità di superficie p_i viene considerata costante, secondo l'ipotesi di Broms, a partire da una profondità pari ad $1{,}5 \cdot D$, ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a $1{,}5 \cdot D$. La resistenza p_i è indipendente dalla pressione litostatica.
- **terreno incoerente**: la resistenza laterale per unità di superficie p_i varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di Broms. La resistenza p_i è dipendente dalla pressione litostatica $\gamma \cdot z$, per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Nella fase di calcolo, si verifica se il meccanismo di rottura del palo, ipotizzato vincolato in testa (rotazione alla testa impedita) sia di:

– ***Palo CORTO***

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.

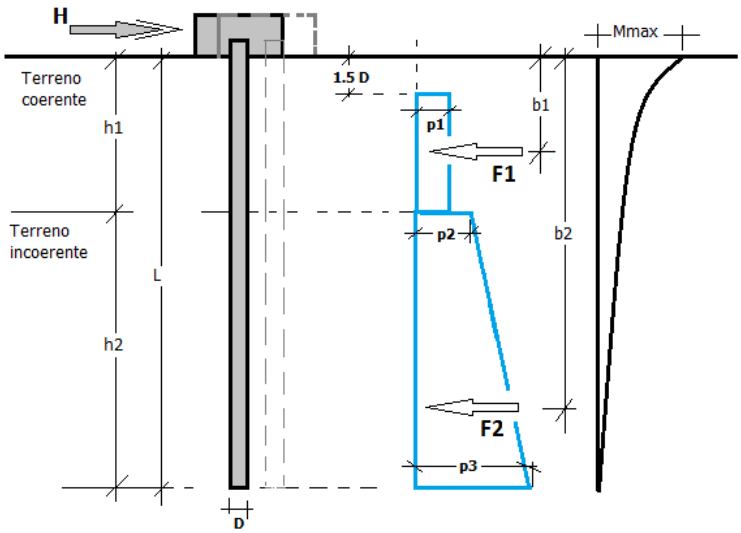
Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D$;
$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1$;
$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$.

Da cui:

$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1{,}5 \cdot D)$;
$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2$.

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$ l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.



– ***Palo INTERMEDIO***

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.
Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D$;
$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1$;
$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$.

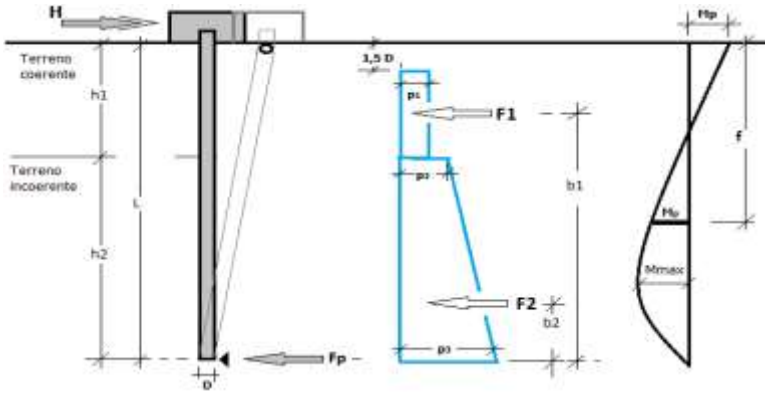
Da cui:

$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1{,}5 \cdot D)$;
$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2$.

Applicando l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$

si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo.



Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.
Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} < M_p$ l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.

– ***Palo LUNGO***

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.
Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D$;
$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1$;
$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$.

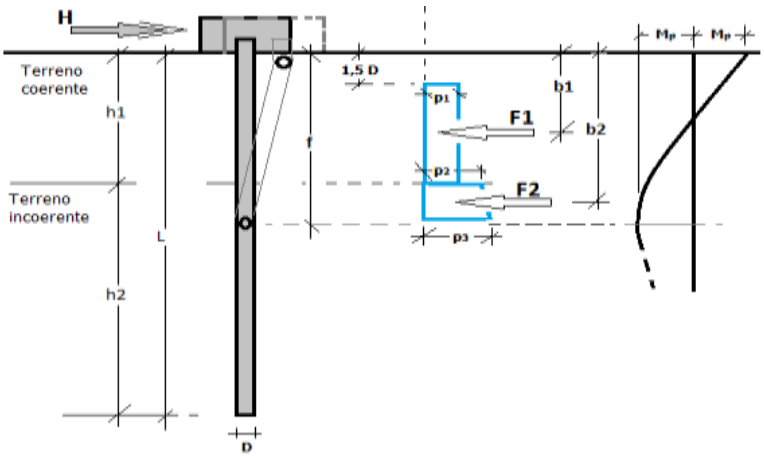
Da cui:

$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1{,}5 \cdot D)$;
$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2$.

Applicando l'equilibrio alla traslazione si ha:

$H = F_1 + F_2$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione



intorno alla seconda cerniera plastica:

$$H f - F_1 \cdot (f-b_1) - F_2 \cdot (f-b_2) - 2M_p = 0$$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne Q_{Rd}, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R, relativo all'approccio utilizzato.

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R di pali soggetti a carichi assiali

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	γ_R	R3	R3	R3
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale(*)	γ_t	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

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

Il coefficiente γ_R da applicare alla resistenza dei pali soggetti a *carichi trasversali* è assunto pari a 1,30 (tabella 6.4.VI).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = R_{cal}/\xi_3.$$

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia $Q_{Ed,V}$ - $Q_{Rd,V}$ e $Q_{Ed,O}$ - $Q_{Rd,O}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

N.B: il valore del $Q_{Ed,V}$ rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si sottrae la differenza fra il peso del palo ed quello del volume di terreno occupato dal palo.

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE ALLO SLU

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLU

$Id_{Pl/Pnt\ Pl}$	$Id_{Nd,sup}$	$Q_{Ed,V}$	$Q_{Ed,O}$	$Q_{Rd,V}$	$Q_{Rd,V,Pt}$	$Q_{Rd,V,Lt}$	$Q_{Rd,O}$	$M_{max,O}$	T.R.	$Z_{c,pls}$	CS_V	CS_O
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N·m]		[m]		
PALO3	00002	506 690	123 498	4 266 505	2 168 225	2 098 280	163 422	249155	Palo Lungo	2.20	8.42	1.32
PALO1	00005	500 922	123 805	4 266 505	2 168 225	2 098 280	163 422	249155	Palo Lungo	2.20	8.52	1.32
PALO4	00003	506 677	123 499	4 266 505	2 168 225	2 098 280	163 422	249155	Palo Lungo	2.20	8.42	1.32
PALO2	00006	500 910	123 806	4 266 505	2 168 225	2 098 280	163 422	249155	Palo Lungo	2.20	8.52	1.32

LEGENDA:

$Id_{Pl/Pnt\ Pl}$ Identificativo del palo o del plinto su pali.
$Id_{Nd,sup}$ Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.
$Q_{Ed,V}$ Carico verticale di progetto.
$Q_{Ed,O}$ Carico orizzontale di progetto.
$Q_{Rd,V}$ Resistenza di progetto verticale.
$Q_{Rd,V,Pt}$ Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.
$Q_{Rd,V,Lt}$ Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.
$Q_{Rd,O}$ Resistenza di progetto orizzontale.
$M_{max,O}$ Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
T.R. Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
$Z_{c,pls}$ Profondità della seconda cerniera plastica.
CS_V Coefficiente di sicurezza per azioni verticali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
CS_O Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).