



# Provincia di Chieti

Miglioramento al tracciato planimetrico della S.P. ex S.S.84 "Frentana"  
in agro del Comune di Casoli  
( tratto Ospedale Civile - Centro Urbano)

## PROGETTO ESECUTIVO

Allegato:

**2b**

Elaborato:

Relazione geotecnica

Committente:

Provincia di Chieti, Settore ME - Viabilità e Trasporti

Progettista e DD.LL.:

Arch. Umberto Di Renzo  
Via Spaventa, 29 - 66100 Chieti  
Tel./Fax 0871-271006  
Cell. 340/3908547  
C.F. DRNMRT71B19E243N  
P.IVA 01965870692



Spazio riservato all'ufficio

DATA DI PRESENTAZIONE: \_\_\_\_\_

NOTE: \_\_\_\_\_

# RELAZIONE GEOTECNICA

## *PREMESSA*

Con Determina Dirigenziale del settore 6 n.° 56 del 19.01.2011 la Provincia di Chieti a deliberato 'lavori di sistemazione SP ex. SS 84 centro abitato di Casoli'.

La presente verifica del tipo di fondazione da proporre è stata preceduta da uno studio geologico eseguito dal *Dr. Geol. Antonio Carabella*. Tali esami si ritengono esaustivi al fine di avere tutti gli elementi necessari per la verifica delle opere di fondazione.

## *STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA*

Dalla relazione Geologica allegata al deposito abbiamo la seguente stratigrafia:

### **ORIZZONTE "A":** (da 0,00 m a 2.0 m circa dal p.c.) **terreno vegetale**

peso specifico  $\gamma = 1,70 \text{ t/mc}$

angolo d'attrito  $\emptyset = 24^\circ\text{-}26^\circ$

### **ORIZZONTE "B":** (da 2.0 a 20.0 dal p.c.) **sabbie fine limosa** con argilla e pezzi di calcarenite

peso specifico  $\gamma = 1,80 \text{ t/mc}$

angolo d'attrito  $\emptyset = 28^\circ$

### **ORIZZONTE "C":** (fino a 30m dal p.c. e oltre) **calcarenite frantumata**

peso specifico  $\gamma = 2,10 \text{ t/mc}$

angolo d'attrito  $\emptyset = 35^\circ$

## *CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI E CAPACITÀ PORTANTE*

Per la valutazione della portanza dei pali e quindi per il loro dimensionamento sono stati usati le teorie geotecniche sul dimensionamento dei pali in terreni coesivi.

### PROGETTAZIONE ANTISISMICA

L'Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Presidente del Consiglio dei Ministri ha introdotto la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica. Tra le importanti novità relative alle metodologie di calcolo delle strutture è stato introdotto l'uso di coefficienti per la determinazione dello spettro elastico di risposta che dipendono la classificazione dei suoli, per la definizione dell'azione sismica di progetto, in 5 categorie principali (dalla A alla E) a cui ne sono aggiunte altre 2 (S1 ed S2 per le quali sono richiesti studi speciali per definire l'azione sismica da considerare), distinte sulla base del parametro Vs30, o in alternativa del valore di NSPT o cu.

TIPO TERRENO	DI	PROFILO STRATIGRAFICO	PARAMETRI		
			VS30 m/s	NSPT	cu kPa
<b>A</b>		<i>Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi</i>	> <b>800</b>		
<b>B</b>		<i>Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità</i>	< <b>800</b> > <b>360</b>	> 50	> 250
<b>C</b>		<i>Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza</i>	< <b>360</b> > <b>180</b>	< 50 > 15	< 250 > 70
<b>D</b>		<i>Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti</i>	< <b>180</b>	< 15	< 70
<b>E</b>		<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 &gt; 800m/s</i>			
<b>S1</b>		<i>Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI &gt; 40) e contenuto di acqua</i>	< <b>100</b>		< 20 > 10
<b>S2</b>		<i>Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti</i>			

*Categoria dei suoli di fondazione (D.M. 14/01/2008); in evidenza il parametro Vs30*

Il parametro Vs30, rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S entro 30 m di profondità (al di sotto del piano di fondazione) ed è calcolato mediante la seguente espressione:

$$Vs30 = 30 / \sum_{i=1}^N h_i / V_i$$

dove  $h_1$  e  $v_1$  indicano rispettivamente lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ esimo per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 metri superiori.

Come da relazione geologica eseguita dal *Dr. Geol. Antonio Carabella* risulta: categoria **"B"**

## Dimensionamento Geotecnico dei Pali

### PALI DI FONDAZIONE

#### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.**

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)**

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### *Carico limite verticale*

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

### *Resistenza unitaria alla punta*

#### **Formula di Terzaghi**

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

#### Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

$\gamma$  peso unità di volume del terreno;

$L$  lunghezza del palo;

$N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

#### Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidità ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidità  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$ .

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	$I_r$
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

### **Metodo di Janbu**

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $\phi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q D}{N_c L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_r = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

### Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati:**

*Caquot - Kerisel* 
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

*Meyerhof - Murdock (1963)* 
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Woodward (1961)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

### Pali infissi

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

### Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### Critero di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### Critero di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

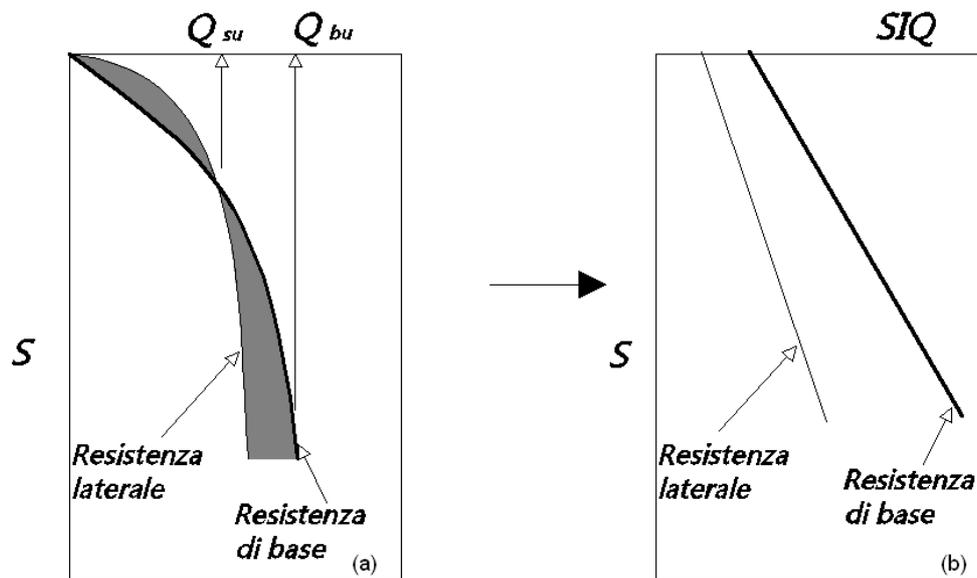
dove  $A_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

### Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* ( $Q_{su}$ ) e la *resistenza di base ultima* ( $Q_{bu}$ ) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità  $S/Q$  rispetto allo spostamento  $S$  (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato  $Q$  in rapporto all'attrito laterale ultimo  $Q_{su}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{su}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

$d_s$ : diametro testa del palo.

- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 \text{ N/mm}^2$  e il valore di

$E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo da  $40 \text{ N/mm}^2$ .

- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_s$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

$M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.

- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

$d_b$ : diametro della base del palo.

- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base

- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s = S_b$  e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

$$f = \eta(Q - \alpha) - \beta$$

- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$

- $h = \lambda\delta Q$

- $\alpha = Q_{su}$

- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$

- $\lambda = M_s d_s$

- $\delta = 0.6 Q_{bu}$

- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $E_b$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $E_b$  da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

## CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$  = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma zB$$

avendo indicato con:

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

$K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;

$\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;

$z$  = Profondità;

$B$  = Diametro del palo.

## Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con  $\mathbf{P}$  la matrice delle forze nodali esterne, con  $\mathbf{F}$  quella delle forze interne e con  $\mathbf{A}$  la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni  $\mathbf{e}$  (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni  $\mathbf{X}$  (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice  $\mathbf{B}$  è dimostrato essere la trasposta della matrice  $\mathbf{A}$ .

D'altra parte, le forze interne  $\mathbf{F}$  sono legate agli spostamenti interni  $\mathbf{e}$  dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice  $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$  si ricava l'espressione degli spostamenti esterni  $\mathbf{X}$ :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti  $\mathbf{X}$  è possibile ricavare le forze interne  $\mathbf{F}$  necessarie per il progetto della struttura.

La matrice  $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$  è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_s$  con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale  $Z$  è la profondità e  $B$  è il diametro del palo.

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_j$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

#### Dati generali...

Diametro punta	0,09 m
Lunghezza	6,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	0,50 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev

#### Archivio materiali

##### Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck_cubi [MPa]	Ec [MPa]	fek [MPa]	fed [MPa]	fetd [MPa]	fetm [MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

##### Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta_1*\beta_2$ iniz.	$\beta_1*\beta_2$ finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

#### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto. Vs: Velocità onde di taglio.

##### Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica

			[kg/m³]							
1	2,00	1650,00	0,00	0,00	15,00	No	1,00	15,00	0	Terreno vegetale
2	18,00	1800,00	1900,00	0,05	28,00	Si	1,00	100,00	0	Limo o limo con sabbia

#### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	1,00	9,00	0/0,05	572,56	170,49	181,42	-1634,36	1413,72	--

#### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine		1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,00		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,00		
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Base	170,49	170,49	170,49	
Laterale	181,42	181,42	181,42	
Totale	-1634,36	-1634,36	--	

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	2,50
Laterale	2,50
Resistenza di progetto base	68,20 kg
Resistenza di progetto laterale	72,57 kg
Resistenza di progetto	-431,79 kg

#### CONCLUSIONI

Nel calcolo della struttura saranno considerate tutte le combinazioni di carico e le sollecitazioni risultanti dalla condizione più gravosa verranno confrontate con le portanze calcolate per i pali scelti, al fine di verificare la correttezza della soluzione progettuale.

Le sollecitazioni e le deformazioni sul terreno indotte dall'intervento consentono di garantire la sicurezza, la stabilità e la funzionalità dell'opera in progetto e di quelle ad essa vicine.

IL PROGETTISTA e D.L.


  
 dott. arch. *Umberto Di Renzo*
  
 UMBERTO DI RENZO
   
 ISCRITTO ALL'ALBO
   
 N. 642
   
 ORDINE DEGLI ARCHITETTI E CONSERVATORI