

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA (Lotto 5)

OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI

Relazione Tecnico-Descrittiva – Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde (Viadotti VI10-VI23)

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.


RS3E 50 D 09 RB VI0000 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Approvato
A	Emissione esecutiva	S.Gasperoni	Marzo 2019	M.E. D'Effremo	Marzo 2019	F.Sparacino	Marzo 2019	

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
 Dott. Ing. Angelo Vittozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 N° A20783
 Vittozzi
 2019

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3.	METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI.....	5
3.1	PREMESSA.....	5
3.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	5
3.3	METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI	7
3.4	<i>DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE.....</i>	10
3.5	<i>VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE DI UNA PALIFICATA</i>	11
4.	METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	12
4.1	PREMESSA.....	12
4.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	12
4.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS.....	13
4.4	<i>VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE IN PRESENZA DI SCALZAMENTO</i>	15
5.	METODOLOGIA PER L'ANALISI DELLE PALIFICATE	16
5.1	COMPORAMENTO DEL PALO SOGGETTO AI CARICHI ORIZZONTALI - MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO.....	16
5.2	VALUTAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO	18
5.3	VERIFICA CEDIMENTI DEI PALI	19
5.4	CURVE CARCO-CEDIMENTO PALO IN PRESENZA DI ATTRITO NEGATIVO E VERIFICA DEI CEDIMENTI	21

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A	FOGLIO 3 di 23


1. PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni su pali delle opere d'arte nell'ambito del Progetto Definitivo del lotto 5, tratta denominata Dittaino – Catenanuova, relativa al Nuovo Collegamento ferroviario Palermo-Catania tratta Fiumetorto-Montemaggiore.

In particolare verranno affrontati i seguenti aspetti:

- metodologie per la valutazione della capacità portante dei pali e per l'esecuzione delle relative verifiche (portata singolo palo a compressione, a trazione e portata di gruppo);
- metodologie per la determinazione del carico limite orizzontale dei pali per l'esecuzione delle relative verifiche (senza e con scalzamento);
- valutazioni per l'analisi delle palificate: comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali e determinazione del modulo di reazione orizzontale palo – terreno; valutazione del parametro alfa (= M_o/T_o) e del momento adimensionale lungo il palo; stima dei cedimenti delle palificate; determinazione delle curve carico-cedimento palo in presenza di attrito negativo (indotto dai cedimenti del rilevato di approccio alle spalle) e verifica dei cedimenti.

Tutte le analisi svolte nel seguito sono eseguite in conformità alla normativa italiana vigente sulle opere civili (DM 14/01/2008).

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A	FOGLIO 4 di 23

2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008).

[N.2]. DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni.


[N.3]. Specifica RFI del 21/12/11 per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.

2.2 **Documenti di riferimento**

[DC1]. RS0L 00 D78 RH GE0005 001A - Nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Catenanuova-Raddusa. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica generale.

[DC2]. RS3E 50 D78 F6 GE0005 007A ÷ RS3E 50 D 78 F6 GE0005 015A - Nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Dittaino-Catenanuova. Progetto Definitivo. Profilo longitudinale geotecnico

[DC3]. RS3E 50 D69 RG GE0001 001 A - Nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Dittaino-Catenanuova. Progetto Definitivo. Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A

3. METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

3.1 Premessa

Nel presente capitolo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere in progetto.

Per le opere VI12 e VI16 è stata valutata anche la capacità portante del palo nella seguente condizione:

- in presenza di scalzamento considerando nulla la portata laterale nel tratto di palo scalzato a partire da testa palo: la verifica di capacità portante dei pali verrà eseguita considerando combinazioni di carico eccezionali (valutate con $T_r=300$ anni e $T_R=1$ anno) e non concomitanti con il sisma.

La lunghezza palo di progetto è quella che soddisfa tutte le verifiche di capacità portante, anche in presenza di scalzamento. Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”; verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

- $N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

3.2 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente [N.1]. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del palo (o a trazione $R_{t,k}$) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 1 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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

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

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

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


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A

Tabella 2 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

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

3.3 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.7 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali) la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$$\alpha = 0.90 \quad \text{per } c_u \leq 25 \text{ kPa;}$$

$$\alpha = 0.80 \quad \text{per } 25 \leq c_u \leq 50 \text{ kPa;}$$

$$\alpha = 0.60 \quad \text{per } 50 \leq c_u \leq 75 \text{ kPa;}$$

$$\alpha = 0.40 \quad \text{per } c_u \geq 75 \text{ kPa.}$$

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

Inoltre per i terreni coesivi alluvionali è stata anche eseguita una verifica in tensioni efficaci; in particolare si è controllato che:

$$\tau_i > 0.23 \cdot \sigma'v$$

$$\tau_i < 0.25 \cdot \sigma'v$$

Per i depositi coesivi del substrato (unità FYN, AAC, TRV) la tensione tangenziale può essere valutata con la correlazione di Burland (1993):

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{l,max}$$

Dove

$$\beta = 0.1 + 0.4 \cdot c_u / \sigma'v \quad (\text{con } \beta > 0.23, \text{ AGI dicembre 1984}).$$

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate;

$\sigma'v$ = tensioni verticali efficaci;

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 120 kPa per terreni coesivi del substrato).

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI);

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace;


$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

Tabella 3 – Valori di q_{blim} secondo Gwizdala [1984]

	$q_{b,lim}$ (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- terreni sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 31-32^\circ$: $N_q^* = 10$; $q_b \leq 4300$ kPa
- terreni sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 34^\circ$: $N_q^* = 14$; $q_b \leq 4300$ kPa
- terreni ghiaioso sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 38^\circ$: $N_q^* = 23$; $q_b \leq 5800$ kPa

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A	FOGLIO 10 di 23

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile (3800 kN in accordo a Engling e Reese, 1974).

3.4 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “ Q_d ” può essere espressa dalla seguente relazione:


$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'_p$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_p = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($= \gamma_{st} \cdot \xi_3$).

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A	FOGLIO 11 di 23

3.5 *Verifica a carico limite verticale di una palificata*

La valutazione del carico limite verticale di una palificata è eseguito come di seguito indicato:

$$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d, \text{ singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti, l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere $E = 1$ (per terreni incoerenti).

Per palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$$


Dove:

E = efficienza della palificata

N = numero di pali per fila

M = numero di file

$\Phi = \arctg (D/i)$ con D = diametro pali, i = interasse pali.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A

4. METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

4.1 Premessa

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel paragrafo seguente.

In alcuni casi particolari (successioni stratigrafiche articolate con alternanza di terreni coesivi ed incoerenti, verifiche di pali in presenza di scalzamento) le verifiche a carico limite orizzontale sono state svolte con programma FEM non lineare, considerando negli altri strati di terreno curve P-Y non lineari, definibili lungo il fusto del palo e resistenze variabili. La teoria di Broms è comunque applicabile però impone semplificazioni (ad esempio unico tipo di terreno) che rendono ancora più restrittiva la verifica, mentre l'utilizzo di una legge P-Y di mobilitazione non lineare, di tipo iperbolico per la valutazione della pressione orizzontale limite, meglio descrive il comportamento dei terreni in esame. Le metodologie di calcolo sono riportate di seguito.

4.2 Analisi agli stati limite

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa [N.1] al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

La valutazione è stata eseguita tenendo conto di effetto gruppo, cautelativamente assunot pari a 0.8.

Tabella 4 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

4.3 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo 0.8.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

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

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

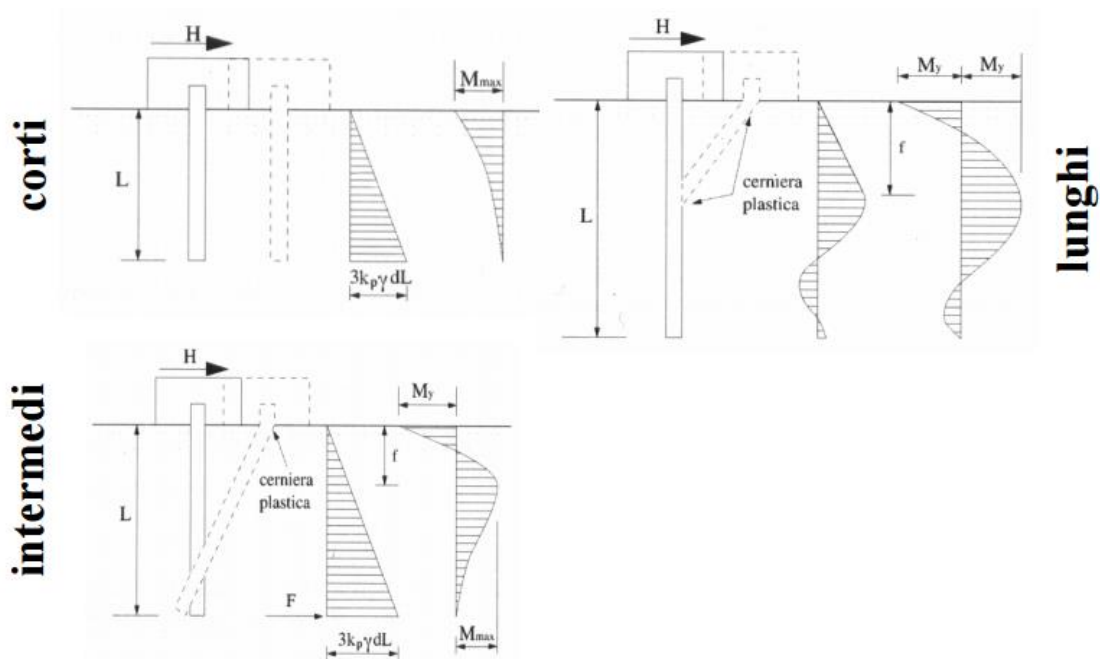
Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$


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

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.



	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A

Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (Vpd). Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo 0.8.

Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;


ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

4.4 Verifica a carico limite orizzontale in presenza di scalzamento

Per la verifica del carico limite orizzontale per i pali di fondazione in presenza di scalzamento, la teoria di Broms resta applicabile, ma non sono più utilizzabili le soluzioni semplificate (sopra riportate) disponibili in forma chiusa e/o con abachi adimensionali. Quindi per questi casi, è stata eseguita una apposita verifica con programma FEM non lineare, considerando nello spessore di terreno scalzato una pressione orizzontale limite nulla e negli altri strati di terreno curve P-Y non lineari, definibili lungo il fusto del palo e resistenze variabili. Per terreni incoerenti, la pressione orizzontale limite viene valutata: $P = N\phi \cdot k_p \cdot \sigma'v$; dove k_p è il coefficiente di spinta passiva del terreno, $N\phi$ è assunto pari a 3 (Broms, 1964) in accordo ad osservazioni sperimentali in terreni con angoli di restenza al taglio compresi tra 30 e 40°. Per terreni coesivi la pressione orizzontale limite viene valutata: $P = Np \cdot cu \cdot D$; dove $Np = 9$ (Broms 1964 ed anche Matlock 1970), cu resistenza al taglio non drenata. La legge P-Y di mobilitazione non lineare, di tipo iperbolico (Matrock, 1970), meglio descrive il comportamento dei terreni in esame.

Il palo, in testa è stato vincolato alla rotazione ($\phi = 0$ rotazione impedita), nel tratto di palo scalzato, le pressioni orizzontali sono nulle e le pressioni tangenziali sono nulle. Viene applicato a testa palo, un carico orizzontale (H) via via incrementato, mobilitando man mano la resistenza laterale disponibile fino a raggiungere il momento di prima plasticizzazione della sezione lungo il palo.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A

5. METODOLOGIA PER L'ANALISI DELLE PALIFICATE

5.1 Comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lienare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito K_W [FL^{-3}] il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + k_h \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

k_h = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della D_r ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Nella seguente figura si riportano i valori di riferimento del gradiente k_h corrispondente a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$).

Per i terreni coesivi si assume in genere una legge del tipo:

$$E_{MR} = \xi \cdot c_u, \text{ con } \xi = 300 \div 450,$$

corrispondenti a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$).

Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale - Terreni incoerenti sotto falda

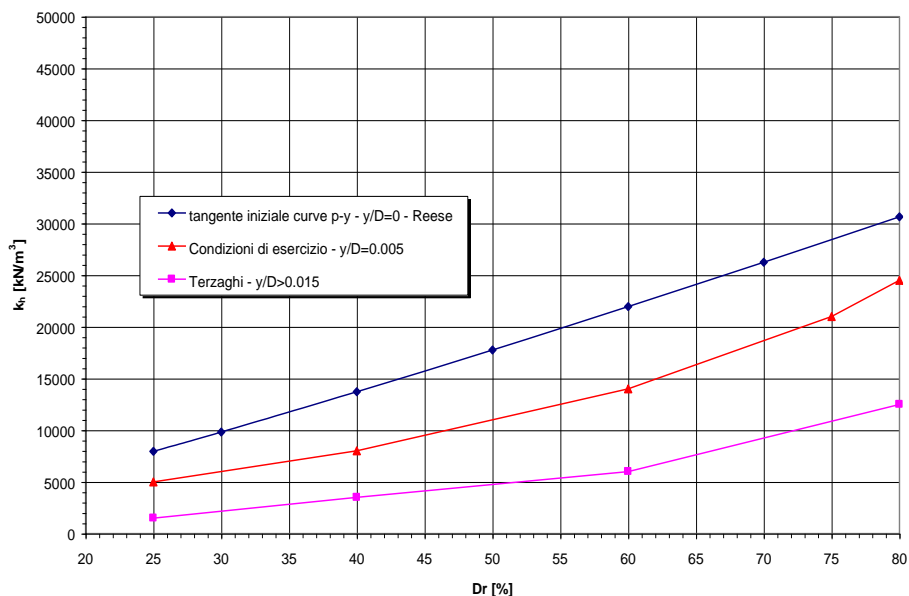



Figura 1. Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale – Terreni sotto falda

Per le fondazioni delle opere in esame si considera:

- Per terreni coesivi: $\xi = 350$, il valore della resistenza al taglio non drenata generalmente è costante per i terreni sovraconsolidati che costituiscono il substrato dell'area, mentre varia con la profondità per i terreni coesivi da normal a poco consolidati che costituiscono le coperture alluvionali.
- Per terreni incoerenti: $k_h = 8000 \text{ kN/m}^3$.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A	FOGLIO 18 di 23

5.2 Valutazione del momento adimensionale lungo il palo

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956), che utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali, ottenuti esprimendo l'equazione della linea elastica attraverso equazioni differenziali funzione del tipo di sollecitazione agente.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (E_{MR} , valutato in accordo al precedente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

essendo:


H_o = azione tagliante in testa palo [F];

M_o = azione flettente, conseguente ad H_o , in testa al palo;

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo. = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

Per le palificate in presenza di scalzamento, il valore del parametro **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.** (= M_o/T_o a testa palo), è stato valutato con analisi FEM con la reale stratigrafia del sito ed in accordo alle metodologie indicate al paragrafo 4.4. Nello spessore di palo scalzato, è stata assunta nulla la pressione orizzontale limite e la pressione tangenziale del terreno. Il valore del parametro **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.** indicato per lo scalzamento va associato alle sole condizioni di carico statiche con scalzamento, per tutte le altre combinazioni (SLU statica, SLV sismica e SLE) va associato il valore del parametro **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.** indicato per i pali in assenza di scalzamento.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A

5.3 Verifica cedimenti dei pali

Per una valutazione semplificata dei cedimenti della palificata sono state usate delle formulazioni empiriche.

Il cedimento del singolo palo (w) è stimato con la formula empirica di Meyerhof (1959).

$$w = (Q \cdot D) / (Q_{lim} \cdot \lambda)$$

dove:

w = cedimento singolo palo

Q = carico

D = diametro del palo

Q_{lim} = carico limite del palo

λ = fattore che dipende dal tipo di palo e dal tipo di terreno; alcuni valori tipici sono elencati nella seguente tabella.

Tabella 5 Fattore λ (da Viggiani)

Tipo Palo	Terreno	Valore di λ
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100

Il cedimento del gruppo di pali è stimato moltiplicando il cedimento del singolo palo isolato per un coefficiente di amplificazione (R_g dipendente da fattori essenzialmente geometrici (s =interasse pali, n = numero pali della palificata, L =lunghezza pali):

$$w_{gruppo} = w \cdot n \cdot R_g$$

dove

w =cedimento singolo palo,

n = numero pali

R_g = fattore correttivo.

Il fattore R_g è determinato con la formulazione di Mandolini et al. (1997), illustrata nella seguente figura.

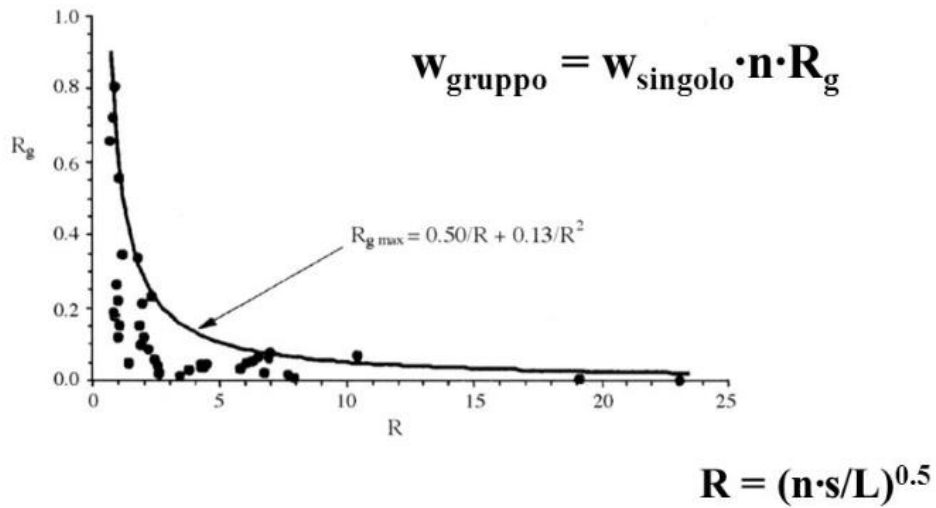



Figura 2 –Mandolini et al. 1997

La valutazione dei cedimenti delle palificate è stata svolta considerando il carico massimo sul palo per le condizioni di carico SLE.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA PM PALOMBA - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI0000001	REV. A

5.4 Curve carico-cedimento palo in presenza di attrito negativo e verifica dei cedimenti

Per le palificate delle spalle, sono state eseguite valutazioni per la stima dell'eventuale attrito negativo indotto dai cedimenti dei rilevati di approccio alle spalle (in presenza di rilevati medio-alti su terreno di fondazione con spessori importanti di terreno coesivo fine alluvionale recente).

Individuati i cedimenti del terreno indotti dal rilevato di approccio e lo spessore di terreno compressibile, è stata determinata la curva carico-cedimento del palo isolato attraverso il programma di calcolo APAL, che utilizza il metodo delle curve di trasferimento riferite al fusto ed alla base dei pali sviluppate da Reese e O'Neill, tipo curve t-s bilineari per l'attrito laterale e curve q-s per la portanza di base (iperboliche). In base a tale metodo:

- il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p ;
- il legame tra palo e terreno viene schematizzato come indicato in Figura 3; le curve di trasferimento per adesione laterale sono di tipo bilaterale, definite dal valore limite della τ nel punto considerato e dallo spostamento relativo limite tra palo e terreno. Lo spostamento limite è stato assunto per i terreni in esame pari a 5 mm, in accordo con numerose risultanze sperimentali disponibili in bibliografia (vedasi Figura 4).
- La curva di trasferimento per la base è di tipo iperbolico (vedasi Figura 4). Si ipotizza che la portata di base limite venga raggiunta per una frazione k del diametro D del palo. L'interpolazione delle curve per le sabbie (Duncan e Champ) e per le argille (Burland – Whitaker) risulta soddisfacente adottando le seguenti relazioni:

$$P_b = [Q_{bl} / 0.9 \cdot E_{si} \cdot s] / [(Q_{bl} / 0.9) + (E_{si} \cdot s)]$$

Dove:

$$E_{si} = (Q_{bl} / 0.9) / C \cdot k \cdot D$$

$Q_{bl} / 0.9$ = portata limite teorica asintotica

s = spostamento generico

C = coefficiente caratteristico della curva

D = diametro del palo.

La curva di base è dunque definita dalla portata limite, dal coefficiente k che determina lo spostamento limite e da C (assunto 0.09 per le sabbie e 0.13 per le argille) che influenza la forma della curva iperbolica.

I valori di tensione laterale limite e di portata di base limite adottati per la definizione delle curve carico-cedimento, sono quelli utilizzati per la capacità portante dei pali.

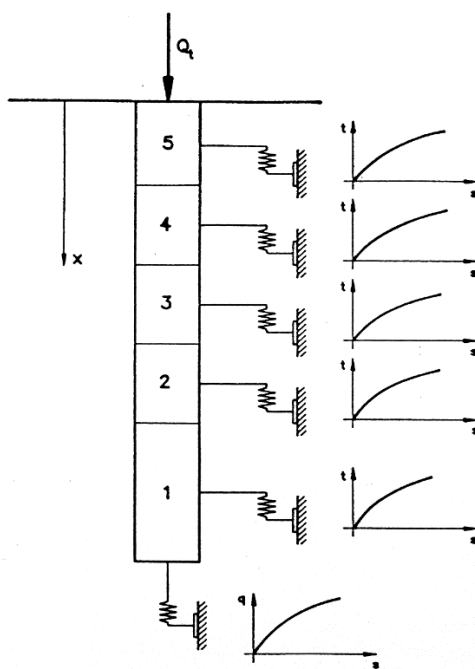


Figura 3 –Legame ideale palo-terreno

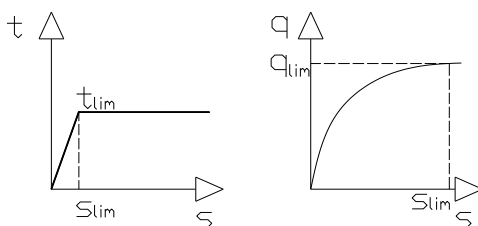


Figura 4 –curve di trasferimento (laterale e base)

La curva carico-cedimento del palo isolato è stata determinata assegnando diversi valori di carico in sommità e ottenendo i corrispondenti valori di cedimento.

Per la determinazione della curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo si è proceduto nel seguente modo:

- determinazione della curva carico-cedimento assumendo il diagramma di cedimento valutato per il rilevato di approccio alla spalla (è stato considerato il solo contributo del cedimento di consolidazione);
- tale diagramma di cedimenti è stato applicato a partire da testa palo;
- l'andamento delle tensioni tangenziali, assunte lungo il fusto del palo a partire dal p.c., è quello utilizzato per il calcolo della portanza dei pali.
- determinazione del cedimento, a carico nullo, considerando il diagramma di cedimento;
- costruzione della curva carico-cedimento. Tale curva carico-cedimento verrà utilizzata al fine di verificare che in presenza del massimo carico assiale agente sul palo in SLE, il cedimento sia compatibile con la funzionalità delle sovrastrutture.

Le valutazioni dei cedimenti sono riportate nella relazione di calcolo cedimenti rilevati ferroviari, a cui si rimanda; l'andamento dell'ipotetico cedimento indotto, viene utilizzato per la valutazione dei cedimenti del palo in presenza di attrito negativo.

La verifica dei cedimenti della palificata in presenza di attrito negativo, consiste nell'assicurarsi che per la lunghezza utile di palo definita, i cedimenti del palo sotto i carichi di esercizio, siano compatibili con la funzionalità delle sovrastrutture.