

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA (LOTTO 5)

GEOTECNICA

Relazione tecnico descrittiva dimensionamento e verifica fondazioni profonde - Lotto 5 (Dittaino - PM Palomba) VI01 -VI09

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 09 RB VI0000 001 A

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

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
17/11/2019
17/11/2019

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..... | 12 |
| 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 | ANALISI PALIFICATA SPALLA E STIMA DEFORMAZIONI..... | 19 |
| 5.4 | CURVE CARICO-CEDIMENTO PALO IN PRESENZA DI ATTRITO NEGATIVO E VERIFICA DEI CEDIMENTI | 21 |

| | | | | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|-------------------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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 25 |

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 della tratta denominata Dittaino – Catenanuova relativa al Nuovo Collegamento ferroviario Palermo-Catania.

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; determinazione delle curve carico-cedimento palo in presenza di attrito negativo (indotto dai cedimenti del rilevato di appoggio 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 DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO | | | | | |
| Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde | COMMESSA RS3E | LOTTO 50 | CODIFICA D 09 RB | DOCUMENTO VI000001 | REV. A | FOGLIO 4 di 25 |

2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-2008 (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]. RS3E 50 D09 RH GE0001 001 A - Nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Dittaino - Catenanuova. Progetto Definitivo. Relazione Geotecnica tratti all'aperto - Lotto 5 (da km 0+000 a km 8+920).
- [DC2]. RS3E 50 D09 F6 GE0001 001 A ÷ RS3E 50 D09 F6 GE0001 006 A- Nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Dittaino - Catenanuova. Progetto Definitivo. Profilo geotecnico - Lotto 5 (da km 0+000 a km 8+920) – 6 tavole.

| | | | | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-------------|---------------------|-----------------------|-----------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO | | | | | |
| | Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica fondazioni profonde | COMMESSA RS3E | LOTTO 50 | CODIFICA D 09 RB | DOCUMENTO VI000001 | 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 VI01, VI03, VI06, VI07 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 la combinazione di carico eccezionale in presenza di scalzamento (secondo quanto indicato da normativa NTC 2008) e non concomitante 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:

- $N_{\max,SLE} < Q_{ll} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{ll} , 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] **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** 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.

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

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

| | | | | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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:

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

| | | | | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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 |

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:

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25$ kPa;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50$ kPa;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75$ kPa;

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 75$ 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 TRVb, GTL, 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;

σ'_{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);

σ'_{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 $\varphi' = 33^\circ$: $N_q^* = 13$; $q_b \leq 4300$ 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 $\varphi' = 35^\circ$: $N_q^* = 17$; $q_b \leq 5800$ kPa

| | | | | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|--------------------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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 25 |

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 DITTAINO - 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 25 |

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.

| | | | | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|
|  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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.

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] **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** 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.

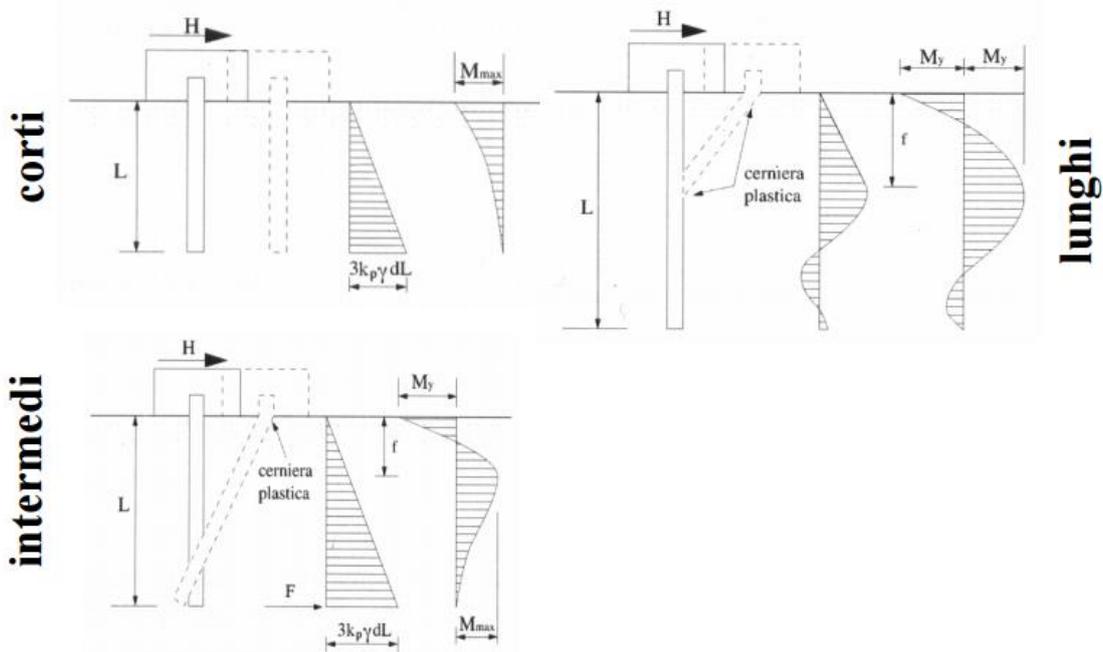
In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

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 DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione tecnico-descrittiva – criteri di dimensionamento e verifica
fondazioni profonde

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 09 RB | VI0000001 | A | 15 di 25 |

Il valore di carico resistente di progetto (H_d) dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}).

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

$$H_d = H_k / (\xi_3 \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

H_k = valore limite in funzione del meccanismo attivato valutato con teoria di Broms;

ξ_3 = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

V_{pd} = massima sollecitazione orizzontale di progetto.

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

Quindi per le palificate si verificherà che :

$$H_d * 0.8 = (H_k * 0.8) / (\xi_3 \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

| | | | | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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 terreni sotto falda; in quanto per le palificate del presente lotto la configurazione dei pali è sempre sotto falda.

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

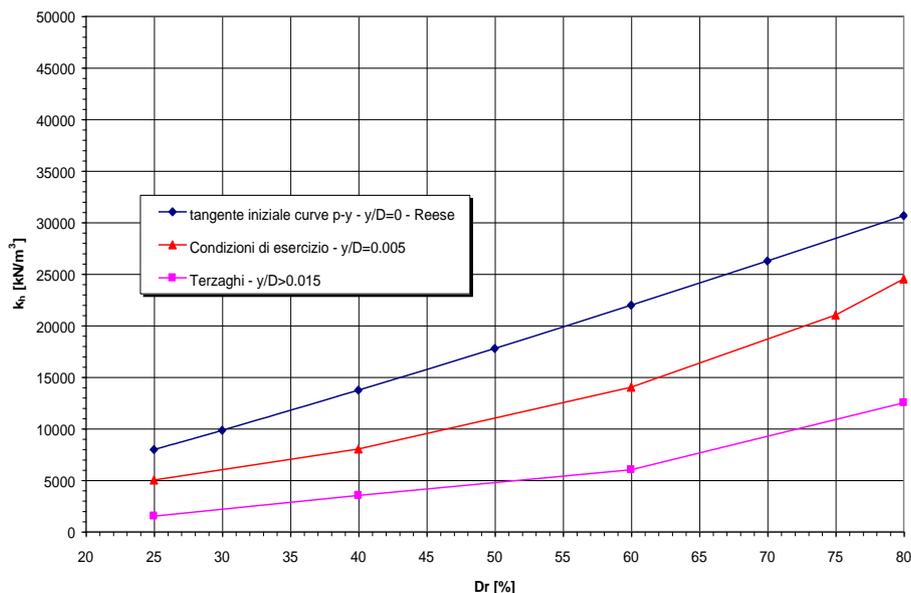


Figura 1. Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale – Terreni sotto falda

Per le fondazioni delle opere in esame generalmente i terreni intercettati sono coesivi, sotto falda e quindi il modulo di reazione orizzontale palo-terreno viene valutato con i seguenti parametri:

- Per terreni coesivi: $\xi = 350$, il valore della resistenza al taglio non drenata è assunta come da stratigrafia di riferimento per l'opera;
- Per terreni incoerenti: $k_h = 8000 \text{ kN/m}^3$ in relazione alla densità relativa degli strati.

Inoltre al modulo di reazione orizzontale palo-terreno, viene applicato un coefficiente di riduzione per effetto gruppo della rigidità del terreno k_h , ai fini dell'analisi delle sollecitazioni sui pali. Cautelativamente si introduce lo stesso coefficiente di riduzione per effetto gruppo (0.8) applicato per la verifica del carico limite orizzontale dei pali (valutato con Broms).

| | | | | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|--------------------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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 25 |

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:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

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

| | | | | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|--------------------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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 19 di 25 |

5.3 Analisi palificata spalla e stima deformazioni

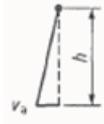
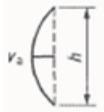
Relativamente alle palificate delle spalle, in accordo alle linee guida Italferr, si è adottato il seguente criterio progettuale:

- Azioni inerziali calcolate in condizioni sismiche con l’accelerazione massima al suolo sia per le spalle mobili che per le spalle fisse;
- Spinta del terreno in condizioni sismiche valutata in condizioni di equilibrio limite attivo (spinta attiva + Mononobe-Okabe), purchè sia verificata la condizione per la mobilitazione della spinta attiva sugli spostamenti dei pali di fondazione (ai sensi dell’Eurocodice EC7).

Quindi per le fondazioni delle spalle dei ponti/viadotti è stata svolta una analisi della palificata considerando i pali collegati (incastri) in testa ad un plinto di fondazione assimilabile ad un corpo infinitamente rigido. I valori massimi delle sollecitazioni agenti su ciascun palo e gli spostamenti della fondazione conseguenti ai carichi applicati sono stati determinati con l’ausilio del codice di calcolo MAP Matrix Analysis of Piles - (G. Guiducci - 1999).

Questa analisi è stata svolta considerando solo le combinazioni di carico sismiche, in quanto è finalizzata alla stima delle deformazioni massime in fondazione per la scelta dell’uso del coefficiente di spinta (k_0 , a riposo) o k_a (attiva) in condizioni sismiche per l’analisi delle palificate delle spalle. Infatti, in accordo alle linee guida Italferr relative alla valutazione della spinta del terreno sui muri di sostegno e sulle spalle di ponti fondati su pali, per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla tabella desunta dall’EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 “Movements to mobilise limit earth pressures), di seguito riportata.

Table C.1 — Ratios v_s/h

| Kind of wall movement | v_s/h loose soil % | v_s/h dense soil % |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| a)  | 0,4 to 0,5 | 0,1 to 0,2 |
| b)  | 0,2 | 0,05 to 0,1 |
| c)  | 0,8 to 1,0 | 0,2 to 0,5 |
| d)  | 0,4 to 0,5 | 0,1 to 0,2 |
| where: v_s is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall | | |

Quindi per ogni palificata delle spalle sono state stimate le deformazioni massime a quota testa palo in funzione della geometria della palificata, dei carichi, della rigidezza assiale dei pali e del modulo di reazione orizzontale palo-terreno. Poi è stato stimato il rapporto V_s / h (della precedente tabella) in funzione dell'altezza complessiva della spalla. Tale valutazione è riportata nella relazione di calcolo della fondazione delle spalle.

La scelta dell'uso del coefficiente di spinta (k_0 , a riposo) o k_a (attiva) in condizioni sismiche per l'analisi delle palificate delle spalle è nella relazione di calcolo strutturale delle spalle.

| | | | | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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).

In particolare la valutazione è stata fatta per un rilevato di altezza massima 8 m, larghezza sommitale 9.2 m in approccio alla spalla A del viadotto VI06, come rappresentativa delle condizioni medie generali delle spalle per questa tratta.

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 2; le curve di trasferimento per adesione laterale sono di tipo bilatero, 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 3).
- La curva di trasferimento per la base è di tipo iperbolico (vedasi Figura 3). 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.

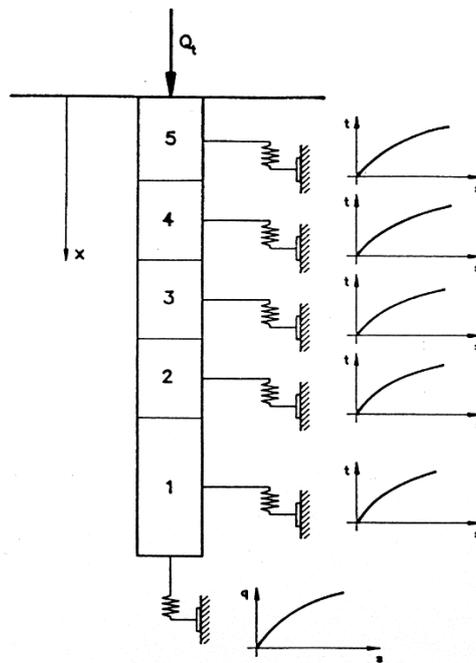


Figura 2 –Legame ideale palo-terreno

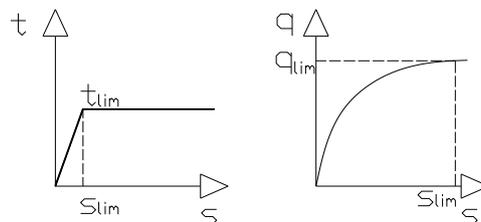


Figura 3 –curve di trasferimento (laterale e base)

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

| | | | | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|---------------------|------------------------|-----------|--------------------|
|  | NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - 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 23 di 25 |

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 A del VI06 (rilevato illimitato di altezza 8 m, larghezza sommitale 9.2 m, con banca di 2 m). E' stato considerato il cedimento totale valutato con le metodologie indicate nel documento RS3E50D09RHGE005003A e con la stratigrafia ed i parametri indicati nel documento RS3E50D09RBVI0600001A);
- 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 (mostrate nella relazione di calcolo del viadotto VI06, sintetizzate in figura seguente).
- 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.

L'andamento dell'ipotetico cedimento indotto, viene utilizzato per la valutazione dei cedimenti del palo in presenza di attrito negativo (mostrato in figura seguente).

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.

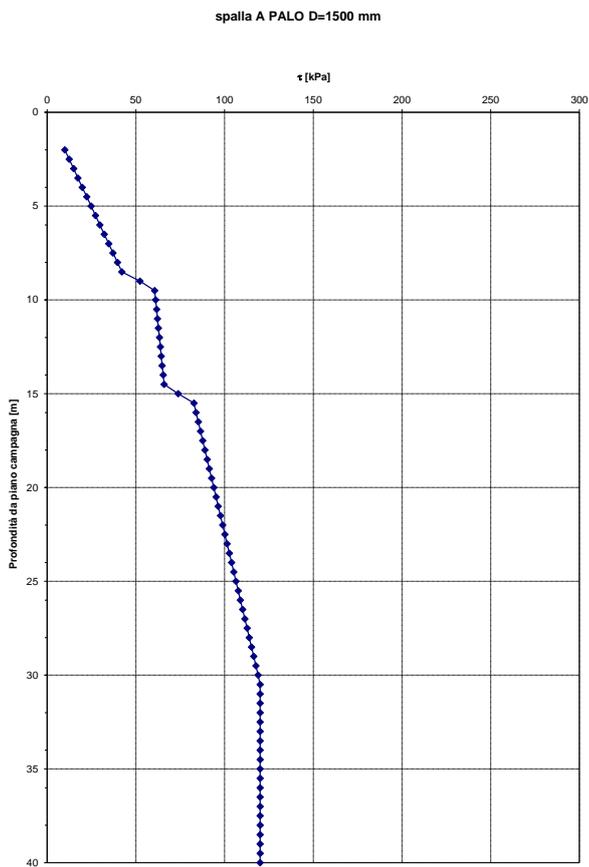


Figura 4. Tensione laterale limite lungo il palo

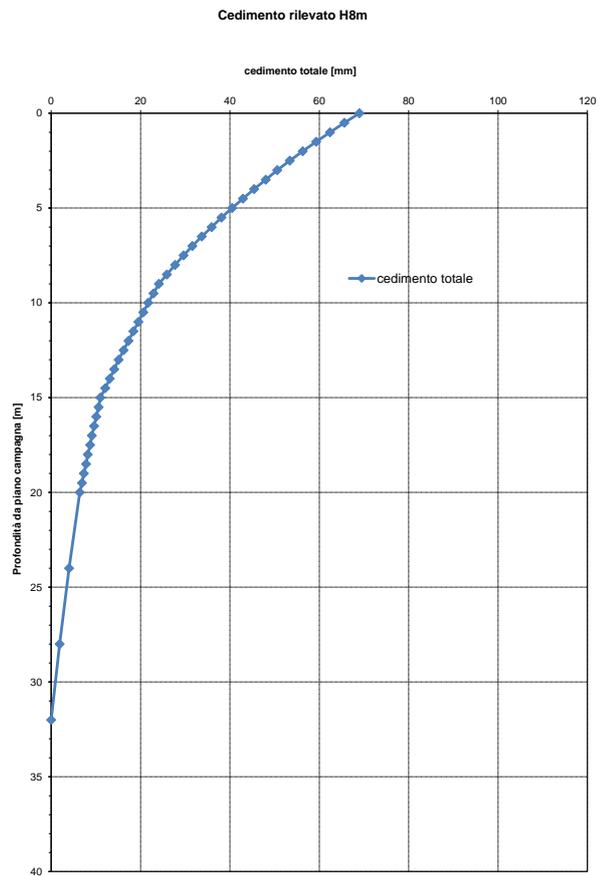


Figura 5. Cedimento totale del rilevato

Curva carico-cedimento palo isolato D=1500 mm - spalle

carico [kN]

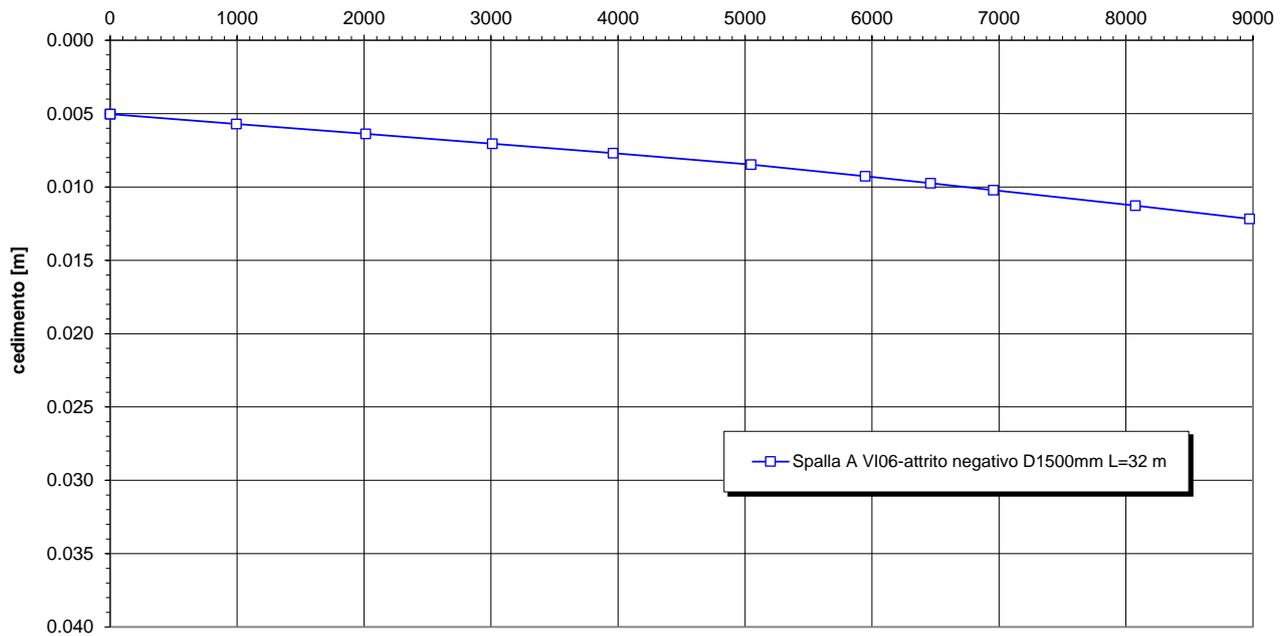


Figura 6. Curva carico cedimento spalla in presenza di attrito negativo

Considerando un carico massimo assiale in condizioni SLE di circa 5600 kN si stimano, in condizioni di attrito negativo, cedimenti del singolo palo (s) dell'ordine di 8.5 mm e quindi compatibili con la funzionalità delle sovrastrutture.