

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA FERRANDINA-MATERA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA

Relazione di calcolo – Verifiche geotecniche delle fondazioni

SCALA:

-

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

I A 5 F 0 1 D 0 9 C L V I 1 3 0 3 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G.Liporace	Lug. 2019	M.E. D'Effremo	Lug. 2019	F.Gernone	Lug. 2019	Aut. Provinciale di Ferrandina Lug. 2019

ITANFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Roberto Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza
N° A20788

File: IA5F01D09CLVI1303001A.doc

n. Elab.: 82

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
	MATERIALI.....	10
4.1	CALCESTRUZZO PER I PALI DI FONDAZIONE	10
4.2	ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA	10
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SCHEMI DI CALCOLO	11
6	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	13
6.1	CAPACITÀ PORTANTE LIMITE A CARICO VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE	13
6.1.1	<i>Resistenza alla punta</i>	14
6.1.2	<i>Resistenza laterale</i>	16
6.1.3	<i>Terreni stratificati</i>	17
6.2	CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA.....	19
6.2.1	<i>Cedimento del palo singolo</i>	19
6.2.2	<i>Cedimento della palificata</i>	19
6.3	PALI SOTTOPOSTI A CARICHI ORIZZONTALI.....	20
6.3.1	<i>Sollecitazioni agenti in testa e lungo il fusto del palo</i>	20
6.3.2	<i>Verifica a forze orizzontali dei pali di fondazione – Teoria di Broms</i>	20
7	CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	23
7.1	VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE PER LE FONDAZIONI SU PALI	26
7.1.1	<i>Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	26
7.1.2	<i>Stati Limite di Esercizio (SLE)</i>	27
7.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER LE FONDAZIONI PROFONDE	27
7.2.1	<i>Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	27

8	EFFETTI DELLO SCALZAMENTO NELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI.....	28
8.1	PROFONDITÀ DI SCALZAMENTO	28
8.2	AZIONE IDRODINAMICA	29
9	CARICHI AGENTI IN TESTA AI PALI DI FONDAZIONE.....	31
10	RISULTATI DELLE VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	45
10.1	VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO	46
10.2	CEDIMENTI DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA	48
10.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO	50
10.4	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO	51
10.5	VERIFICHE STRUTTURALI PALI.....	51
11	APPENDICE	61
11.1	VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO	61
11.2	CEDIMENTI DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA	85
11.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO	89
11.4	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO	97
12	INCIDENZA ARMATURA.....	117

1 PREMESSA

Il viadotto VI13 Nuovo Basento, ubicato alla progressiva km 1+056.07 della nuova linea Ferrandina – Matera La Matterella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale, si compone di 22 campate sviluppando una lunghezza complessiva di 1 km e 114 metri. Il viadotto presenta uno sviluppo planimetrico inizialmente curvilineo (R= 600m) per poi terminare in rettilineo.

Sono presenti due tipologie di impalcati: impalcati misti con travi d'acciaio e soletta di calcestruzzo di luci 31 e 38m e impalcati con struttura reticolare a via inferiore di luci 60 e 85m con attacco diretto del binario.

Le pile sono a sezione circolare piena di diametro 3.6m, con altezze, misurate dallo spiccatto delle fondazione al piano appoggi, comprese tra 7 e poco oltre i 14 metri. Le fondazioni sono di tipo profondo con pali trivellati di diametro 1.2m; si incontrano due tipologie di fondazione delle pile una a 9 pali (corrente) ed una a 12 pali, impiegata in corrispondenza delle campate di maggiore luce.

La spalla A è di tipo scatolare con altezza del muro frontale di 6.0m, questa è fondata su una platea di pali di diametro 1.2m.

La spalla B viene realizzata tramite una struttura scatolare cava, la cui carpenteria è studiata per adattarsi alla presenza della spalla del viadotto Basento esistente (VI01) che in questa area si affianca al viadotto in progetto, La struttura è caratterizzata da un ingombro planimetrico di 23x 9.7m ed è fondata su pali di diametro 1.2m.

In particolare si riportano le verifiche relative alle fondazioni delle pile da P1 a P23 e delle spalle "A e B".

Per la definizione degli schemi geotecnici si rimanda alla Relazione geotecnica generale, allegata al presente progetto. Per ciò che riguarda i carichi trasmessi dalla sovrastruttura e agenti nel baricentro delle palificate, si rimanda alle specifiche relazioni delle pile e delle spalle.

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'oggetto della presente relazione di calcolo riguarda la verifica delle fondazioni profonde delle pile e delle spalle del viadotto VI13 Nuovo Basento.

Nella tabella seguente, si sintetizzano le dimensioni geometriche del plinto e dei pali di fondazione:

Appoggio	Fondazione			n° pali	Φ_{pali}	L_{pali}
	B	L	H			
	(m)	(m)	(m)			
Spalla A	16.4	16.4	2	25	1200	20
Pila 1	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 2	9.6	9.6	2.3	9	1200	37
Pila 3	9.6	9.6	2.3	9	1200	37
Pila 4	9.6	9.6	2.3	9	1200	37
Pila 5	11.4	11.4	2.3	12	1200	37
Pila 6	11.4	11.4	2.3	12	1200	35

Pila 7	11.4	11.4	2.3	12	1200	35
Pila 8	11.4	11.4	2.3	12	1200	37
Pila 9	9.6	9.6	2.3	9	1200	37
Pila 10	9.6	9.6	2.3	9	1200	37
Pila 11	9.6	9.6	2.3	9	1200	37
Pila 12	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 13	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 14	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 15	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 16	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 17	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 18	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 19	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 20	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 21	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 22	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Pila 23	9.6	9.6	2.3	9	1200	35
Spalla B	-	-	-	18	1200	35

Nella figura che segue si mostra la pianta delle fondazioni delle suddette pile e spalle.

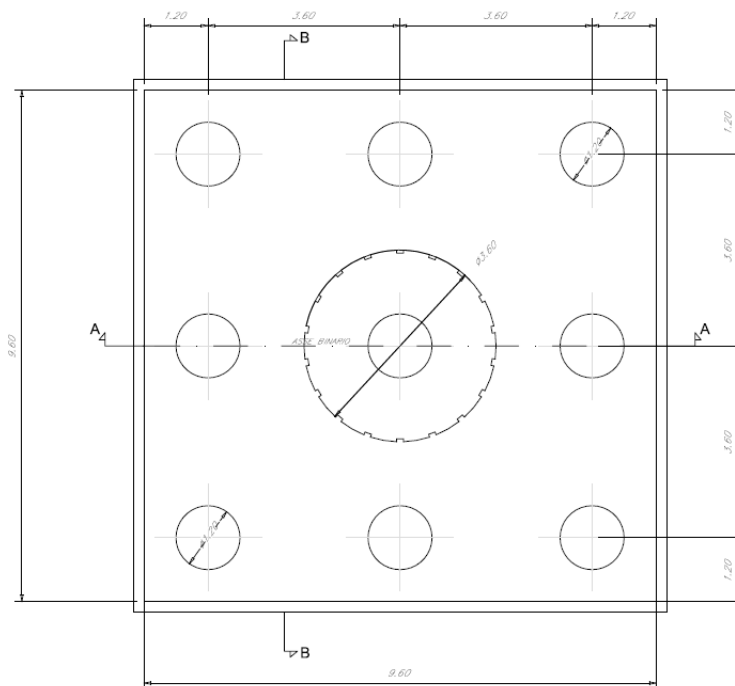


Figura 2-1 – Pianta fondazioni tipo 1

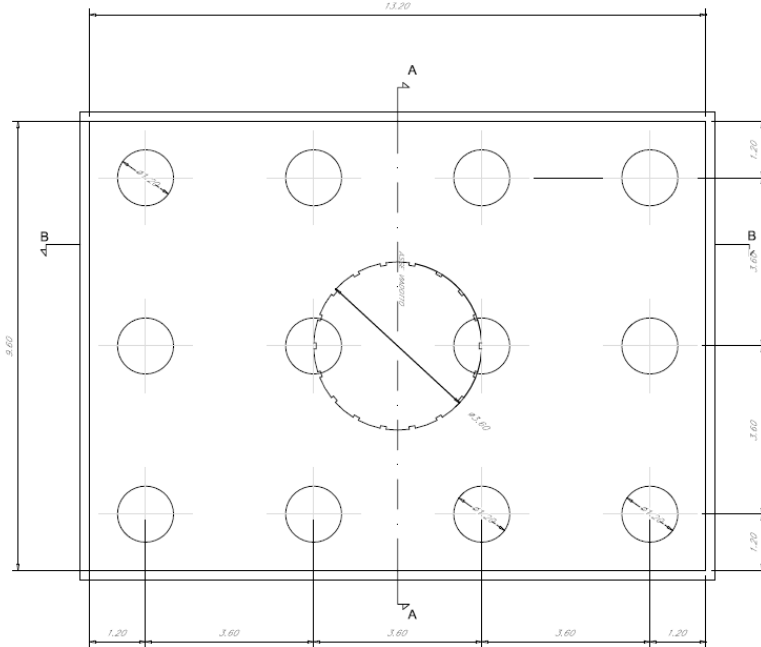


Figura 2-2 – Pianta fondazioni tipo 2

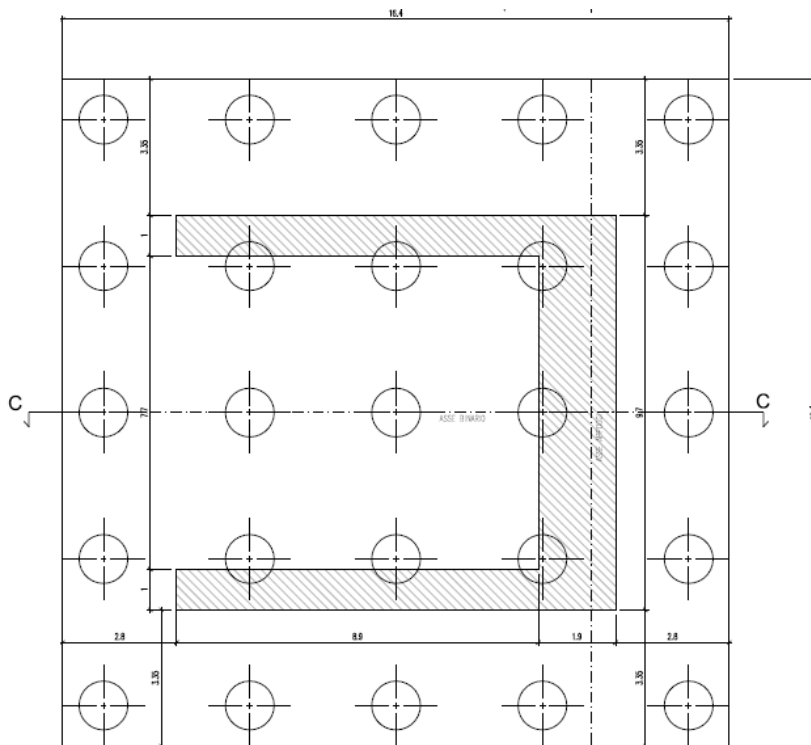


Figura 2-3 – Pianta fondazioni "Spalla A"

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano i riferimenti delle normative prese in considerazione per lo sviluppo delle analisi e delle verifiche in oggetto:

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- [3] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2: Ponti e strutture “.
- [4] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3.: Corpo stradale”.
- [5] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- [6] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra;
- [7] 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea (18/11/2014);
- [8] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [9] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [10] Raccomandazione AGI relative ai pali di fondazione – Associazione Geotecnica Italiana – Dicembre 1984;

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [11] Relazione di calcolo Spalla A (elaborato IA5F01D09CLVI1304001A)
- [12] Relazione di calcolo Spalla B (elaborato IA5F01D09CLVI1304001A)
- [13] Relazione geotecnica e fondazioni (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A)
- [14] Profilo geotecnico Ramo B IA5F01D78F6GE0005009 PD
- [15] IA5F01D09CLVI1305001A Relazione di calcolo - Pile P1 e P12
- [16] IA5F01D09CLVI1305002A Relazione di calcolo - Pile P5 e P8
- [17] IA5F01D09CLVI1305003A Relazione di calcolo - Pile P6 e P7

[18] IA5F01D09CLVI1305004A Relazione di calcolo - Pile P2÷P4 e P9÷P11

[19] IA5F01D09CLVI1305005A Relazione di calcolo - Pile P13÷P23

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	10 di 117

MATERIALI

4.1 Calcestruzzo per i pali di fondazione

Calcestruzzo			
Classe	C25/30	▼	
$R_{ck} =$	30	Mpa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.9	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	Mpa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	Coeff. Rid. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1.5	-	Coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M =$	14.11	Mpa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56	Mpa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.07	Mpa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.79	Mpa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck} =$	13.70	Mpa	Tensione max in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck} =$	9.96	Mpa	Tensione max in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	31447	Mpa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0.2	-	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1+\nu)) =$	13103	MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Ordinarie	▼	
Classe di esposizione =	XC2	▼	
$c =$	6.00	cm	Copriferro minimo
$w =$	0.30	mm	Apertura massima fessure in esercizio comb. frequente (rif. §1.8.3.2.4 [3])

4.2 Acciaio per barre di armatura

Acciaio			
B450C			
$f_{yk} \geq$	450	Mpa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540	Mpa	Tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1.15	-	
$(f_t/f_y)_k <$	1.35	-	
$\gamma_s =$	1.15	-	Coeff. Parziale di sicurezza allo SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.3	Mpa	Tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000	Mpa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0.20%		Deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k =$	7.50%		Deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} =$	337.5	Mpa	Tensione in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SCHEMI DI CALCOLO

Gli schemi geotecnici di riferimento per l'opera in oggetto sono sintetizzati nella tabella che seguono e fanno riferimento alla Relazione Geotecnica Generale (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A).

Parametri	Unità 1b	Unità 2
γ_t (kN/m ³)	19.0	20
φ' (°)	26	25
c' (kPa)	0	40
c_u (kPa)	-	250
E_{op} (MPa)	30	85
E_o (MPa)	150	350
E_u (MPa)	-	170

SCHEMA 1: Spalla A (lato Ferrandina) – Pila 06

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	5.0	Unità 1b
2	>5.0		Unità 2
Profondità della falda: 10 m da p.c.			

SCHEMA 2: Pila 06-Pila 12

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	7.0	Unità 1b
2	>7.0		Unità 2
Profondità della falda: 5 m da p.c.			

SCHEMA 3: Pila 12 – Spalla B (Lato Matera)

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	12	Unità 1b
2	>12.0		Unità 2
Profondità della falda: 3 m da p.c.			

Sulla base delle indagini disponibili e sull'analisi del contesto geologico in cui si inserisce l'opera, è stato ricostruito l'assetto stratigrafico con un elevato grado di affidabilità, con particolare riguardo al tetto del substrato pleistocenico costituito dalle argille grigio-azzurre. Alla luce di ciò appare corretto utilizzare, ai sensi del D.M. 17/01/2018, un coefficiente ζ corrispondente a 5 verticali di indagine.

6 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Nel presente capitolo sono contenuti i criteri di dimensionamento e calcolo delle palificate delle fondazioni dell'opera d'arte, realizzate con pali trivellati di grande diametro.

L'analisi della palificata, effettuata tenendo conto dell'effetto gruppo, è stata sviluppata utilizzando il programma alle differenze finite *Group* della *ENSOFT INC.*, specifico per l'analisi di gruppi di pali soggetti a carichi assiali e laterali, in condizioni tridimensionali.

In estrema sintesi, il codice di calcolo opera trattando il palo singolo della palificata nel seguente modo:

- in direzione assiale attribuendo al palo una curva carico-cedimento di tipo non lineare determinata con il metodo delle curve di trasferimento (τ -s e q-s); per la definizione delle curve vengono definiti i limiti alla resistenza laterale e alla base in modo da simulare il raggiungimento delle condizioni di rottura (plasticizzazione);
- in direzione trasversale con il metodo delle curve p-y.

L'effetto gruppo viene considerato:

- in direzione assiale abbattendo la curva carico cedimento del palo singolo;
- in direzione trasversale abbattendo le curve p-y in accordo a procedure proposte da Reese.

Nel programma vengono definiti automaticamente i coefficienti di abbattimento delle reazioni orizzontali e verticali tenendo conto della posizione reciproca dei pali ("side by side", "line by line", "skewed piles") e dell'interasse tra i pali secondo specifiche curve (si rimanda alle specifiche pubblicazioni per i dettagli; Cox - 1984, Wang e Reese - 1986, Lieng - 1988, Schmidt - 1981-85).

Per le fondazione del ponte si utilizzeranno pali trivellati di diametro 1500 mm.

I pali saranno posti, come consuetudine, ad un interasse pari a 3 volte il diametro del singolo palo.

6.1 Capacità portante limite a carico verticale dei pali di fondazione

La portata totale limite del palo singolo $Q_{lim,tot}$ è data dalla somma dei due contributi di portanza di base Q_B e di attrito laterale lungo il fusto Q_L :

$$Q_R = Q_B + Q_L$$

essendo:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n \tau_t \cdot h_t$$

$$Q_B = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot q_{lim,b}$$

dove:

D = diametro del palo

h_i = spessore dello strato i-esimo

τ_i = aderenza unitaria nello strato i-esimo

n = numero di strati di terreno a contatto con il palo

$q_{lim,b}$ = portata unitaria di base

I valori di $q_{lim,b}$ e di τ_i dipendono dal tipo di terreno.

6.1.1 Resistenza alla punta

La resistenza alla punta Q_B è ricavata con l'espressione:

$$Q_B = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot q_{lim,b}$$

In generale per un mezzo dotato di coesione ed attrito si pone:

$$q_{lim,b} = N_q \cdot \sigma_v + N_c \cdot c$$

in cui:

σ_v rappresenta la tensione citostatica verticale alla profondità della base del palo;

c è la coesione;

N_q, N_c sono fattori adimensionali funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D.

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \varphi'$$

Nel calcolo delle condizioni drenate la tensione verticale σ' deve essere espressa in termini di tensioni efficaci, per cui si ha:

$$q_{lim,b} = N_q \cdot \sigma'_v + N_c \cdot c'$$

Per la valutazione del coefficiente N_q sono state proposte varie teorie, tutte in ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo. I differenti meccanismi di rottura ipotizzati portano ad ottenere, per un dato valore di φ' , valori di N_q molto diversi. Alcune ricerche hanno mostrato che la resistenza alla punta non cresce linearmente con la profondità, ma che, oltre una certa profondità critica, dipendente da φ' , non presenta più significative variazioni. Fra i modelli teorici presentati, quello proposto da Berezantzev è prevalso ed ipotizza la formazione di una sorta di effetto silo che determina la diminuzione della pressione litostatica al crescere della profondità.

Per i pali trivellati il valore di N_q è dunque ricavato dalla teoria di Berezantzev in funzione di φ' e del rapporto L/D secondo l'andamento riportato nella figura successiva.

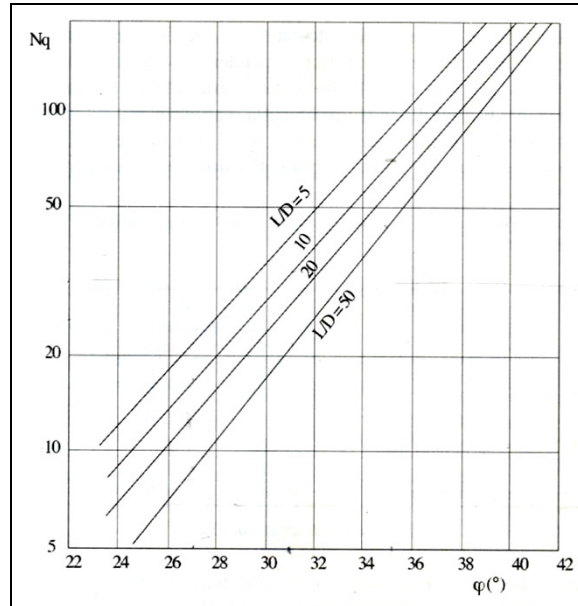


Figura 6-1 – Andamento di N_q in funzione di φ' e L/D

Nel caso di pali trivellati di grande diametro, la massima resistenza alla base si raggiunge per spostamenti molto elevati (non minori di 20 cm), tali da mobilitare completamente la resistenza laterale. La valutazione della resistenza alla punta deve essere pertanto basata essenzialmente su considerazioni relative alla limitazione dei cedimenti e, quindi, con riferimento a stati limite di servizio. Si può fare in questi casi riferimento al valore ridotto N_q^* proposto da Berezantzev (formulazione del 1965, così come da abaco riportato da Viggiani).

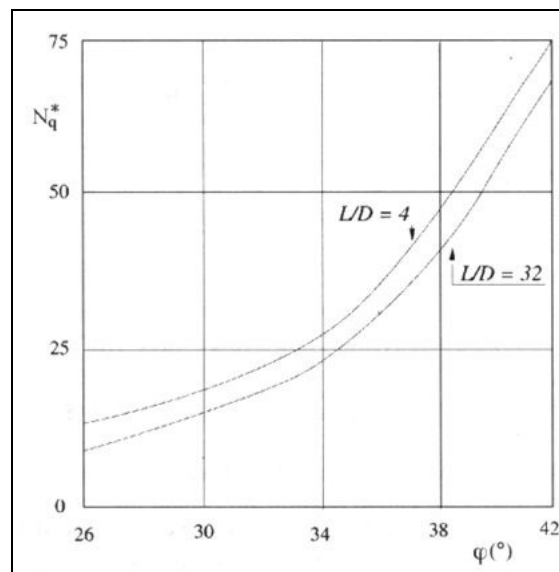


Figura 6-2 – Abaco che restituisce N_q^* in funzione di φ'

Nel calcolo di N_q^* si utilizza un valore di $\varphi'^* = \varphi' - 3$ secondo le indicazioni di Kishida (1967).

Cautelativamente, si pongono, come limiti superiori per la resistenza alla punta del palo, quelli indicati da Gwizdala (1984), sintetizzati nella tabella che segue.

	$q_{b,lim}$ (kPa)
Ghiaie	7300
Sabbie	5800
Sabbie limose	4300

Nel presente caso, si considera, eventualmente, il valore limite relativo a sabbie limose.

In condizioni non drenate la tensione verticale σ_v deve essere espressa in termini di tensione totali. Per i parametri di resistenza del terreno si assume:

$$c = c_u$$

$$\varphi_u = 0$$

Mentre i fattori adimensionali funzioni dell'angolo di attrito sono:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 9$$

Per cui la resistenza unitaria alla punta diventa:

$$q_{lim,B} = \sigma_v + 9 \cdot c_u$$

Secondo Engling&Reese (1974), il valore della resistenza unitaria alla punta viene limitato a 3800 kPa.

6.1.2 Resistenza laterale

La resistenza limite laterale Q_L è ricavata attraverso l'espressione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot h_i$$

in cui:

L è la lunghezza del palo;

τ_i è la resistenza tangenziale all'interfaccia palo terreno.

Nel calcolo in condizioni drenate la tensione limite tangenziale si assume composta da un termine legato all'adesione ed uno legato all'attrito fra palo e terreno:

$$\tau = a \cdot c' + k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vz}$$

in cui:

σ'_{vz} è la tensione effettiva litostatica alla profondità z ;

a è un termine di tipo coesivo e si assume in genere pari a 0;

k è un coefficiente empirico che esprime il rapporto tra la tensione verticale litostatica e la tensione orizzontale al contatto palo terreno ed è essenzialmente legato alle modalità esecutive e alle proprietà del terreno. Per i pali trivellati si assume $k = 1 - \sin \varphi'$;

μ dipende dalla scabrezza all'interfaccia palo-terreno; per i pali trivellati si assume $\mu = \tan \varphi'$.

Cautelativamente, per terreni granulari, si assume un valore limite dell'adesione palo-terreno $\tau_{lim}=150$ kPa.

Nel calcolo in condizioni non drenate si assume l'adesione come un'aliquota della resistenza al taglio non drenata:

$$\tau = \alpha \cdot c_u$$

Per la determinazione del valore di α in funzione di c_u si fa riferimento ai valori suggeriti dall'AGI (Associazione Geotecnica Italiana):

pali trivellati	c_u	α	$q_a \text{ max}$
	(kPa)	(-)	(kPa)
	<25	0.9	10
	25 ÷ 50	0.8	
	50 ÷ 75	0.6	
	≥ 75	0.4	

Figura 6-3 – Valori del coefficiente α suggeriti da AGI

Per terreni coesivi, si assume un valore limite dell'adesione palo-terreno $\tau_{lim}=100$ kPa.

6.1.3 Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti nei paragrafi precedenti.

Per considerare presente l'intera portata alla base occorrerà verificare che il palo sia entrato per almeno 3 diametri nello strato di base. Inoltre qualora fosse presente uno strato di terreno più scadente al di sotto della punta dei pali occorrerà intestare la punta a 3 diametri dalla superficie dello strato sottostante. Per situazioni intermedie, si valuterà la riduzione di della portata di base secondo le schema mostrato nella figura seguente (Meyerhof, 1976).

6.2 Cedimento del palo singolo e della palificata

6.2.1 Cedimento del palo singolo

La valutazione del cedimento in testa ai singoli pali viene stimata sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi della palificata effettuata con il software di calcolo Group attraverso le curve carico-cedimento generate automaticamente dal programma.

6.2.2 Cedimento della palificata

Il cedimento medio della palificata può essere espresso come il prodotto del cedimento δ del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_s legato alla geometria della fondazione. In modo equivalente si può fare riferimento al parametro $R_g = R_s/n$ (coefficiente di riduzione del gruppo) in cui n è il numero di elementi della palificata:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Facendo riferimento a Randolph & Clancy (1993) e Mandolini (1994), si può individuare una correlazione tra R_g ed il parametro:

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot i}{L}}$$

in cui con i è l'interasse dei pali.

L'evidenza sperimentale del comportamento di gruppi di pali in vera grandezza permette di stimare il parametro R_g attraverso la relazione seguente (Mandolini et al., 1997):

$$R_g = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

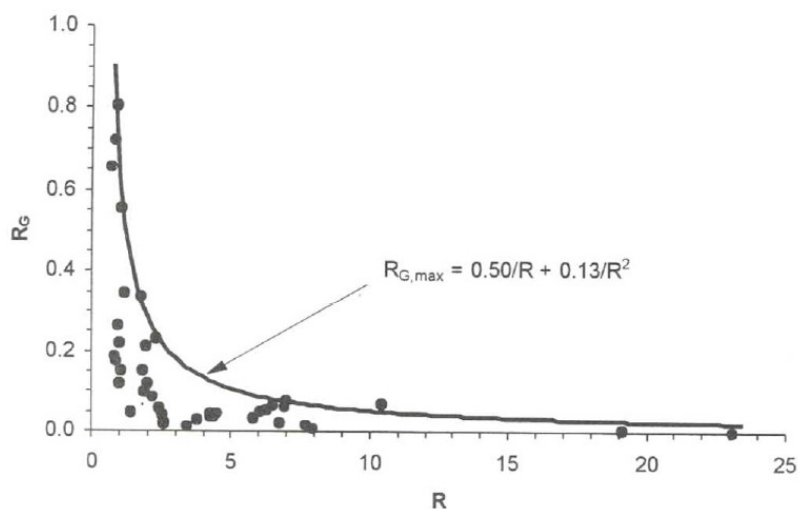


Figura 6-5 – Dati empirici per il cedimento di fondazioni su pali

6.3 Pali sottoposti a carichi orizzontali

6.3.1 Sollecitazioni agenti in testa e lungo il fusto del palo

Gli effetti delle azioni provenienti dalla sovrastruttura, agenti all'intradosso del plinto, già utilizzate per le verifiche della portanza dei pali a forze verticali, sono state elaborate per pervenire agli effetti puntuali su ciascuno degli elementi della palificata. Come già anticipato, per le spalle e le pile a tal fine si è utilizzato il programma di calcolo Group, che attraverso uno schema di interazione terreno-struttura, in campo elastico, fornisce direttamente il valore delle forze verticali in testa ai singoli pali, delle forze orizzontali e del momento flettente agente lungo il fusto del palo.

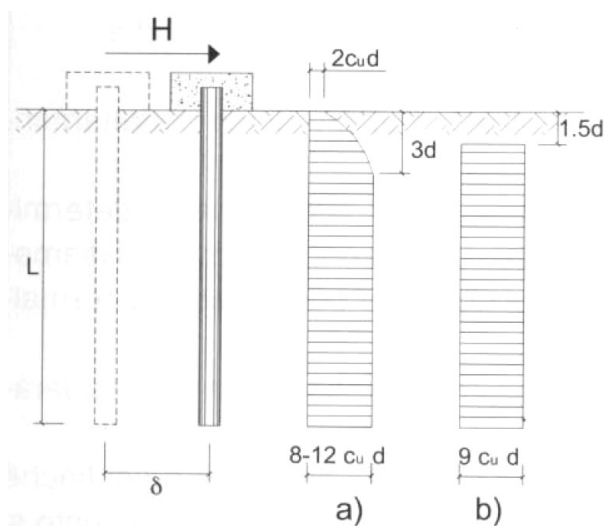
6.3.2 Verifica a forze orizzontali dei pali di fondazione – Teoria di Broms

In presenza di forze orizzontali agenti su un palo è necessario che esso venga dimensionato a carico limite sotto queste azioni. A tale scopo sarà utilizzata la teoria proposta da Broms (1964).

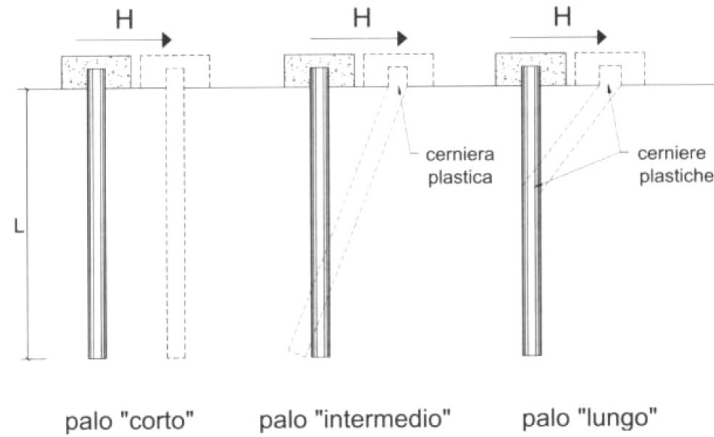
In relazione alla tipologia di fondazioni presenti, si farà riferimento alla condizione di pali con testa impedita di ruotare con il vincolo posto a piano campagna.

Condizioni non drenate

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo, ottenuto su basi teoriche e sperimentali, è quella riportata nella figura seguente. Nella teoria di Broms si adotta al fine della analisi, un diagramma semplificato con reazione nulla fino a $(1.5 \cdot d)$ e quindi costante con valore $(9 \cdot c_u \cdot d)$.



I possibili meccanismi di rottura sono riportati di seguito. Il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura risulta:



palo corto $H = 9 c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$

palo intermedio $H = -9 c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4,5}$

palo lungo $H = -13,5 c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

Condizioni drenate

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

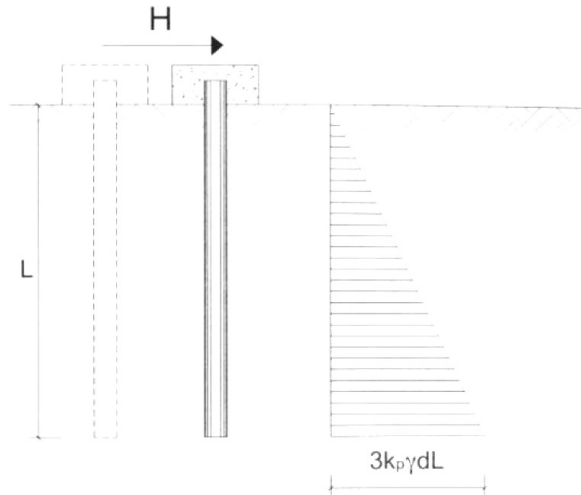
$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

in cui

k_p è il coefficiente di spinta passiva;

z è la profondità dal piano campagna;

γ è il peso di volume del terreno, in caso di terreno in falda si assume γ' .



I meccanismi di rottura possibili sono gli stessi precedentemente illustrati, a cui corrispondono i seguenti valori del carico limite:

palo corto $H = 1,5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$

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

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

7 CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo con quanto definito al p.to 6.2.4. del Doc. Rif. [1] ed al p.to 2.3. del Doc. Rif. [3] devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1] e del p.to 2.3.3 del Doc. Rif. [3]})$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi e sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif. [1]})$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 5.2.3.3.1 del Doc Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** ed al p.to 2.3.3. del Doc Rif.[3], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tabella 1 (Tab. 5.2.V del Doc Rif. [1]) e i coefficienti di combinazione ψ in Tabella 2 e Tabella 3 (Tab. 5.2.VI e 5.2.VII del Doc Rif. [1]).

Per i coefficienti di sicurezza parziali relativi alle fondazioni profonde si fa riferimento Tabella 4 (Tab. 6.2.II Doc. Rif. [1]), Tabella 5 (Tab. 6.4.II Doc. Rif. [1]), Tabella 6 (Tab. 6.4.VI Doc. Rif. [1]).

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 5.2.V del Doc. Rif. [1])

In Tabella 1 (Tab. 5.2.V del Doc Rif. [1]) il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	25 di 117

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 2 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. Rif. [1])

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

⁽³⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VII del Doc. Rif. [1])

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II del Doc. Rif. [1])

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

Tabella 5 – Coefficienti parziali sulle resistenze (Tab. 6.4.II del Doc. Rif. [1])

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

Tabella 6 – Coefficienti parziali sulle resistenze (Tab. 6.4.VI del Doc. Rif. [1])

7.1 Verifiche di sicurezza statiche per le fondazioni su pali

7.1.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Come riportato al § 6.4.3.1 della normativa di riferimento (Doc. Rif. [1]), per le fondazioni su pali, tutte le verifiche (GEO/STRU), ad eccezione della verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno, devono essere svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2:

A1+M1+R3 (STR e GEO)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 1, Tabella 2, Tabella 3, Tabella 4, Tabella 5, Tabella 6.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per le resistenze di pali soggetti a carichi assiali, la resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta secondo quanto riportato al p.to 6.4.3.1.1 del Doc. Rif. [1]. Inoltre, facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.3 del Doc. Rif.0 [3], per la determinazione dei valori della resistenza caratteristica R_k del palo singolo non può essere utilizzato il metodo c) di cui al p.to 6.4.3.1.1 del Doc. Rif.[1], basato sui risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota. Nell'applicazione del metodo b) al caso di paratie aventi anche funzione di fondazione i coefficienti ξ_3 , ξ_4 (Tab. 6.4.IV del Doc. Rif.[1]) dovranno essere assunti pari a 1.70.

In aggiunta alle verifiche sulla portanza dei pali richieste dal DM 17/01/2018 dovrà essere verificata la seguente relazione nel rispetto di quanto previsto al p.to 3.3 del Doc. Rif. [3]:

$$R_{c,cal,lat} / 1,25 > N_{ag}$$

dove

$R_{c,cal,lat}$ è la resistenza laterale di calcolo;

N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

7.1.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Come riportato al p.to 6.4.3.2 del del Doc. Rif. [1], deve essere verificato che la palificata, soggetta alle azioni caratteristiche, non subisca eccessivi cedimenti (o sollevamenti) ed eccessivi spostamenti trasversali, tali da risultare non compatibili con i requisiti prestazionali della stessa e della struttura in elevazione.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei requisiti prestazionali sopracitati, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

Inoltre, come prescritto al §1.8.3.2.3 del del Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, nell'analisi di deformabilità verticale delle fondazioni, i cedimenti differenziali “ δ ” fra fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, dovranno rispettare i seguenti limite:

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{1000} \quad \text{per travi appoggiate;}$$

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{3000} \quad \text{per travi continue;}$$

dove L_{med} = luce media delle campate afferenti sulla fondazione in esame.

7.2 Verifiche di sicurezza in campo sismico per le fondazioni profonde

7.2.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Le fondazioni su pali devono essere verificate agli stati limite ultimi sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Le verifiche nei confronti del collasso per carico limite (verticale e orizzontale) consistono nel raffronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione (6.2.1) del Doc. Rif. [1] e con le prescrizioni di cui al p.to 7.11.1 Doc. Rif. [1].

Le azioni trasmesse in fondazione sono determinate, in accordo con quanto riportato al p.to 7.2.5 Doc. Rif. [1], dalla corrispondente analisi della struttura in elevazione sotto la combinazione di carico sismico per stato limite ultimo.

8 EFFETTI DELLO SCALZAMENTO NELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

8.1 Profondità di scalzamento

A seguito di verifiche idrauliche del fiume Basento in corrispondenza del viadotto oggetto delle presenti relazioni, si riportano i valori delle profondità di scalzamento (da p.c.) per singola pila e spalla relativamente ad un evento di piena con Tr 1 e 300 anni.

TR1 - Fiume Basento		TR300 - Fiume Basento	
ID Pila	Ys (m)	ID Pila	Ys (m)
1	0	1	6.2
2	0	2	7
3	0	3	6.6
4	0	4	7.2
5	6.1	5	9.1
6	6.6	6	8.9
7	0	7	7.4
8	0	8	8.6
9	0	9	1.7
10	0	10	0.7
11	0	11	0
12	0	12	0
13	0	13	0
14	0	14	0
15	0	15	0
16	0	16	0
17	0	17	0
18	0	18	0
19	0	19	0
20	0	20	0
21	0	21	0
22	0	22	0
23	0	23	0
ID Spalla	Ys (m)	ID Spalla	Ys (m)
SA	-	SA	4.8
SB	-	SB	-

Tabella 7 – Profondità di scalzamento in funzione del tempo di ritorno dell’evento di piena

Per le verifiche sono state considerate, laddove presenti, le profondità di scalzamento conseguenti ad un evento di piena del fiume Basento, con tempo di ritorno 300 anni.

Nel caso delle pile e spalle soggette a scalzamento, per le verifiche alla capacità portante dei pali sia per azioni orizzontali che per azioni verticali, è stata presa in considerazione nei fogli di calcolo non la lunghezza di progetto del palo, ma la lunghezza corrispondente alla parte di palo immersa nel terreno trascurando il tratto di palo “scoperto” dallo scalzamento.

Nei modelli su GROUP è stata altresì modellata la fondazione considerando il palo con la sua lunghezza di progetto ma assegnando, laddove necessario, una opportuna distanza della testa del palo dal piano campagna, ottenuta in funzione del rinterro della fondazione e della profondità di scalzamento riportata nelle tabelle precedenti.

8.2 Azione idrodinamica

Ai fini delle verifiche delle fondazioni delle pile e delle spalle si è considerata cautelativamente allo SLV, la presenza dello scalzamento delle pile (nelle modalità riportate al §8.1) ma non dell'azione idrodinamica esercitata dall'evento di piena con $T_r=300$ anni.

L'azione idrodinamica infatti viene ritenuta a tutti gli effetti un'azione eccezionale e pertanto non associabile alla combinazione sismica.

La combinazione allo SLV è dimensionante le fondazioni.

Allo stesso tempo l'azione idrodinamica è stata presa in considerazione nelle combinazioni SLU e SLE rara.

A tal scopo nel presente capitolo, si esplicitano le sollecitazioni derivanti dall'azione idrodinamica esercitata dall'acqua (durante la piena con tempo di ritorno di 300 anni) lungo la pila ed il plinto.

Data la profondità del piano di imposta e lo spessore del plinto, lo scalzamento residuo sulla palificata risulta modesto e ciò giustifica le semplificazioni di calcolo.

L'azione idrodinamica può essere rappresentata come una sovrappressione statica attraverso la seguente relazione:

$$F_{wa} = 0.5 \rho_{wa} h b v_{wa}^2$$

Dove:

- ρ_{wa} è la densità dell'acqua pari ad $1 \text{ kN s}^2/\text{m}^4$;
- v_{wa} è la velocità media della corrente in m/s ;
- k è il fattore di forma, pari ad 1.44 per sezioni rettangolari (plinto) e pari a 0.70 per sezioni circolari nel piano orizzontale (pali e pile);
- h e b sono l'altezza e la larghezza investite dal flusso dell'elemento in esame.

Da tale relazione, in funzione dell'angolo di incidenza della corrente, sono state ricavate le due componenti longitudinali e trasversali della sovrappressione idrodinamica, lungo il plinto della fondazione e lungo la pila.

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE					
PILA	Flong	Ftrasv	Ftot	Mtrasv	Mlong
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Spalla A	124.2	132.9	181.9	203.77	175.55
1	33.6	38.8	51.4	74.72	53.91
2	55.1	52.8	76.3	99.50	109.37
3	51.4	44.3	67.8	76.50	105.87
4	64.8	58.8	87.5	110.20	136.69
5	153.4	109.6	188.5	258.80	370.48
6	140.4	100.2	172.5	240.13	344.00
7	50.3	40.5	64.6	78.53	83.15
8	175.7	141.4	225.6	264.64	267.60
9	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0

Tabella 8 – Componente longitudinale e trasversale dell'azione idrodinamica (PILA + PLINTO)

Le suddette sollecitazioni sono state poi opportunamente inserite all'interno delle combinazioni SLU e SLE

Le NTC'18 al § 5.1.2.3 riportano in merito:

“Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 ”.

Si riportano a seguire i valori del taglio massimo agente sui pali di ciascun gruppo di pile, ottenuti tramite “GROUP”.

	SLU + idrodinamica	SLE rara + idrodinamica	SLV
Pila 1-12	571	397	1045
Pila 2-4 e 9-11	599	427	940
Pila 5-8	507	403	910
Pila 6-7	600	423	950
Spalla A	543	422	980

Tabella 9 – Tagli massimi agenti sui pali delle fondazioni di pile e spalle

Dal confronto risulta evidente come le azioni di taglio massimo sui pali siano maggiori nella combinazione SLV (senza azione idrodinamica ma con scalzamento) rispetto a quanto ottenuto nelle combinazioni allo SLU e SLE rara. Questo conferma la validità delle ipotesi cautelative fatte nei riguardi della modellazione.

9 CARICHI AGENTI IN TESTA AI PALI DI FONDAZIONE

I valori delle sollecitazioni di progetto agenti in testa ai pali ed utilizzati nelle verifiche anno riferimento ai risultati ottenuti dalle analisi delle palificate eseguite con il software Group.

Le sollecitazioni agenti nel baricentro dell'intradosso dei plinti (baricentro delle palificate), utilizzate come dati di input per il software di calcolo, sono dedotte dalle Relazione di calcolo delle spalle e delle pile/arcate, alle quali si rimanda per ulteriori dettagli.

Nelle tabelle che segue si riassumono i valori delle sollecitazioni agenti nel baricentro delle palificate dedotti sulla base di quanto riportato nei Doc. Rif. [11], [12].

SPALLA A

	Vlong	Vtrasv	N (KN)	Mtrasv	Mlong
SOLLECITAZIONI COMBinate BASE FONDAZIONE	Vx (KN)	Vy(KN)	N(KN)	Mx(KNm)	My(KNm)
slu 1	51383	276	-2102	6185	36553
slu 2	55842	517	-3449	9998	65306
slu 3	56102	518	-3667	9926	65047
slu 4	55842	344	-2281	10788	72728
slu 5	56102	341	-2458	10644	71794
slv 1	39887	2923	-13682	19786	102123
slv 2	36989	2923	-13682	19786	101378
slv 3	39887	9708	-45438	13513	75118
slv 4	36989	9708	-45438	13513	74374
sle 1	39060	184	-1401	4581	26149
sle 2	40898	352	-2350	7267	47246
sle 3	41077	353	-2500	7217	47067
sle 4	40898	233	-1544	7811	52364

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	32 di 117

PILA 1 e PILA 12

SOLLECITAZIONI COMBinate BASE FONDAZIONE	Vlong	Vtrasv	N (KN)	Mtrasv	Mlong
	Vx (KN)	Vy(KN)	N(KN)	Mx(KNm)	My(KNm)
slu 1	20248	-2027	-28110	-1552	-13869
slu 1	20248	-2027	-28110	-1552	-13869
slu 2	21634	-2299	-32351	-2345	-22622
slu 2	21634	-2299	-32351	-2345	-22622
slu 3	20248	-1266	-16725	-2487	-25604
slu 3	20248	-1266	-16725	-2487	-25604
slu 4	21634	-1397	-18837	-4045	-43958
slu 4	21634	-1397	-18837	-4045	-43958
slu 5	20248	-1538	-23576	-1552	-13869
slu 5	20248	-1538	-23576	-1552	-13869
slu 6	21634	-1810	-27817	-2345	-22622
slu 6	21634	-1810	-27817	-2345	-22622
slu 7	20248	-777	-12190	-2487	-25604
slu 7	20248	-777	-12190	-2487	-25604
slu 8	21634	-908	-14303	-4045	-43958
slu 8	21634	-908	-14303	-4045	-43958
slu 9	18689	-2045	-26418	-1329	-11843
slu 9	18689	-2045	-26418	-1329	-11843
slu 10	19798	-2263	-29811	-1963	-18846
slu 10	19798	-2263	-29811	-1963	-18846
slu 11	18689	-1437	-17309	-2077	-21231
slu 11	18689	-1437	-17309	-2077	-21231
slu 12	19798	-1541	-18999	-3323	-35915
slu 12	19798	-1541	-18999	-3323	-35915
slv 1	11013	1731	-26245	6399	73635
slv 1	8113	-2156	19741	-7353	-82135
slv 2	10811	6067	-78822	1706	19733
slv 2	8315	-6491	72319	-2660	-28233
slv 3	12869	1836	-26758	2012	21188
slv 3	6257	-2260	20254	-2967	-29688
slv 4	11204	1694	-26830	6289	72428
slv 4	8304	-2193	19156	-7462	-83342
slv 5	11002	6030	-79407	1597	18526
slv 5	8507	-6529	71734	-2770	-29440
slv 6	13060	1798	-27343	1903	19981
slv 6	6448	-2297	19669	-3076	-30895
slv 7	11013	1836	-24674	6270	72016

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	33 di 117

slv 7	8113	-2051	21312	-7482	-83753
slv 8	10811	6172	-77252	1577	18115
slv 8	8315	-6386	73889	-2789	-29851
slv 9	12869	1941	-25188	1884	19569
slv 9	6257	-2155	21825	-3096	-31306
slv 10	11204	1818	-24966	6055	69485
slv 10	8304	-2069	21020	-7697	-86285
slv 11	11002	6154	-77543	1362	15583
slv 11	8507	-6404	73598	-3004	-32383
slv 12	13060	1923	-25479	1669	17038
slv 12	6448	-2173	21534	-3311	-33838
sle 1 - qp	8488	0	0	-323	-2853
sle 1 - qp	8488	0	0	-323	-2853
sle 2 - rara	13865	-1061	16259	-1093	-9838
sle 2 - rara	13865	-1061	16259	-1093	-9838
sle 3 - rara	14821	-1248	19184	-1639	-15874
sle 3 - rara	14821	-1248	19184	-1639	-15874
sle 4 - rara	13865	-536	8407	-1738	-17931
sle 4 - rara	13865	-536	8407	-1738	-17931
sle 5 - rara	14821	-626	9864	-2812	-30589
sle 5 - rara	14821	-626	9864	-2812	-30589
sle 6 - frequente	12790	-849	13008	-939	-8441
sle 6 - frequente	12790	-849	13008	-939	-8441
sle 7 - frequente	13554	-998	15347	-1376	-13270
sle 7 - frequente	13554	-998	15347	-1376	-13270
sle 8 - frequente	12790	-429	6726	-1455	-14915
sle 8 - frequente	12790	-429	6726	-1455	-14915
sle 9 - frequente	13554	-501	7891	-2314	-25042
sle 9 - frequente	13554	-501	7891	-2314	-25042

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	34 di 117

PILA 2-3-4 e PILA 9-10-11

SOLLECITAZIONI COMBinate BASE FONDAZIONE	Vlong	Vtrasv	N (KN)	Mtrasv	Mlong
	Vx (KN)	Vy(KN)	N(KN)	Mx(KNm)	My(KNm)
slu 1	23503	-2375	-34943	-1742	-22560
slu 1	23503	-2375	-34943	-1742	-22560
slu 2	25757	-2820	-42577	-2535	-32823
slu 2	25757	-2820	-42577	-2535	-32823
slu 3	23503	-1461	-20489	-2677	-34669
slu 3	23503	-1461	-20489	-2677	-34669
slu 4	25757	-1685	-24649	-4235	-54839
slu 4	25757	-1685	-24649	-4235	-54839
slu 5	23503	-1847	-29825	-1742	-22560
slu 5	23503	-1847	-29825	-1742	-22560
slu 6	25757	-2292	-37459	-2535	-32823
slu 6	25757	-2292	-37459	-2535	-32823
slu 7	23503	-933	-15372	-2677	-34669
slu 7	23503	-933	-15372	-2677	-34669
slu 8	25757	-1157	-19531	-4235	-54839
slu 8	25757	-1157	-19531	-4235	-54839
slu 9	21450	-2357	-32390	-1519	-19670
slu 9	21450	-2357	-32390	-1519	-19670
slu 10	23253	-2713	-38497	-2153	-27881
slu 10	23253	-2713	-38497	-2153	-27881
slu 11	21450	-1626	-20827	-2267	-29357
slu 11	21450	-1626	-20827	-2267	-29357
slu 12	23253	-1805	-24155	-3513	-45493
slu 12	23253	-1805	-24155	-3513	-45493
slv 1	11984	1860	-32272	7046	88091
slv 1	8974	-2369	24044	-8282	-104096
slv 2	12077	6683	-97102	1686	20889
slv 2	8880	-7193	88875	-2922	-36893
slv 3	15401	1950	-32885	1683	20841
slv 3	5556	-2459	24658	-2918	-36846
slv 4	12294	1798	-33325	6936	86676
slv 4	9284	-2431	22992	-8391	-105511
slv 5	12388	6622	-98155	1577	19474
slv 5	9191	-7254	87822	-3031	-38309
slv 6	15712	1888	-33938	1573	19426
slv 6	5867	-2521	23605	-3028	-38261

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	35 di 117

slv 7	11984	1986	-30279	6917	86421
slv 7	8974	-2243	26038	-8411	-105766
slv 8	12077	6809	-95109	1557	19219
slv 8	8880	-7067	90868	-3051	-38564
slv 9	15401	2076	-30892	1554	19171
slv 9	5556	-2333	26651	-3047	-38516
slv 10	12294	1955	-30852	6702	83639
slv 10	9284	-2274	25464	-8625	-108548
slv 11	12388	6778	-95682	1342	16437
slv 11	9191	-7098	90294	-3266	-41346
slv 12	15712	2045	-31465	1339	16389
slv 12	5867	-2364	26077	-3262	-41298
sle 1 - qp	9063	0	0	-464	-6009
sle 1 - qp	9063	0	0	-464	-6009
sle 2 - rara	16141	-1274	20569	-1233	-15973
sle 2 - rara	16141	-1274	20569	-1233	-15973
sle 3 - rara	17695	-1581	25834	-1780	-23051
sle 3 - rara	17695	-1581	25834	-1780	-23051
sle 4 - rara	16141	-644	10601	-1878	-24324
sle 4 - rara	16141	-644	10601	-1878	-24324
sle 5 - rara	17695	-798	13470	-2952	-38234
sle 5 - rara	17695	-798	13470	-2952	-38234
sle 6 - frequente	14726	-1019	16455	-1080	-13980
sle 6 - frequente	14726	-1019	16455	-1080	-13980
sle 7 - frequente	15969	-1265	20667	-1517	-19642
sle 7 - frequente	15969	-1265	20667	-1517	-19642
sle 8 - frequente	14726	-515	8481	-1595	-20661
sle 8 - frequente	14726	-515	8481	-1595	-20661
sle 9 - frequente	15969	-639	10776	-2455	-31789
sle 9 - frequente	15969	-639	10776	-2455	-31789

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	36 di 117

PILA 5-8

SOLLECITAZIONI COMBinate BASE FONDAZIONE	Vlong	Vtrasv	N (KN)	Mtrasv	Mlong
	Vx (KN)	Vy(KN)	N(KN)	Mx(KNm)	My(KNm)
slu 1	28226	-2910	-45357	-2369	-28996
slu 1	28226	-2910	-45357	-2369	-28996
slu 2	30435	-3636	-58421	-3209	-40412
slu 2	30435	-3636	-58421	-3209	-40412
slu 3	28226	-1805	-26957	-3703	-47078
slu 3	28226	-1805	-26957	-3703	-47078
slu 4	30435	-2169	-34035	-5332	-69179
slu 4	30435	-2169	-34035	-5332	-69179
slu 5	28226	-2238	-38573	-2369	-28996
slu 5	28226	-2238	-38573	-2369	-28996
slu 6	30435	-2964	-51637	-3209	-40412
slu 6	30435	-2964	-51637	-3209	-40412
slu 7	28226	-1133	-20173	-3703	-47078
slu 7	28226	-1133	-20173	-3703	-47078
slu 8	30435	-1497	-27251	-5332	-69179
slu 8	30435	-1497	-27251	-5332	-69179
slu 9	25881	-2911	-42165	-2020	-24478
slu 9	25881	-2911	-42165	-2020	-24478
slu 10	27648	-3491	-52616	-2693	-33611
slu 10	27648	-3491	-52616	-2693	-33611
slu 11	25881	-2026	-27445	-3088	-38944
slu 11	25881	-2026	-27445	-3088	-38944
slu 12	27648	-2318	-33108	-4391	-56625
slu 12	27648	-2318	-33108	-4391	-56625
slv 1	14953	1841	-35590	7644	102522
slv 1	10801	-2459	24949	-9053	-118554
slv 2	14948	6731	-105319	1839	25497
slv 2	10806	-7349	94678	-3248	-41529
slv 3	19181	1950	-36383	1952	26523
slv 3	6573	-2567	25742	-3361	-42555
slv 4	15258	1741	-37392	7528	100948
slv 4	11106	-2559	23147	-9169	-120129
slv 5	15253	6631	-107121	1724	23922
slv 5	11110	-7449	92877	-3364	-43104
slv 6	19485	1849	-38185	1837	24949

**RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE
GEOTECNICHE FONDAZIONI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	37 di 117

slv 6	6878	-2667	23940	-3477	-44130
slv 7	14953	1994	-33052	7460	100028
slv 7	10801	-2306	27487	-9237	-121049
slv 8	14948	6884	-102781	1655	23003
slv 8	10806	-7196	97216	-3432	-44023
slv 9	19181	2102	-33845	1768	24029
slv 9	6573	-2415	28280	-3545	-45050
slv 10	15258	1943	-34028	7235	96980
slv 10	11106	-2356	26511	-9461	-124097
slv 11	15253	6833	-103758	1431	19955
slv 11	11110	-7246	96240	-3657	-47072
slv 12	19485	2052	-34821	1544	20981
slv 12	6878	-2465	27304	-3770	-48098
sle 1 - qp	11260	0	0	-464	-4900
sle 1 - qp	11260	0	0	-464	-4900
sle 2 - rara	19345	-1544	26602	-1666	-20479
sle 2 - rara	19345	-1544	26602	-1666	-20479
sle 3 - rara	20868	-2044	35612	-2245	-28352
sle 3 - rara	20868	-2044	35612	-2245	-28352
sle 4 - rara	19345	-781	13913	-2586	-32949
sle 4 - rara	19345	-781	13913	-2586	-32949
sle 5 - rara	20868	-1033	18794	-3709	-48191
sle 5 - rara	20868	-1033	18794	-3709	-48191
sle 6 - frequente	17728	-1235	21282	-1425	-17363
sle 6 - frequente	17728	-1235	21282	-1425	-17363
sle 7 - frequente	18947	-1635	28489	-1889	-23661
sle 7 - frequente	18947	-1635	28489	-1889	-23661
sle 8 - frequente	17728	-625	11130	-2162	-27339
sle 8 - frequente	17728	-625	11130	-2162	-27339
sle 9 - frequente	18947	-826	15035	-3060	-39533
sle 9 - frequente	18947	-826	15035	-3060	-39533

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	38 di 117

PILA 6-7

SOLLECITAZIONI COMBinate BASE FONDAZIONE	Vlong	Vtrasv	N (KN)	Mtrasv	Mlong
	Vx (KN)	Vy(KN)	N(KN)	Mx(KNm)	My(KNm)
slu 1	33190	-3202	-55883	-2600	-40165
slu 1	33190	-3202	-55883	-2600	-40165
slu 2	35354	-4092	-73415	-3440	-53146
slu 2	35354	-4092	-73415	-3440	-53146
slu 3	33190	-1995	-33798	-3934	-60783
slu 3	33190	-1995	-33798	-3934	-60783
slu 4	35354	-2442	-43267	-5563	-85947
slu 4	35354	-2442	-43267	-5563	-85947
slu 5	33190	-2449	-46629	-2600	-40165
slu 5	33190	-2449	-46629	-2600	-40165
slu 6	35354	-3339	-64161	-3440	-53146
slu 6	35354	-3339	-64161	-3440	-53146
slu 7	33190	-1242	-24544	-3934	-60783
slu 7	33190	-1242	-24544	-3934	-60783
slu 8	35354	-1689	-34013	-5563	-85947
slu 8	35354	-1689	-34013	-5563	-85947
slu 9	30554	-3214	-52727	-2251	-34781
slu 9	30554	-3214	-52727	-2251	-34781
slu 10	32285	-3926	-66752	-2923	-45166
slu 10	32285	-3926	-66752	-2923	-45166
slu 11	30554	-2249	-35059	-3319	-51275
slu 11	30554	-2249	-35059	-3319	-51275
slu 12	32285	-2607	-42634	-4622	-71407
slu 12	32285	-2607	-42634	-4622	-71407
slv 1	17799	1637	-37603	6477	97624
slv 1	13110	-2313	24740	-8227	-124671
slv 2	17902	6120	-109264	1337	19919
slv 2	13007	-6795	96401	-3088	-46966
slv 3	23165	1736	-38272	1332	19845
slv 3	7744	-2411	25409	-3083	-46892
slv 4	18098	1514	-40021	6361	95833
slv 4	13409	-2436	22321	-8343	-126462
slv 5	18201	5997	-111682	1221	18128
slv 5	13305	-6918	93983	-3203	-48757
slv 6	23464	1613	-40690	1216	18054

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	39 di 117

slv 6	8043	-2534	22991	-3199	-48683
slv 7	17799	1804	-34557	6293	94780
slv 7	13110	-2146	27786	-8411	-127515
slv 8	17902	6286	-106218	1153	17075
slv 8	13007	-6629	99447	-3272	-49810
slv 9	23165	1902	-35226	1148	17001
slv 9	7744	-2245	28455	-3267	-49736
slv 10	18098	1742	-35863	6068	91309
slv 10	13409	-2208	26480	-8636	-130986
slv 11	18201	6225	-107524	928	13604
slv 11	13305	-6691	98141	-3496	-53281
slv 12	23464	1840	-36532	923	13530
slv 12	8043	-2306	27149	-3491	-53207
sle 1 - qp	13636	0	0	-635	-9811
sle 1 - qp	13636	0	0	-635	-9811
sle 2 - rara	22727	-1689	32158	-1837	-28376
sle 2 - rara	22727	-1689	32158	-1837	-28376
sle 3 - rara	24220	-2303	44249	-2416	-37329
sle 3 - rara	24220	-2303	44249	-2416	-37329
sle 4 - rara	22727	-857	16927	-2757	-42596
sle 4 - rara	22727	-857	16927	-2757	-42596
sle 5 - rara	24220	-1165	23457	-3880	-59950
sle 5 - rara	24220	-1165	23457	-3880	-59950
sle 6 - frequente	20909	-1351	25727	-1596	-24663
sle 6 - frequente	20909	-1351	25727	-1596	-24663
sle 7 - frequente	22103	-1842	35399	-2060	-31825
sle 7 - frequente	22103	-1842	35399	-2060	-31825
sle 8 - frequente	20909	-685	13541	-2333	-36039
sle 8 - frequente	20909	-685	13541	-2333	-36039
sle 9 - frequente	22103	-932	18766	-3231	-49923
sle 9 - frequente	22103	-932	18766	-3231	-49923

**RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE
GEOTECNICHE FONDAZIONI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	40 di 117

PILA 13 a PILA 23

SOLLECITAZIONI COMBinate BASE FONDAZIONE	Vlong	Vtrasv	N (KN)	Mtrasv	Mlong
	Vx (KN)	Vy(KN)	N(KN)	Mx(KNm)	My(KNm)
slu 1	20718	-1132	-12580	-503	-7942
slu 1	20718	-1132	-12580	-503	-7942
slu 2	21225	-1051	-10854	-503	-7446
slu 2	21225	-1051	-10854	-503	-7446
slu 3	20197	-838	-8428	-503	-7392
slu 3	20197	-838	-8428	-503	-7392
slu 4	21227	-783	-7889	-503	-7444
slu 4	21227	-783	-7889	-503	-7444
slu 5	20718	-660	-8119	-503	-7942
slu 5	20718	-660	-8119	-503	-7942
slu 6	21225	-579	-6393	-503	-7446
slu 6	21225	-579	-6393	-503	-7446
slu 7	20197	-365	-3967	-503	-7392
slu 7	20197	-365	-3967	-503	-7392
slu 8	21227	-310	-3429	-503	-7444
slu 8	21227	-310	-3429	-503	-7444
slu 9	19290	-1315	-13930	-503	-7731
slu 9	19290	-1315	-13930	-503	-7731
slu 10	19696	-1250	-12549	-503	-7334
slu 10	19696	-1250	-12549	-503	-7334
slu 11	18873	-1080	-10608	-503	-7291
slu 11	18873	-1080	-10608	-503	-7291
slu 12	19697	-1036	-10177	-503	-7333
slu 12	19697	-1036	-10177	-503	-7333
slv 1	11669	1960	-23828	6685	71177
slv 1	8779	-2142	21589	-7430	-81477
slv 2	11585	6693	-76358	1787	18084
slv 2	8864	-6875	74118	-2531	-28384
slv 3	14565	1973	-23845	1884	18765
slv 3	5884	-2155	21605	-2629	-29065
slv 4	11739	1972	-23590	6685	71245
slv 4	8849	-2131	21827	-7430	-81408
slv 5	11655	6704	-76120	1787	18152
slv 5	8934	-6864	74356	-2531	-28315
slv 6	14635	1984	-23607	1884	18834
slv 6	5954	-2144	21843	-2629	-28997

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	41 di 117

slv 7	11598	2001	-23256	6685	71252
slv 7	8708	-2102	22161	-7430	-81401
slv 8	11513	6733	-75785	1787	18160
slv 8	8792	-6834	74691	-2531	-28308
slv 9	14493	2014	-23272	1884	18841
slv 9	5812	-2114	22178	-2629	-28989
slv 10	11740	2009	-23181	6685	71245
slv 10	8850	-2094	22236	-7430	-81408
slv 11	11655	6741	-75711	1787	18152
slv 11	8934	-6827	74765	-2531	-28315
slv 12	14635	2021	-23198	1884	18834
slv 12	5954	-2107	22252	-2629	-28997
sle 1 - qp	9240	0	0	-372	-5004
sle 1 - qp	9240	0	0	-372	-5004
sle 2 - rara	14163	-455	5600	-372	-5732
sle 2 - rara	14163	-455	5600	-372	-5732
sle 3 - rara	14513	-399	4409	-372	-5390
sle 3 - rara	14513	-399	4409	-372	-5390
sle 4 - rara	13804	-252	2736	-372	-5353
sle 4 - rara	13804	-252	2736	-372	-5353
sle 5 - rara	14514	-214	2365	-372	-5389
sle 5 - rara	14514	-214	2365	-372	-5389
sle 6 - frequente	13178	-364	4480	-372	-5587
sle 6 - frequente	13178	-364	4480	-372	-5587
sle 7 - frequente	13458	-319	3527	-372	-5313
sle 7 - frequente	13458	-319	3527	-372	-5313
sle 8 - frequente	12891	-202	2189	-372	-5283
sle 8 - frequente	12891	-202	2189	-372	-5283
sle 9 - frequente	13459	-171	1892	-372	-5312
sle 9 - frequente	13459	-171	1892	-372	-5312

SPALLA B

SOLLECITAZIONI COMBinate BASE FONDAZIONE	V _x (KN)	V _y (KN)	N(KN)	M _x (KNm)	M _y (KNm)
slu 2	41019	-693	25629	5825	86415
slu 3	44062	-765	25047	7420	139666
slu 4	40242	-693	25048	6563	90943
slu 5	42520	-693	26752	5575	80023
slu 6	41722	-765	23991	7251	146184
slu 7	37633	-693	23096	6043	92147
slu 8	40342	-1013	27932	5232	80949

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	42 di 117

slu 9	42777	-1071	27467	6508	123550
slu 10	39721	-1013	27467	5822	84571
slu 11	41543	-1013	28831	5033	75835
slu 12	40905	-1071	26622	6374	128764
slu 13	37634	-1013	25905	5407	85534
slu 14	40342	-648	24672	5232	80950
slu 15	42777	-706	24207	6508	123551
slu 16	39720	-648	24207	5822	84572
slu 17	41542	-648	25571	5033	75836
slu 18	40905	-706	23362	6374	128765
slv 1	37633	-648	22646	5407	85535
slv 2	27937	-4104	48781	10616	110870
slv 3	28357	-4114	48701	10836	118215
slv 4	27830	-4104	48701	10718	111495
slv 5	28144	-4104	48936	10582	109989
slv 6	28034	-4114	48556	10813	119114
slv 7	27470	-4104	48432	10646	111661
slv 8	27937	-12937	132124	5626	65958
slv 9	28357	-12947	132044	5846	73303
slv 10	27830	-12937	132044	5728	66582
slv 11	28144	-12937	132279	5592	65076
slv 12	28034	-12947	131898	5823	74202
sle1	27470	-12937	131774	5656	66748
sle2	29805	-100	14918	4116	41625
sle3	31904	-150	14517	5216	73290
sle4	29269	-100	14517	4625	42408
sle5	30840	-100	15693	3944	38009
sle6	30290	-150	13788	5100	78319
sle7	27470	-100	13171	4267	44885
sle8	29339	-689	19801	3707	39734
sle9	31018	-729	19480	4587	65065
sle10	28910	-689	19481	4114	40360
sle11	30167	-689	20421	3570	36841
sle12	29727	-729	18898	4494	69089
sle13	27471	-689	18404	3828	42342
sle14	29338	-80	14369	3707	39735
sle15	31017	-120	14048	4587	65067
sle16	28909	-80	14048	4114	40362
sle17	30166	-80	14988	3570	36843
sle18	29726	-120	13465	4494	69091
SLEqp	27470	-80	12971	3828	42343

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	43 di 117

con:

V_{long} = taglio in direzione longitudinale al ponte agente nel baricentro della palificata;

V_{trasv} = taglio in direzione trasversale al ponte agente nel baricentro della palificata;

N = sforzo assiale agente nel baricentro della palificata;

M_{trasv} = momento in direzione trasversale al ponte agente nel baricentro della palificata;

M_{long} = momento in direzione longitudinale al ponte agente nel baricentro della palificata;

Nelle tabelle che seguono si riassumono i valori di input relativi al codice di calcolo Group, utilizzati per il dimensionamento delle palificate.

<i>SPALLA A</i>	Prof. da testa palo (m)	p-y model	ϕ' (°)	c_u (kPa)	p-y Modulus (kN/m ³)	Resistenza laterale ultima unitaria (kPa)	Resistenza alla punta ultima unitaria (kPa)
Unità 2	0.0 – 40.0	“Stiff clay with Free Water” (Reese)	-	250	62500	100	2346÷3145 (*)

<i>PILA 1-12</i>	Prof. da testa palo (m)	p-y model	ϕ' (°)	c_u (kPa)	p-y Modulus (kN/m ³)	Resistenza laterale ultima unitaria (kPa)	Resistenza alla punta ultima unitaria (kPa)
Unità 2	0.0 – 40.0	“Stiff clay with Free Water” (Reese)	-	250	62500	100	2346÷3145 (*)

(*) inizio e fine strato

<i>PILA 2-4/9-11</i>	Prof. da testa palo (m)	p-y model	ϕ' (°)	c_u (kPa)	p-y Modulus (kN/m ³)	Resistenza laterale ultima unitaria (kPa)	Resistenza alla punta ultima unitaria (kPa)
Unità 2	0.0 – 40.0	“Stiff clay with Free Water” (Reese)	-	250	62500	100	2346÷3145(*)

(*) inizio e fine strato

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	44 di 117

<i>PILA 5-8</i>	Prof. da testa palo (m)	p-y model	ϕ' (°)	c_u (kPa)	p-y Modulus (kN/m ³)	Resistenza laterale ultima unitaria (kPa)	Resistenza alla punta ultima unitaria (kPa)
Unità 2	00.0 – 40.0	“Stiff clay with Free Water” (Reese)	-	250	62500	100	2346÷3145 (*)

(*) inizio e fine strato

<i>PILA 6-7</i>	Prof. da testa palo (m)	p-y model	ϕ' (°)	c_u (kPa)	p-y Modulus (kN/m ³)	Resistenza laterale ultima unitaria (kPa)	Resistenza alla punta ultima unitaria (kPa)
Unità 2	0.0 – 40.0	“Stiff clay with Free Water” (Reese)	-	250	62500	100	2346÷3145 (*)

(*) inizio e fine strato

<i>PILA 13-23 SPALLA B</i>	Prof. da testa palo (m)	p-y model	ϕ' (°)	c_u (kPa)	p-y Modulus (kN/m ³)	Resistenza laterale ultima unitaria (kPa)	Resistenza alla punta ultima unitaria (kPa)
Unità 1b	0.0 – 5.8	“API Sand” (O’Neill)	26	-	15000	0-9.78	450÷1000 (*)
Unità 1b (sottofalda)	5.8 – 7.8	“Stiff clay with Free Water” (Reese)	26	-	15000	9.78-27	1000÷1131 (*)
Unità 2	7.8 – 40.0	“Stiff clay with Free Water” (Reese)	-	250	62500	100	2479÷3128 (*)

(*) inizio e fine strato

10 RISULTATI DELLE VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Nelle tabelle che seguono si mostrano i risultati delle analisi eseguite sulle palificate, in termini di sollecitazioni agenti in testa al singolo palo. I diagrammi delle sollecitazioni agenti lungo il fusto dei pali sono mostrate in Appendice.

SPALLA A	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)
SLV	3530	-615	2351	980
SLU	3380	1084		
SLE	2414	1850	804	405

PILA 1 e 12	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)
SLV	6654	-5049	2330	1045
SLU	5289	-938		
SLE	3685	-545	658	397

PILA 2-3-4 e 9-10-11	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)
SLV	7913	-6206	2885	940
SLU	6483	-1387		
SLE	4443	-821	668	427

PILA 5 e 8	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)
SLV	7228	-5592	3327	910
SLU	6058	-1478		
SLE	4135	-893	820	403

PILA 6 e 7	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)
SLV	7662	-5404	2766	950
SLU	6110	-2521		
SLE	5044	-1100	830	423

PILA 13-23	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)
SLV	6740	-4892	2470	1042
SLU	3089	1272		
SLE	2184	756	172	80

SPALLA B	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)
SLV	6376	-2245	2490	915
SLU	5603	-1690		
SLE	3914	-515	839	357

con:

N_{max} = sforzo assiale massimo agente in testa al singolo palo nell'ambito di una stessa palificata;

N_{min} = sforzo assiale minimo agente in testa al singolo palo nell'ambito di una stessa palificata;

M_{max} = momento massimo agente lungo il fusto del palo nell'ambito di una stessa palificata;

V_{max} = taglio massimo agente lungo il fusto del palo nell'ambito di una stessa palificata.

10.1 Verifiche a carico limite verticale del palo singolo

Nelle tabelle che seguono si riassumono i risultati ottenuti; per ulteriori dettagli si rimanda alle schede di verifica presenti in Appendice.

	L_{pali} (m)	$N_{SLU_max}^*$ (kN)	Q_{limite_compr} (kN)	FS (-)	$N_{SLV_max}^*$ (kN)	Q_{limite_compr} (kN)	FS (-)
SPALLA A	20	4113	5712	1.39	4079	5712	1.40
PILA 1 e 12	35	6579	9063	1.38	7611	9063	1.19
PILA 2-4 e 9-11	37	7813	9292	1.19	8899	9262	1.04
PILA 5 e 8	37	7318	8789	1.20	8161	8789	1.08
PILA 6 e 7	37	7341	9019	1.23	8612	9019	1.05
PILA 13-23	35	4436	8382	1.89	7730	8382	1.08
SPALLA B	25	6439	8328	1.29	7040	8328	1.18

	L_{pali} (m)	$N_{SLV_max_traz}^*$ (kN)	Q_{limite_traz} (kN)	FS (-)
SPALLA A		-575	-4011	6.98
PILA 1 e 12	35	-5049	-6786	1.66
PILA 2-4 e 9-11	37	-6210	--6987	1.34
PILA 5 e 8	37	-5592	-6547	1.41
PILA 6 e 7	7	-5404	-6746	1.25
PILA 13-23	35	-4895	-6156	1.58
SPALLA B	25	-2245	-6110	4.87

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	47 di 117

con:

$N_{SLU_max}^*$ = sforzo assiale max agente alla base del palo per la comb. statica A1+M1+R3;

$N_{SLV_max}^*$ = sforzo assiale max agente alla base del palo per la comb. sismica EQK+M1+R3;

$N_{SLU_max_traz}$ = sforzo assiale max a trazione agente alla testa del palo per la comb. statica A1+M1+R3;

$N_{SLV_max_traz}$ = sforzo assiale max a trazione agente alla testa del palo per la comb. sismica EQK+M1+R3;

Q_{limite_compr} = carico limite del palo singolo a compressione allo SLU/SLV;

Q_{limite_traz} = carico limite del palo singolo a trazione allo SLU/SLV;

FS = coefficiente di sicurezza (≥ 1).

In aggiunta alle verifiche sulla portanza dei pali allo SLU/SLV, si verifica che il rapporto tra la resistenza laterale caratteristica di calcolo ed il carico agente massimo per la combinazione SLE-rara sia maggiore di 1.25. Si rimanda alle schede di verifica presenti in Appendice per il dettaglio del calcolo.

	L_{pali} (m)	$N_{SLE_rara_max}^*$ (kN)	$R_{s_laterale}$ (kN)	FS_{lat} (-)
SPALLA A		2979	7521	2.52
PILA 1 e 12	35	4675	13176	2.82
PILA 2-4 e 9-11	37	5489	13930	2.54
PILA 5 e 8	37	5150	13515	2.62
PILA 6 e 7	35	6010	13515	2.25
PILA 13-23	35	3175	11543	3.64
SPALLA B	25	4973	11456	2.30

con:

$N_{SLE-rara_max}^*$ = sforzo assiale max agente alla base del palo per la comb. SLE rara;

$R_{s_laterale}$ = resistenza laterale caratteristica del palo singolo;

FS_{lat} = coefficiente di sicurezza (≥ 1.25).

10.2 Cedimenti del singolo palo e della palificata

Il calcolo dei cedimenti del palo singolo viene valutato direttamente sulla base dei risultati dell'analisi della palificata soggetta alle azioni caratteristiche massime (SLE). Il cedimento della palificata si stima invece in accordo con i criteri indicati al capitolo 5

Si valutano i cedimenti relativi alla fase di fine costruzione (coincidente con la combinazione allo SLE-qp), alla fase di esercizio dell'opera (coincidente con la combinazione allo SLE-rara) ed i rispettivi valori del cedimento netto tra le due fasi.

	FASE DI COSTRUZIONE		FASE DI ESERCIZIO		$\Delta\delta_{\text{palo}}$ (mm)	$\Delta\delta_{\text{palificata}}$ (mm)
	δ_{palo_1} (mm)	δ_{palif_1} (mm)	δ_{palo_2} (mm)	δ_{palif_2} (mm)		
SPALLA A	2	13	2	13	0	0
PILA 1 e 12	1	6	5	11	1	5
PILA 2-4 e 9-11	1	6	2	12	1	6
PILA 5 e 8	1	7	2	13	1	7
PILA 6 e 7	1	7	2	14	1	7
PILA 13-23	0.7	4	1	6	0.3	2
SPALLA B	3	24	3	24	0	0

con:

δ_{palo} = cedimento verticale del palo singolo;

δ_{palif} = cedimento verticale della palificata;

$\Delta\delta_{\text{palo}}$ = $\delta_{\text{palo}_1} - \delta_{\text{palo}_2}$ = cedimento netto del palo singolo;

$\Delta\delta_{\text{palificata}}$ = $\delta_{\text{palif}_1} - \delta_{\text{palif}_2}$ = cedimento netto della palificata;

Inoltre, sulla base di quanto prescritto nel §1.8.3.2.3 del Doc. Rif. [4], si riportano i valori dei cedimenti differenziali tra fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti allo SLE.

	δ_{palo_qp}	$\delta_{palificata_qp}$	$\Delta\delta_{diff}$	$\Delta\delta_{diff_limite}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SPALLA A	2	13		23
PILA 1	1	6	3	23
PILA 2	1	6	-1	23
PILA 3	1	6	0	23
PILA 4	1	6	0	23
PILA 5	1	7	-1	85
PILA 6	1	6	1	85
PILA 7	1	6	0	85
PILA 8	1	7	-1	85
PILA 9	1	6	1	60
PILA 10	1	6	0	60
PILA 11	1	6	0	60
PILA 12	1	5	1	60
PILA 13	0.7	4	1	31
PILA 14	0.7	4	0	31
PILA 15	0.7	4	0	31
PILA 16	0.7	4	0	31
PILA 17	0.7	4	0	31
PILA 18	0.7	4	0	31
PILA 19	0.7	4	0	31
PILA 20	0.7	4	0	31
PILA 21	0.7	4	0	31
PILA 22	0.7	4	0	31
PILA 23	0.7	4	0	31
SPALLA B	3	24	-20	31

con:

δ_{palo_qp} = cedimento verticale del singolo palo per combinazione di carico SLE_{qp};

$\delta_{palificata_qp}$ = cedimento verticale della palificata per carico N_{SLE-qp_max} *;

$\Delta\delta_{diff}$ = cedimento differenziale fra fondazioni adiacenti;

$\Delta\delta_{diff_limite}$ = $L_{campata}/1000$.

10.3 Verifica a carico limite orizzontale del palo singolo

Il carico limite orizzontale del palo viene eseguito secondo la metodologia di Broms (vedi capitolo 5), adottando come forza orizzontale di progetto, quella massima proveniente dalle combinazioni allo SLU/SLV.

Si riassumono le armature longitudinali necessarie a valutare il momento di plasticizzazione della sezione del palo, utilizzato per determinare il carico limite orizzontale del palo.

	Φ palo (mm)	1° strato long.		2° strato long.		ρ _{long} (%)	ρ _{min} (%)
		n° barre	Φ barre (mm)	n° barre	Φ barre (mm)		
SPALLA A	1200	22	30	22	30	2.75%	1.00%
PILA 1 e 12	1200	22	30	22	30	2.75%	1.00%
PILA 2-4 e 9-11	1200	22	30	22	30	2.75%	1.00%
PILA 5 e 8	1200	23	30	22	23	2.88%	1.00%
PILA 6 e 7	1200	22	30	22	30	2.75%	1.00%
PILA 13-23	1200	20	30	20	30	2.50%	1.00%
SPALLA B	1200	22	30	22	30	2.75%	1.00%

Le armature rispettano le quantità minime indicate dalla normativa.

Come si evince dai successivi calcoli, il carico limite orizzontale del palo risulta sempre superiore al massimo carico orizzontale agente nella condizione maggiormente gravosa tra SLU/SLV. Le verifiche risultano dunque soddisfatte.

$$H_d = H_k/\gamma_T \geq V_{SLU/SLV_max}$$

Per ulteriori dettagli si rimanda alla scheda di verifica riportate in Appendice.

	$H_d = H_k/\gamma_T$ (kN)	V_{SLU/SLV_max} (kN)	FS (-)
SPALLA A	1048	980	1.07
PILA 1 e 12	1048	1045	1.01
PILA 2-4 e 9-11	1053	940	1.12
PILA 5 e 8	1075	910	1.18
PILA 6 e 7	1035	950	1.09
PILA 13-23	1917	1042	1.83
SPALLA B	1917	915	2.1

con:

$H_d = H_k/\gamma_T$ = carico limite orizzontale di progetto del singolo palo;

V_{SLU/SLV_max} = massimo carico orizzontale agente sul singolo palo allo SLU/SLV;

FS = coefficiente di sicurezza (≥ 1.00).

10.4 Calcolo delle sollecitazioni agenti lungo il fusto del palo

Le sollecitazioni di taglio e momento agenti lungo il fusto dei pali vengono valutate dal software di calcolo delle palificate per le combinazioni SLU/SLV/SLE. I valori massimi sono riassunti nella parte iniziale del capitolo 9.

Le deformazioni orizzontali dei singoli pali allo SLE, dedotte dal software di calcolo, sono sintetizzate di seguito.

	δ_{orizz} (cm)
SPALLA A	0.15
PILA 1 e 12	0.14
PILA 2-4 e 9-11	0.19
PILA 5 e 8	0.27
PILA 6 e 7	0.25
PILA 13-23	0.085
SPALLA B	0.36

I diagrammi delle sollecitazioni sono mostrati in Appendice alla quale si rimanda per ulteriori dettagli.

10.5 Verifiche strutturali pali

Di seguito si riportano le verifiche strutturali sui pali di fondazione. Le sollecitazioni agenti sono quelle riportate in testa al capitolo

La sezione trasversale dei pali Ø1200mm presenta la seguente armatura:

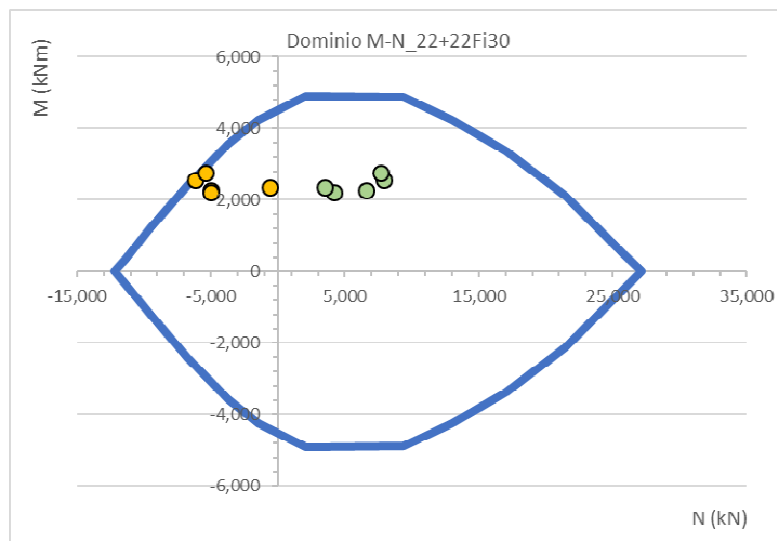
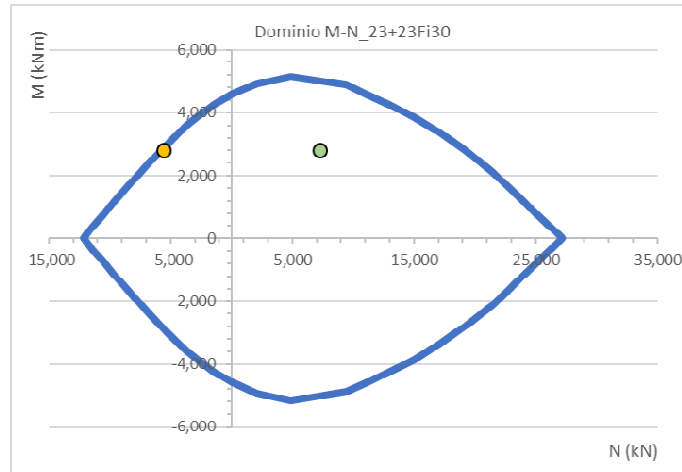
- 23+23Ø30 (Pile da 5 a 8)
- 22+22Ø30 (Rimanenti pile, spalla A e spalla B)

L'armatura trasversale è costituita da una spirale:

- Ø14/20.

VERIFICA A PRESSIOFLESSIONE SLU/SLV

Si riporta il dominio di resistenza M-N relativo alle sezione trasversale del palo 1200mm. Nella tabella si sintetizzano i valori di sforzo normale massimo e minimo e del momento flettente massimo agente. In dettaglio i valori sono riportati in appendice.



	N_{max}	N_{min}	M_{Ed}	$M_{Rd\ Nmax}$	FS_{Nmax}	$M_{Rd\ min}$	FS_{Nmin}
	(kN)	(kN)	(kNm)				
Pila 1-12	6625	-5040	2270	5158	2.27	3097	1.36
Pila 2-4 9-11	7915	-6210	2560	5075	1.98	2638	1.03
Pila 5-8	7228	-5592	2939	5301	1.8	3111	1.06
Pila 6-7	7663	-5405	2766	5100	1.82	2958	1.05
Pila 13-23	4189	-4985	2218	3118	1.20	5153	2.28
Spalla A	3530	-615	2351	5081	2.16	4441	1.88
Spalla B	6376	-2245	2463	5164	2.09	4042	1.64

VERIFICA A TAGLIO ALLO SLU/SLV

Si riporta la verifica a taglio nella condizione maggiormente gravosa. Il taglio massimo agente risulta pari a:

$$V_{\max} = 1045 \text{ kN}$$

Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 17/01/2018)

classe cls	R_{ck}	30	N/mm^2
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm^2
	f_{cd}	14	N/mm^2
diametro	Φ	1200	mm
Area sezione	A	1130973	mm^2
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	A_{eq}	941544	mm^2
altezza utile equivalente	d	931	mm
larghezza equivalente	b_w	1011	mm
altezza equivalente	h_{eq}	1118.358	mm
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	σ_{cp}	0.000	N/mm^2
	α_{cp}	1.00	

Acciaio	f_{yk}	450	N/mm^2
B450C	f_{yd}	391	N/mm^2
diametro staffe (spille)	\varnothing_w	14	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	154	mm^2
0.9 d	z	838	mm
passo spirale	s_w	200	mm
n° bracci		2	
angolo di inclinazione biella compressa	θ	21.8	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	As_w / s_w	1.539	mm^2/mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	1262	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	2061	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	1045	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
taglio resistente	V_{Rd}	1262	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
	FS	1.21	

VERIFICA A FESSURAZIONE ALLO SLE

Facendo riferimento alle sollecitazioni flettenti massime e allo sforzo assiale minimo agente allo SLE, si riportano le verifiche a fessurazione dei pali per ogni pila analizzata.

Spalla A

Verifica C.A. S.L.U. - File: SPALLA A_palo1200_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

TITOLO: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [mm]
Coprifero (baric.): 0 [mm]

N° barre: 44 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	707	0	511
2	707	144	490
3	707	276	430
4	707	386	335
5	707	465	212
6	707	506	73

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed}: 820 kN
M_{xEd}: 805 kNm
M_{yEd}: 0

Materiali
B450C C25/30
ε_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 13.28
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

σ_c: -4.526 N/mm²
σ_s: 67.3 N/mm²
ε_s: 0.3365 ‰
d: 1.111 mm
x: 557.9 x/d: 0.5021
δ: 1

Vertici: 50
Verifica
N° iterazioni: 3
 Precompresso

	INPUT		OUTPUT	
	Rck	30 Mpa	diff. def. armature-cls	
	D	1500 mm	ε _{sm} -ε _{cm} 1.96E-04	
diametro palo	C ₁	89 mm	distanza max fessure	
coprifero 1° strato	φ ₁	30 mm	s r, max 5.95E+02 mm	
diametro barre 1° strato	n ₁	22	ampiezza fessure:	
numero barre 1° strato	C ₂	145 mm	wk 0.117 mm	
coprifero 2° strato (baricentro barre)	φ ₂	30 mm	LIMITE 0.30 mm	
diametro barre 2° strato	n ₂	22	Sez. verificata	
numero barre 2° strato	d	1383 mm		
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	b _{eff}	180.8 mm		
	x	565.5 mm		
posizione asse neutro da lembo compresso	σ _{s,max1}	67.3 Mpa		
Tensione massima barre 1° strato	σ _{s,max2}	67.3 Mpa		
Tensione massima barre 2° strato	h _{c,eff}	292.5 mm		
altezza efficace	A _{c,eff}	52879 mm²		
area efficace relativamente ad una singola barre	ρ _{p,eff}	0.027		
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	kt	0.6		
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	k1	0.8		
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k2	0.5		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k3	3.4		
	k4	0.425		

La verifica è soddisfatta.

Pila 1 - 12

Verifica C.A. S.L.U. - File: P1-12_palo1200_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N° barre uguali: 0
 Diametro barre: 0 [mm]
 Coprifero (baric.): 0 [mm]

N° barre: 44 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	707	0	511
2	707	144	490
3	707	276	430
4	707	386	335
5	707	465	212
6	707	506	73

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -545 kN
 M_{xEd}: 658 kNm
 M_{yEd}: 0

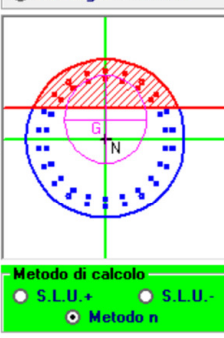
P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 13.28
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

σ_c: -3.264 N/mm²
 σ_s: 97.82 N/mm²
 ε_s: 0.4891 ‰
 d: 1,111 mm
 x: 370.6 x/d: 0.3335
 δ: 0.8569

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n



	INPUT	OUTPUT
Rck	30 Mpa	diff. def. armature-cls
D	1500 mm	ε _{sm} - ε _{cm} 2.85E-04
diametro palo		distanza max fessure
coprifero 1° strato	c ₁ 89 mm	s r, max 6.55E+02 mm
diametro barre 1° strato	φ ₁ 30 mm	ampiezza fessure:
numero barre 1° strato	n ₁ 18	wk 0.187 mm
coprifero 2° strato (baricentro barre)	c ₂ 145 mm	LIMITE 0.30 mm
diametro barre 2° strato	φ ₂ 30 mm	Sez. verificata
numero barre 2° strato	n ₂ 18	
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d 1383 mm	
posizione asse neutro da lembo compresso	b _{eff} 221.0 mm	
Tensione massima barre 1° strato	x 370.6 mm	
Tensione massima barre 2° strato	σ _{s,max1} 97.82 Mpa	
altezza efficace	σ _{s,max2} Mpa	
area efficace relativamente ad una singola barre	h _{c,eff} 292.5 mm	
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	A _{c,eff} 64630 mm²	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	ρ p,eff 0.022	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	kt 0.6	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k1 0.8	
	k2 0.5	
	k3 3.4	
	k4 0.425	

La verifica è soddisfatta.

Pila 2 - 4 e 9 - 11

Verifica C.A. S.L.U. - File: P2-4-9-11_palo1200_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N° barre uguali: 0
 Diametro barre: 0 [mm]
 Copriferro (baric.): 0 [mm]

N° barre: 44 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	707	0	511
2	707	144	490
3	707	276	430
4	707	386	335
5	707	465	212
6	707	506	73

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 -821 kN
 M_{xEd}: 0 635 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 13.28
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.029

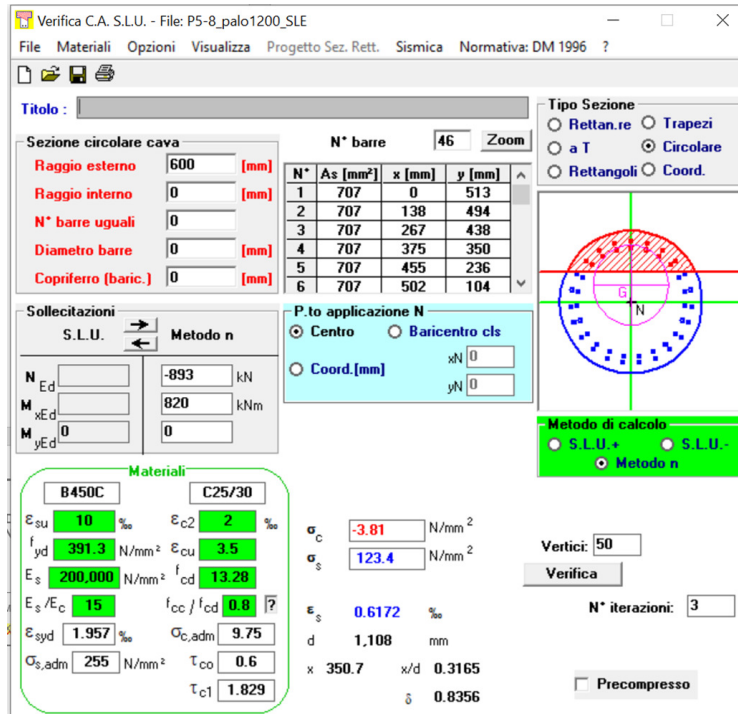
σ_c: -2.984 N/mm²
 σ_s: 105.4 N/mm²
 ε_s: 0.5271 ‰
 d: 1,111 mm
 x: 331.1 x/d: 0.298
 δ: 0.8126

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

	INPUT		OUTPUT	
Rck	30	Mpa	diff. def. armature-cls	
D	1500	mm	ε _{sm} -ε _{cm} 3.07E-04	
diametro palo			distanza max fessure	
copriferro 1° strato	c ₁	89 mm	s r, max 5.95E+02 mm	
diametro barre 1° strato	φ ₁	30 mm	ampiezza fessure:	
numero barre 1° strato	n ₁	22	wk 0.183 mm	
copriferro 2° strato (baricentro barre)	c ₂	145 mm	LIMITE 0.30 mm	
diametro barre 2° strato	φ ₂	30 mm	Sez. verificata	
numero barre 2° strato	n ₂	22		
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	1383 mm		
	b _{eff}	180.8 mm		
posizione asse neutro da lembo compresso	x	341.3 mm		
Tensione massima barre 1° strato	σ _{s,max1}	105.4 Mpa		
Tensione massima barre 2° strato	σ _{s,max2}	105.4 Mpa		
altezza efficace	h _{c,eff}	292.5 mm		
area efficace relativamente ad una singola barre	A _{c,eff}	52879 mm²		
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	ρ p,eff	0.027		
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6		
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5		
	k3	3.4		
	k4	0.425		

La verifica è soddisfatta.

Pila 5 - 8



Verifica C.A. S.L.U. - File: P5-8_palo1200_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [mm]
Copriferro (baric.): 0 [mm]

N° barre: 46 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	707	0	513
2	707	138	494
3	707	267	438
4	707	375	350
5	707	455	236
6	707	502	104

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -893 kN
M_{xEd} 820 kNm
M_{yEd} 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 13.28
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

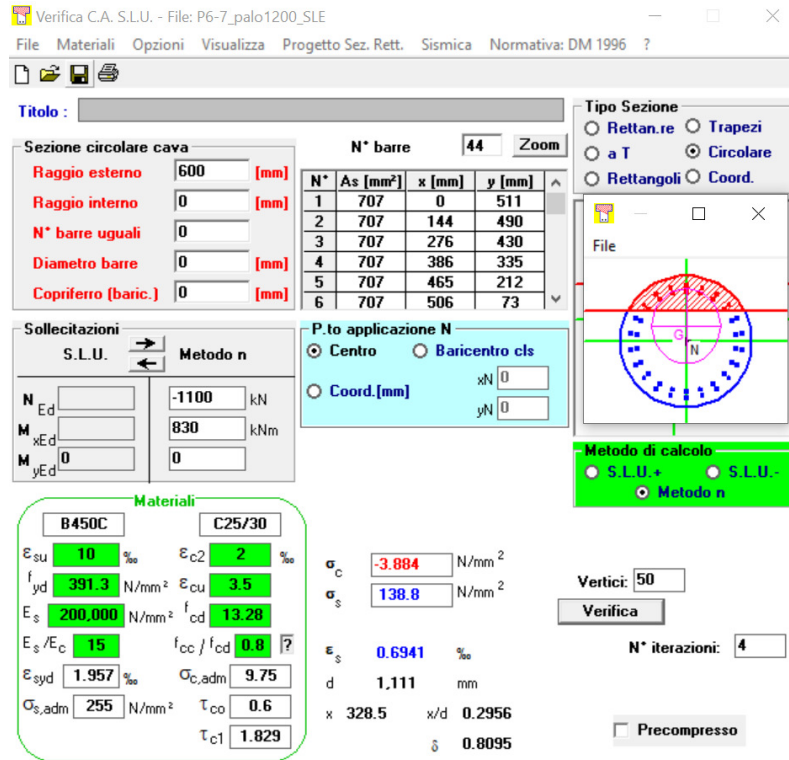
σ_c -3.81 N/mm²
 σ_s 123.4 N/mm²
 ϵ_s 0.6172 ‰
d 1.108 mm
x 350.7 x/d 0.3165
 δ 0.8356

Vertici: 50
Verifica
N° iterazioni: 3
Precompresso

	INPUT		OUTPUT	
Rck	30	Mpa	diff. def. armature-cls	
diametro palo D	1200	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	3.59E-04 -
copriferro 1° strato C ₁	89	mm	distanza max fessure	
diametro barre 1° strato ϕ_1	30	mm	s_{r, max}	5.14E+02 mm
numero barre 1° strato n ₁	23		ampiezza fessure:	
copriferro 2° strato (baricentro barre) C ₂	145	mm	wk	0.185 mm
diametro barre 2° strato ϕ_2	30	mm	LIMITE	0.30 mm
numero barre 2° strato n ₂	23		Sez. verificata	
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione d	1083	mm		
posizione asse neutro da lembo compresso b _{eff}	131.9	mm		
Tensione massima barre 1° strato $\sigma_{s,max1}$	123.4	Mpa		
Tensione massima barre 2° strato $\sigma_{s,max2}$	123.4	Mpa		
altezza efficace h _{c,eff}	280.3	mm		
area efficace relativamente ad una singola barre A _{c,eff}	36989	mm²		
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff} p _{s,eff}	0.038			
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata) kt	0.6			
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie) k1	0.8			
(0.5 per flessione; 1 trazione) k2	0.5			
k3	3.4			
k4	0.425			

La verifica è soddisfatta.

Pila 6 - 7



Verifica C.A. S.L.U. - File: P6-7_palo1200_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

TITOLO : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [mm]
Coprifero (baric.): 0 [mm]

N° barre: 44

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	707	0	511
2	707	144	490
3	707	276	430
4	707	386	335
5	707	465	212
6	707	506	73

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1100 kN
M_{xEd}: 830 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 10 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 13.28
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -3.884 N/mm²
 σ_s : 138.8 N/mm²
 ϵ_s : 0.6941 ‰
d: 1.111 mm
x: 328.5 mm x/d: 0.2956
 δ : 0.8095

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Vertici: 50
Verifica
N° iterazioni: 4
Precompresso

	INPUT	
	Rck	30 Mpa
diametro palo	D	1200 mm
coprifero 1° strato	C ₁	89 mm
diametro barre 1° strato	ϕ_1	30 mm
numero barre 1° strato	n ₁	20
coprifero 2° strato (baricentro barre)	C ₂	145 mm
diametro barre 2° strato	ϕ_2	30 mm
numero barre 2° strato	n ₂	20
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	1083 mm
	b _{eff}	151.7 mm
posizione asse neutro da lembo compresso	x	328.5 mm
Tensione massima barre 1° strato	$\sigma_{s,max1}$	138.8 Mpa
Tensione massima barre 2° strato	$\sigma_{s,max2}$	Mpa
altezza efficace	h _{c,eff}	290.5 mm
area efficace relativamente ad una singola barre	A _{c,eff}	44080 mm²
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	$\rho_{p,eff}$	0.032
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5
	k3	3.4
	k4	0.425

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 4.04E-04 -
distanza max fessure	s r, max 5.51E+02 mm
ampiezza fessure:	wk 0.223 mm
LIMITE	0.30 mm
Sez. verificata	

La verifica è soddisfatta.

Pila 13 - 23

Verifica C.A. S.L.U. - File: P13-23_palo1200_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [mm]
Copriferro (baric.): 0 [mm]

N° barre: 44 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	707	0	511
2	707	144	490
3	707	276	430
4	707	386	335
5	707	465	212
6	707	506	73

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 756 kN
M_{xEd}: 172 kNm
M_{yEd}: 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 10 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 13.28
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -1.149 N/mm²
 σ_s : 1.685 N/mm²

Vertici: 50
Verifica
N° iterazioni: 3

Precompresso

ϵ_s : 0.008425 ‰
d: 1,111 mm
x: 1,012 x/d: 0.911
 δ : 1

	INPUT	
Rck	30	Mpa
diametro palo	D	1500 mm
copriferro 1° strato	C ₁	89 mm
diametro barre 1° strato	ϕ_1	30 mm
numero barre 1° strato	n ₁	18
copriferro 2° strato (baricentro barre)	C ₂	145 mm
diametro barre 2° strato	ϕ_2	30 mm
numero barre 2° strato	n ₂	18
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	1383 mm
	b _{eff}	221.0 mm
posizione asse neutro da lembo compresso	x	1.11 mm
Tensione massima barre 1° strato	$\sigma_{s,max1}$	1.685 Mpa
Tensione massima barre 2° strato	$\sigma_{s,max2}$	1.685 Mpa
altezza efficace	h _{c,eff}	292.5 mm
area efficace relativamente ad una singola barre	A _{c,eff}	64630 mm²
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	$\rho_{p,eff}$	0.022
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5
	k3	3.4
	k4	0.425

OUTPUT
diff. def. armature-cls
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 4.91E-06
distanza max fessure
s r, max 6.55E+02 mm
ampiezza fessure:
wk 0.003 mm
LIMITE 0.30 mm
Sez. verificata

La verifica è soddisfatta.

Spalla B

Verifica C.A. S.L.U. - File: SPALLA B_palo1200_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [mm]
Copriferro (baric.): 0 [mm]

N° barre: 44 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	707	0	511
2	707	144	490
3	707	276	430
4	707	386	335
5	707	465	212
6	707	506	73

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: -481 kN
 M_{xEd}: 840 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 13.28
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

σ_c: -4.271 N/mm²
 σ_s: 116.9 N/mm²
 ε_s: 0.5846 ‰
 d: 1,111 mm
 x: 393.3 x/d: 0.354
 δ: 0.8825

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

	INPUT		OUTPUT	
Rck	30	Mpa	diff. def. armature cls	
D	1200	mm	ε _{sm} - ε _{cm}	3.40E-04
copriferro 1° strato	c ₁	89 mm	distanza max fessure	
diametro barre 1° strato	φ ₁	30 mm	s _{r, max}	5.15E+02 mm
numero barre 1° strato	n ₁	22	ampiezza fessure:	
copriferro 2° strato (baricentro barre)	c ₂	145 mm	wk	0.175 mm
diametro barre 2° strato	φ ₂	30 mm	LIMITE	0.30 mm
numero barre 2° strato	n ₂	22	Sez. verificata	
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	1083 mm		
posizione asse neutro da lembo compresso	b _{eff}	137.9 mm		
Tensione massima barre 1° strato	x	393.3 mm		
Tensione massima barre 2° strato	σ _{s_max1}	116.9 Mpa		
altezza efficace	σ _{s_max2}	116.9 Mpa		
area efficace relativamente ad una singola barre	h _{ceff}	268.9 mm		
percentuale di armatura relativa a A _{c,eff}	A _{c,eff}	37093 mm²		
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	ρ _{p,eff}	0.038		
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	kt	0.6		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k1	0.8		
	k2	0.5		
	k3	3.4		
	k4	0.425		

La verifica è soddisfatta.

11 APPENDICE

11.1 Verifiche a carico limite verticale del palo singolo

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

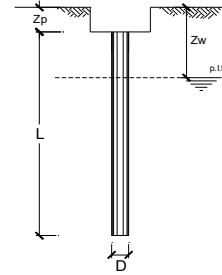
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA5F 01 D09CL VI 13 03 002 A 62 di 117

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 16 Ø1200mm SPALLA A

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 3 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	3380 (kN)
N _d (SLV)	3530 (kN)
N _d (SLE)	(kN)
N _d (SLD)	(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)	0 (kN)
N _d (SLV)	-615 (kN)

Numero di strati 1

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. da p.c. (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da (m)	a (m)			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	α (-)	a (-)	τ _{lim} (kPa)
1	0.00	60.00	60.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	19.2 (m)
Peso del palo (P _p):	543 (kN)
Profondità punta palo:	24.2 (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3091 (kN)
Resistenza laterale:	R _s =	7219 (kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	10310 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1526 (kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	4185 (kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	5712 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-3850 (kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-3850 (kN)

Strato	Spess. Strati _{pal} (m)	distanza punta palo-strato successivo (m)	#RIF!
1	#RIF!	#RIF!	#RIF!

VERIFICA A COMPRESIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	4113	5712	1.39
SLV - (EQK+M1+R3)	4073	5712	1.40

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE			-
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	0	-3850	-
SLV - (EQK+M1+R3)	-615	-3850	6.26

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

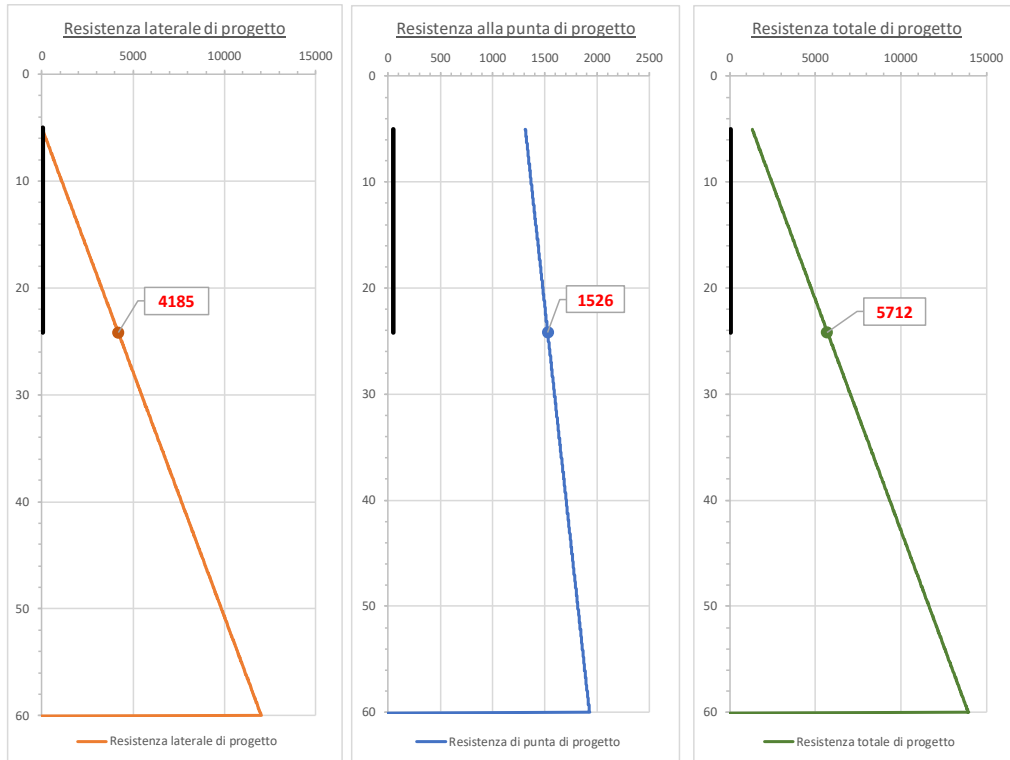
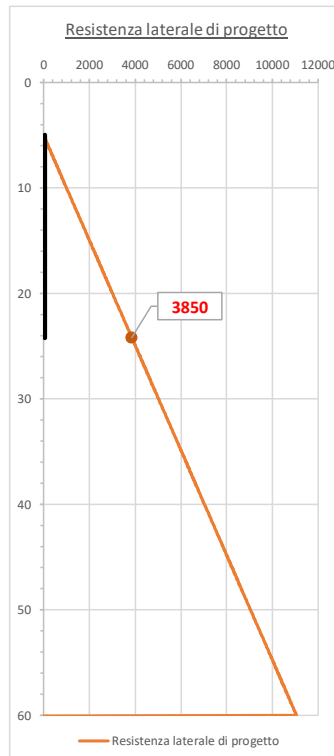


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE



RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

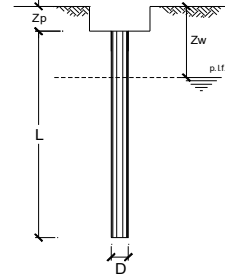
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA5F 01 D09CL VI 13 03 002 A 64 di 117

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 25 Ø1200mm SPALLA A

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 3 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto	N _d (SLU)	(kN)
	N _d (SLV)	(kN)
	N _d (SLE)	2414 (kN)
	N _d (SLD)	(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto	N _d (SLU)	(kN)
	N _d (SLV)	(kN)

Numero di strati 1

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. da p.c. (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da (m)	a (m)			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	α (-)	a (-)	τ _{lim} (kPa)
(-)	(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)
1	0.00	60.00	60.00		20	40	25	350	0.4		100

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	20 (m)
Peso del palo (P _p):	565 (kN)
Profondità punta palo:	25 (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	4127 (kN)
Resistenza laterale:	R _s =	7521 (kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	11648 (kN)

Strato	Spess. Strati_pal (m)	distanza punta palo-strato successivo (m)
(-)	(m)	(m)
1	#RIF!	#RIF!

#RIF!

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	2038 (kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	4360 (kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	6398 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-4011 (kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-4011 (kN)

VERIFICA A COMPRESIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	2979	7521	2.52
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

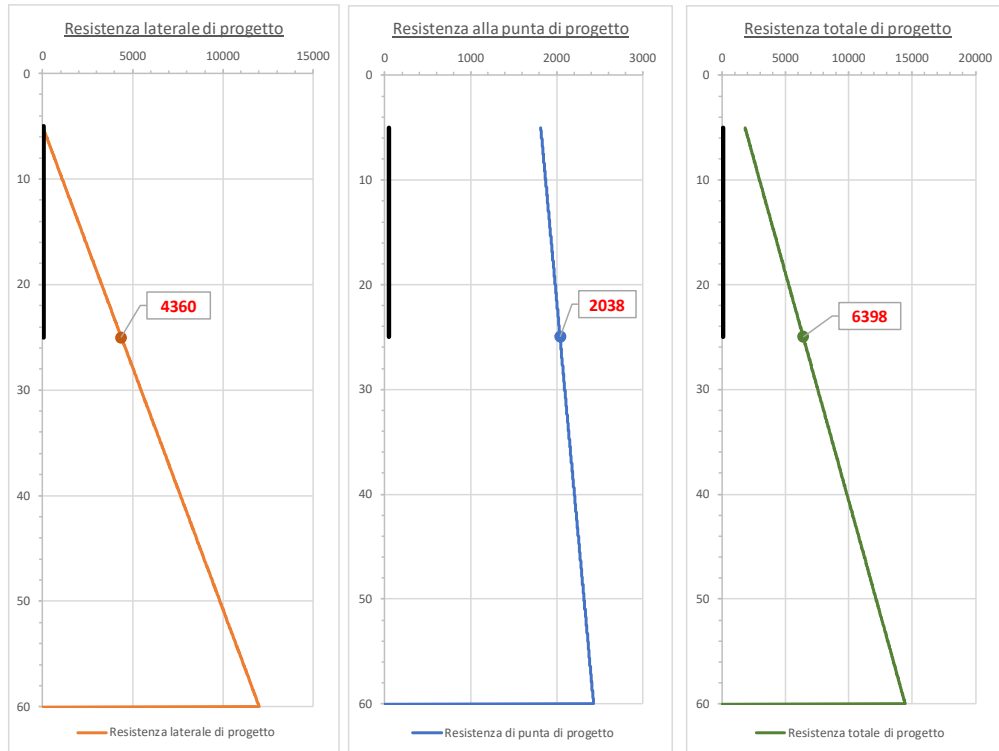
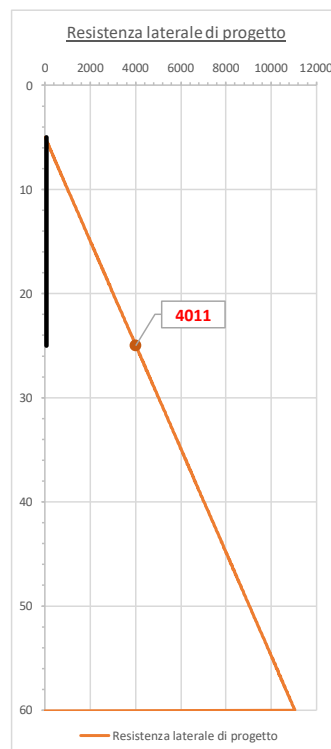


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE

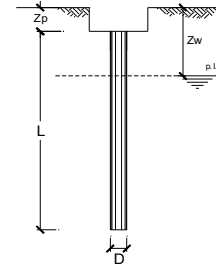


CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 9 Ø1200mm PILA 1-12

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 3 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	5289	(kN)
N _d (SLV)	6655	(kN)
N _d (SLE)		(kN)
N _d (SLD)		(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)	-938	(kN)
N _d (SLV)	-5049	(kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. da p.c. (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da (m)	a (m)			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	α (-)	a (-)	τ _{lim} (kPa)
1	0.00	5.00	5.00		19	0	26				
2	5.00	60.00	55.00		20	40	25	250	0.4		100

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	33.8	(m)
Peso del palo (P _p):	956	(kN)
Profondità punta palo:	38.8	(m)

Strato	Spess. Strati _{pal} (m)	distanza punta palo-strato successivo (m)
1	0.00	
2	33.80	33.80

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3416	(kN)
Resistenza laterale:	R _s =	12723	(kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	16139	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1687	(kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	7376	(kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	9063	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-6786	(kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-6786	(kN)

VERIFICA A COMPRESIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	6579	9063	1.38
SLV - (EQK+M1+R3)	7611	9063	1.19

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE			-
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	-938	-6786	19.27
SLV - (EQK+M1+R3)	-5049	-6786	1.66

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

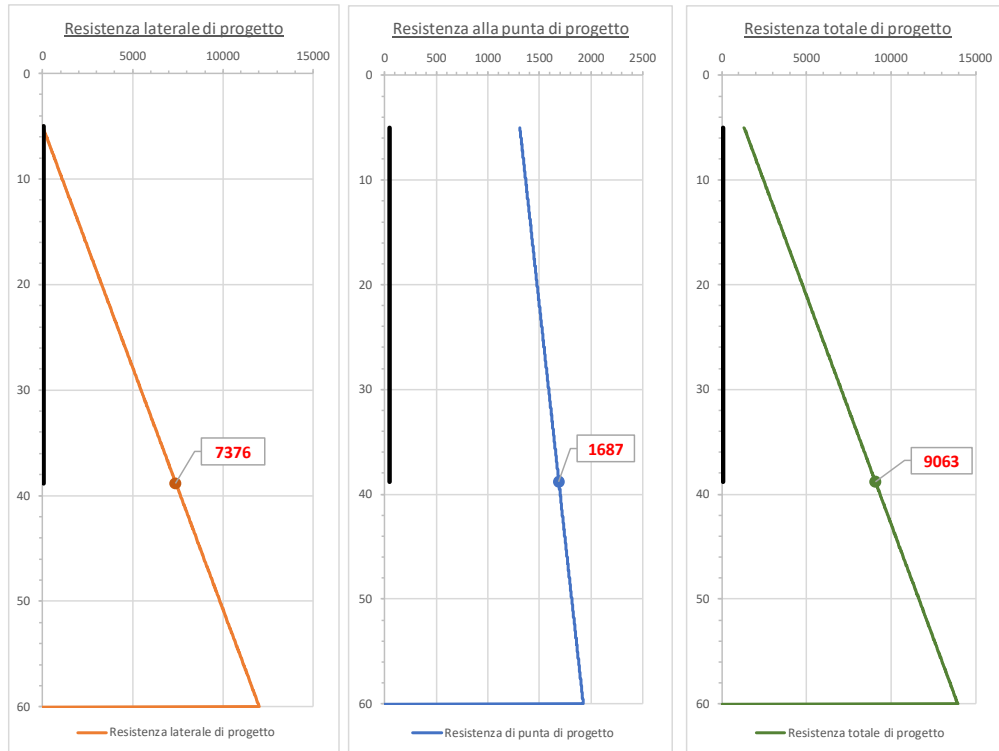
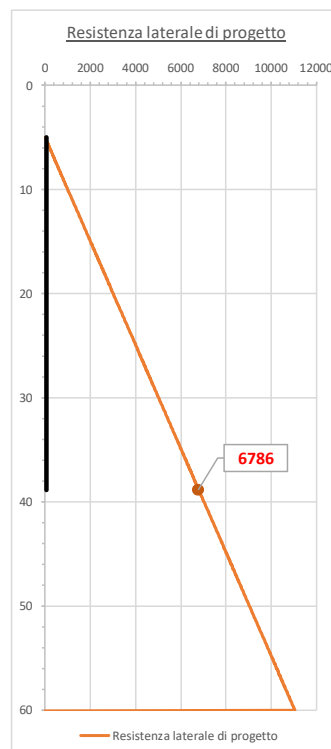


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE



RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

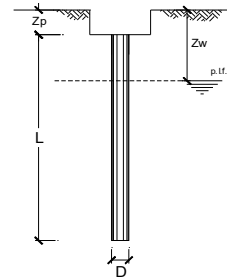
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA5F 01 D09CL VI 13 03 002 A 68 di 117

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm PILA 1-12

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 3 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	(kN)
N _d (SLV)	(kN)
N _d (SLE)	3685 (kN)
N _d (SLD)	(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)	(kN)
N _d (SLV)	(kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia			Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da	a	Spess. da p.c.		γ	c'	φ'	c _u	α	a	τ _{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)	
1	0.00	5.00	5.00	19	0	26					
2	5.00	60.00	55.00	20	40	25	250	0.4			

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	35	(m)
Peso del palo (P _p):	990	(kN)
Profondità punta palo:	40	(m)

Strato	Spess. Strati_pal	distanza punta palo-strato successivo
(-)	(m)	(m)
1	0.00	
2	35.00	35.00

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3443	(kN)
Resistenza laterale:	R _s =	13176	(kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	16619	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESSIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1700	(kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	7638	(kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	9338	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-7027	(kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-7027	(kN)

VERIFICA A COMPRESSIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	4675	13176	2.82
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

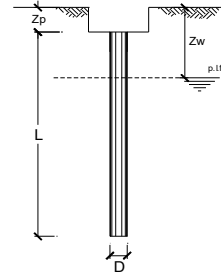
R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 9 Ø1200mm PILA 2-4 e 9-11

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 3 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	6485	(kN)
N _d (SLV)	7915	(kN)
N _d (SLE)		(kN)
N _d (SLD)		(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)		(kN)
N _d (SLV)	-6210	(kN)
N _d (SLE)		(kN)
N _d (SLD)		(kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. da p.c. (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da (m)	a (m)			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	α (-)	a (-)	τ _{lim} (kPa)
1	0.00	5.00	5.00		19	0	26				
2	5.00	60.00	55.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	34.8	(m)
Peso del palo (P _p):	984	(kN)
Profondità punta palo:	39.8	(m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3438	(kN)
Resistenza laterale:	R _s =	13100	(kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	16539	(kN)

Strato	Spess. Strati_pal (m)	distanza punta palo-strato successivo (m)
1	0.00	
2	34.80	34.80

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1698	(kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	7594	(kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	9292	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-6987	(kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-6987	(kN)

VERIFICA A COMPRESIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	7813	9292	1.19
SLV - (EQK+M1+R3)	8899	9292	1.04

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE			-
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)	-6210	-6987	1.34

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESSIONE

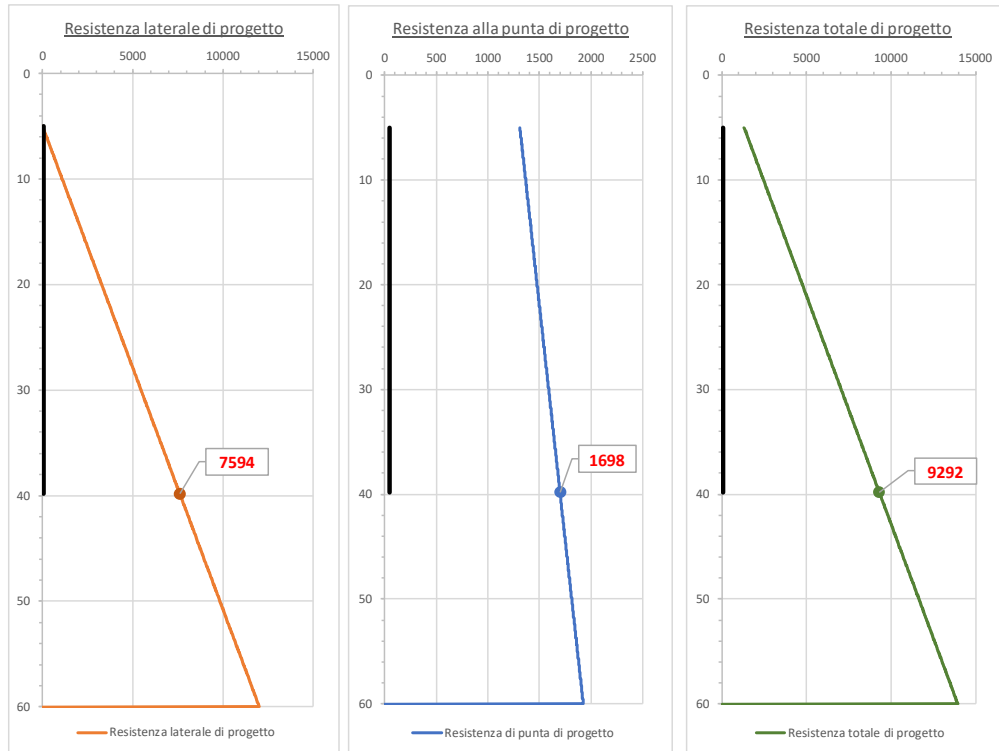
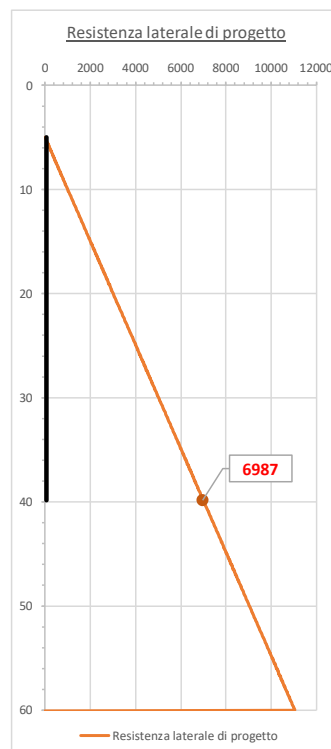


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE

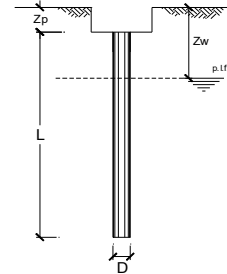


CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 9 Ø1200mm PILA 2-4 e 9-11

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 3 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto	N _d (SLU)	(kN)
	N _d (SLV)	(kN)
	N _d (SLE)	4443 (kN)
	N _d (SLD)	(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto	N _d (SLU)	(kN)
	N _d (SLV)	(kN)
	N _d (SLE)	(kN)
	N _d (SLD)	(kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. da p.c.	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da	a			γ	c'	φ'	c _u	α	a	τ _{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)
1	0.00	5.00	5.00		19	0	26				
2	5.00	60.00	55.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	37 (m)
Peso del palo (P _p):	1046 (kN)
Profondità punta palo:	42 (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b	3488 (kN)
Resistenza laterale:	R _s	13930 (kN)
Resistenza totale:	R _t =R _b +R _s	17418 (kN)

Strato	Spess. Strati_pal (m)	distanza punta palo-strato successivo (m)
(-)		
1	0.00	
2	37.00	37.00

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c}	1722 (kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c}	8075 (kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} =R _{b,c} +R _{s,c}	9798 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t}	-7429 (kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} =R _{s,t}	-7429 (kN)

VERIFICA A COMPRESIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	5489	13930	2.54
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESSIONE

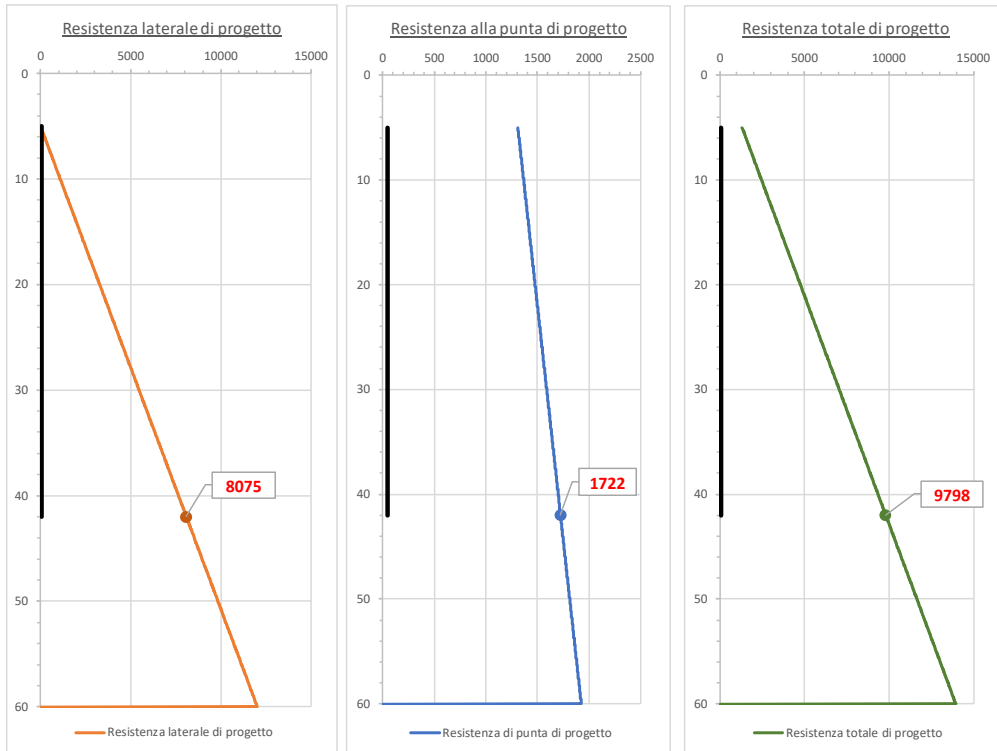
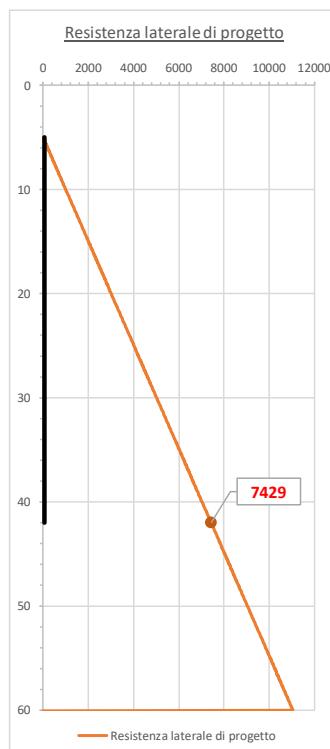


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE



RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	73 di 117

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm PILA 5-8

Diametro del palo (D):	1.2	(m)
Quota testa palo dal p.c. (z _p):	5	(m)
Area del palo (A _p):	1.131	(m ²)
quota della falda dal p.c. (z _w):	4	(m)

CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

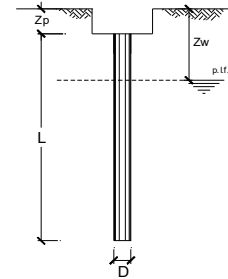
Carico assiale di compressione di progetto	N _d (SLU)	6058	(kN)
	N _d (SLV)	7228	(kN)
	N _d (SLE)		(kN)
	N _d (SLD)		(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto	N _d (SLU)	-1478	(kN)
	N _d (SLV)	-5592	(kN)



Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. da p.c.	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da	a			γ	c'	φ'	c _u	α	a	τ _{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)
1	0.00	5.00	5.00		19	0	26				
2	5.00	60.00	55.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ _s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ _a	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	33	(m)
Peso del palo (P _p):	933	(kN)
Profondità punta palo:	38	(m)

Strato	Spess. Strati _{pal}	distanza punta palo-strato successivo
(-)	(m)	(m)
1	0.00	
2	33.00	33.00

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3397	(kN)
Resistenza laterale:	R _s =	12422	(kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	15819	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESSIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1678	(kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	7201	(kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	8879	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-6625	(kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-6625	(kN)

VERIFICA A COMPRESSIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	7318	8879	1.21
SLV - (EQK+M1+R3)	8161	8879	1.09

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE			-
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	-1478	-6625	30.34
SLV - (EQK+M1+R3)	-5592	-6625	1.42

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

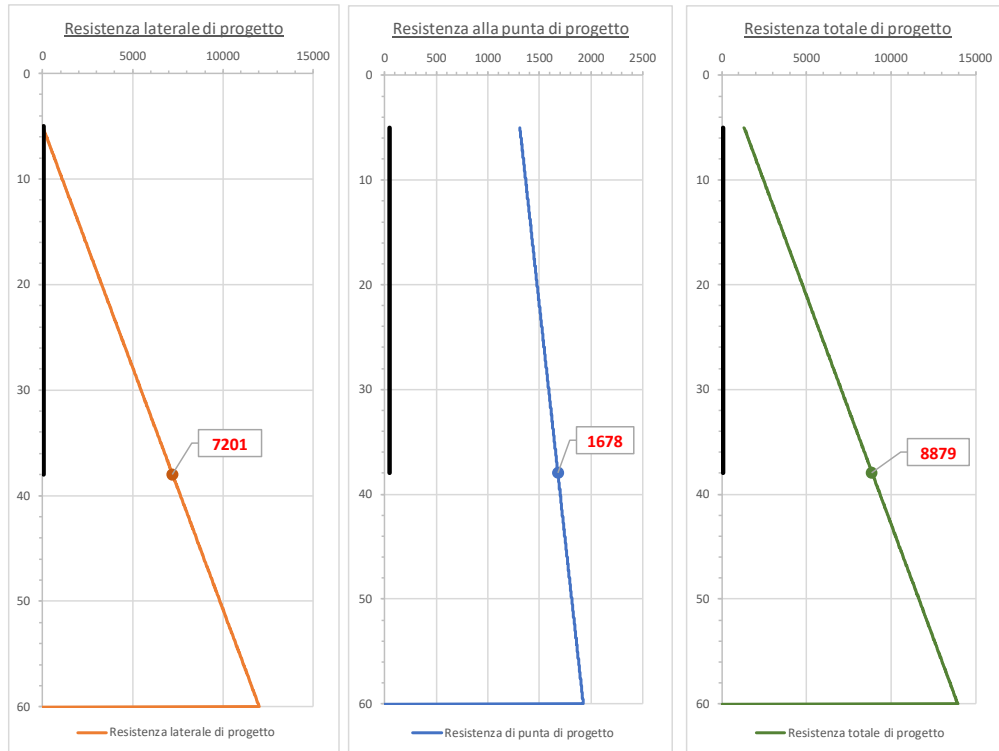
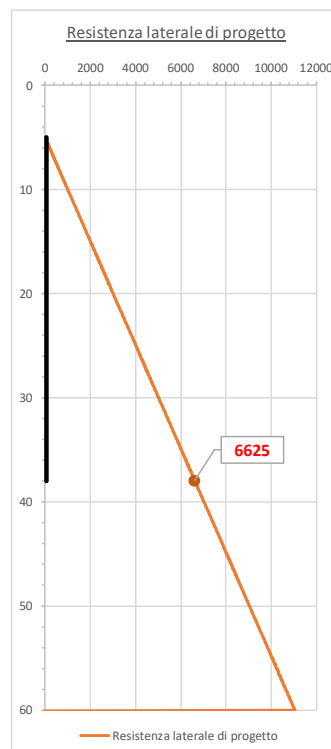


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE



RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

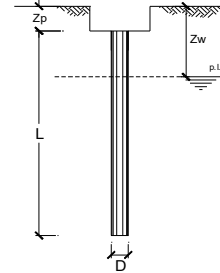
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA5F 01 D09CL VI 13 03 002 A 75 di 117

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm PILA 5-8

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 4 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	(kN)
N _d (SLV)	(kN)
N _d (SLE)	4135 (kN)
N _d (SLD)	(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)	(kN)
N _d (SLV)	(kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia			Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da	a	Spess. da p.c.		γ	c'	φ'	c _u	α	a	τ _{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)	
1	0.00	5.00	5.00		19	0	26				
2	5.00	60.00	55.00		20	40	25	350	0.4	100	

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	35.9 (m)
Peso del palo (P _p):	1015 (kN)
Profondità punta palo:	40.9 (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	4481 (kN)
Resistenza laterale:	R _s =	13515 (kN)
Resistenza totale:	R _t =R _b +R _s =	17996 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESSIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	2213 (kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	7835 (kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} =R _{b,c} +R _{s,c} =	10048 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{d,t} =	-7208 (kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} =R _{s,t} =	-7208 (kN)

Strato	Spess. Strati_pal	distanza punta palo-strato successivo
(-)	(m)	(m)
1	0.00	
2	35.90	35.90

ok, superiore a 3D

VERIFICA A COMPRESSIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	5150	13515	2.62
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESSIONE

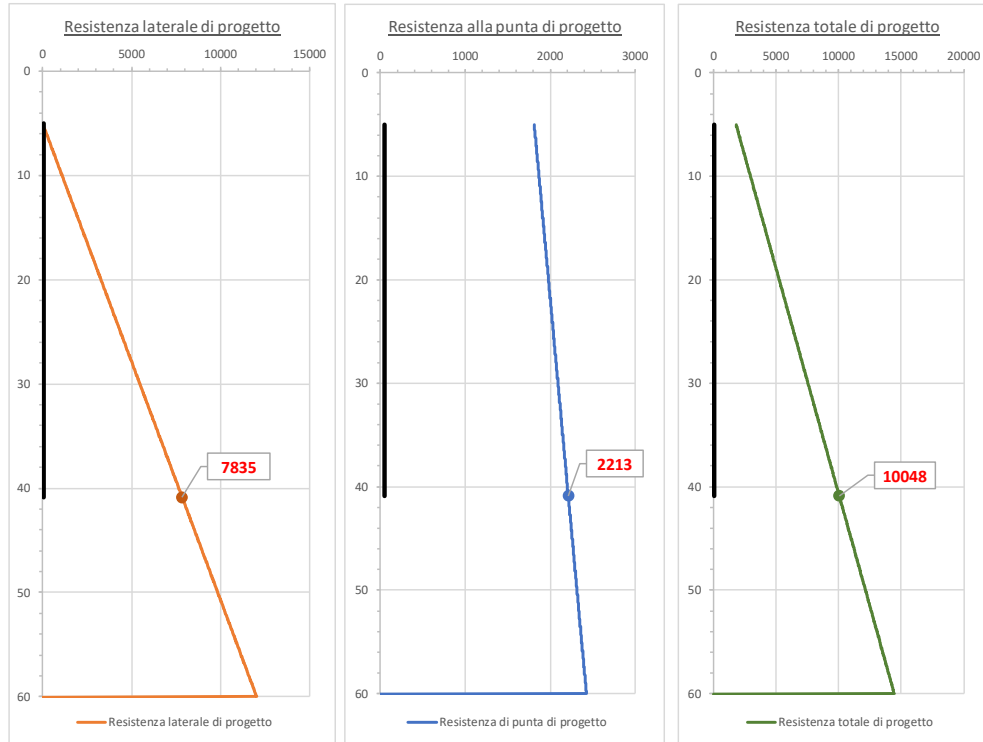
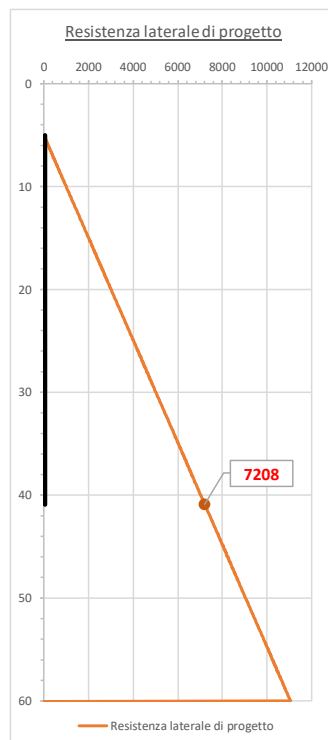


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE

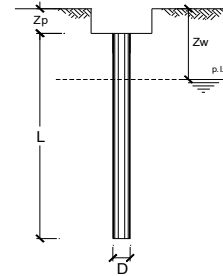


CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm Pila 6-7

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 5 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	6058 (kN)
N _d (SLV)	7662 (kN)
N _d (SLE)	(kN)
N _d (SLD)	(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)	-2521 (kN)
N _d (SLV)	-5404 (kN)

Numero di strati 1

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia			Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da	a	Spess. da p.c.		γ	c'	φ'	c _u	α	a	τ _{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)	
1	0.00	60.00	60.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	33.6 (m)
Peso del palo (P _p):	950 (kN)
Profondità punta palo:	38.6 (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3417 (kN)
Resistenza laterale:	R _s =	12648 (kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	16065 (kN)

Strato	Spess. Strati_pal (m)	distanza punta palo-strato successivo (m)
(-)		
1		

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESSIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1687 (kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	7332 (kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	9019 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-6746 (kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-6746 (kN)

VERIFICA A COMPRESSIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	7341	9019	1.23
SLV - (EQK+M1+R3)	8612	9019	1.05

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE			-
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	-2521	-6746	2.68
SLV - (EQK+M1+R3)	-5404	-6746	1.25

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

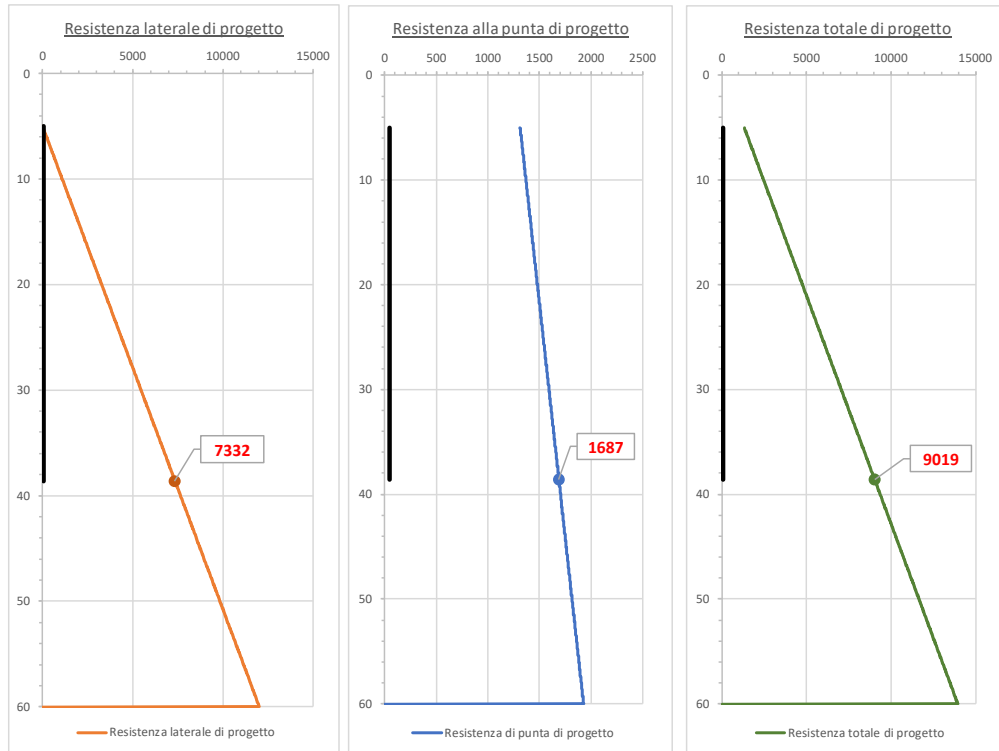
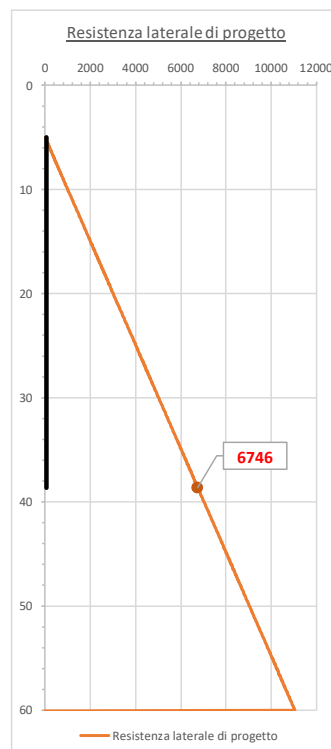


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE



RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

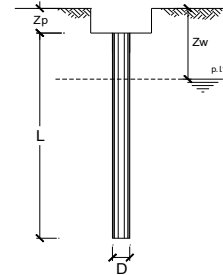
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA5F 01 D09CL VI 13 03 002 A 79 di 117

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm PILA 6-7

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 5.5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 5 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	(kN)
N _d (SLV)	(kN)
N _d (SLE)	4995 (kN)
N _d (SLD)	(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)	(kN)
N _d (SLV)	(kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia		Spess. da p.c. (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da (m)	a (m)			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	α (-)	a (-)	τ _{lim} (kPa)
1	0.00	5.00	5.00		19	0	26				
2	5.00	60.00	55.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	35.9 (m)
Peso del palo (P _p):	1015 (kN)
Profondità punta palo:	41.4 (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3474 (kN)
Resistenza laterale:	R _s =	13515 (kN)
Resistenza totale:	R _t =R _b +R _s =	16989 (kN)

Strato	Spess. Strati_pal (m)	distanza punta palo-strato successivo (m)
1	-0.50	
2	36.40	36.40

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESSIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1715 (kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	7835 (kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} =R _{b,c} +R _{s,c} =	9550 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-7208 (kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} =R _{s,t} =	-7208 (kN)

VERIFICA A COMPRESSIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	6010	13515	2.25
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

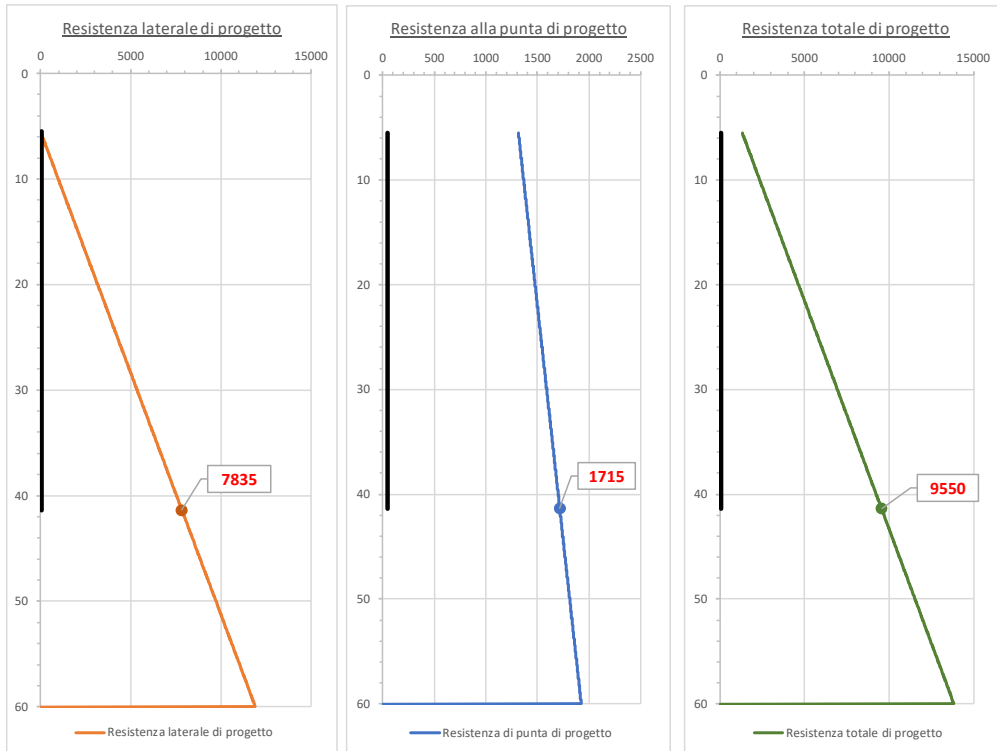
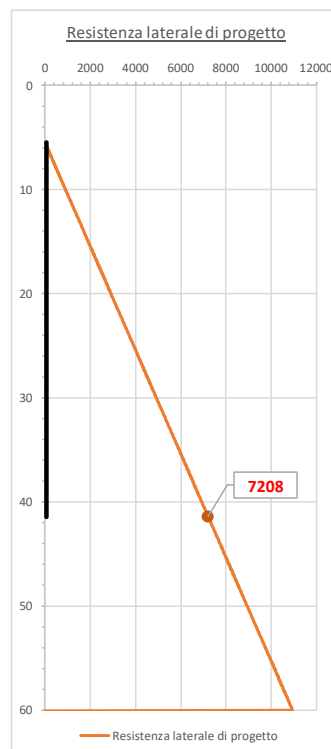


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE



RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

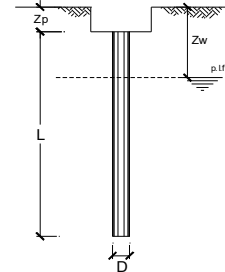
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA5F 01 D09CL VI 13 03 002 A 81 di 117

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 9 Ø1200mm PILA 13-23

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 4.5 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 10 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	3100	(kN)
N _d (SLV)	6740	(kN)
N _d (SLE)	2185	(kN)
N _d (SLD)		(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)		(kN)
N _d (SLV)	-4895	(kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia			Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da	a	Spess. da p.c.		γ	c'	φ'	c _u	α	a	τ _{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)
1	0.00	12.00	12.00		19	0	26				
2	12.00	60.00	48.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	35	(m)
Peso del palo (P _p):	990	(kN)
Profondità punta palo:	39.5	(m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3423	(kN)
Resistenza laterale:	R _s =	11543	(kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	14967	(kN)

Strato	Spess. Strati _{pal}	distanza punta palo-strato successivo
(-)	(m)	(m)
1	7.50	
2	27.50	27.50

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESSIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1691	(kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	6692	(kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	8382	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-6156	(kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-6156	(kN)

VERIFICA A COMPRESSIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	4436	8382	1.89
SLV - (EQK+M1+R3)	7730	8382	1.08

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	3175	11543	3.64
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)	-4895	-6156	1.58

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

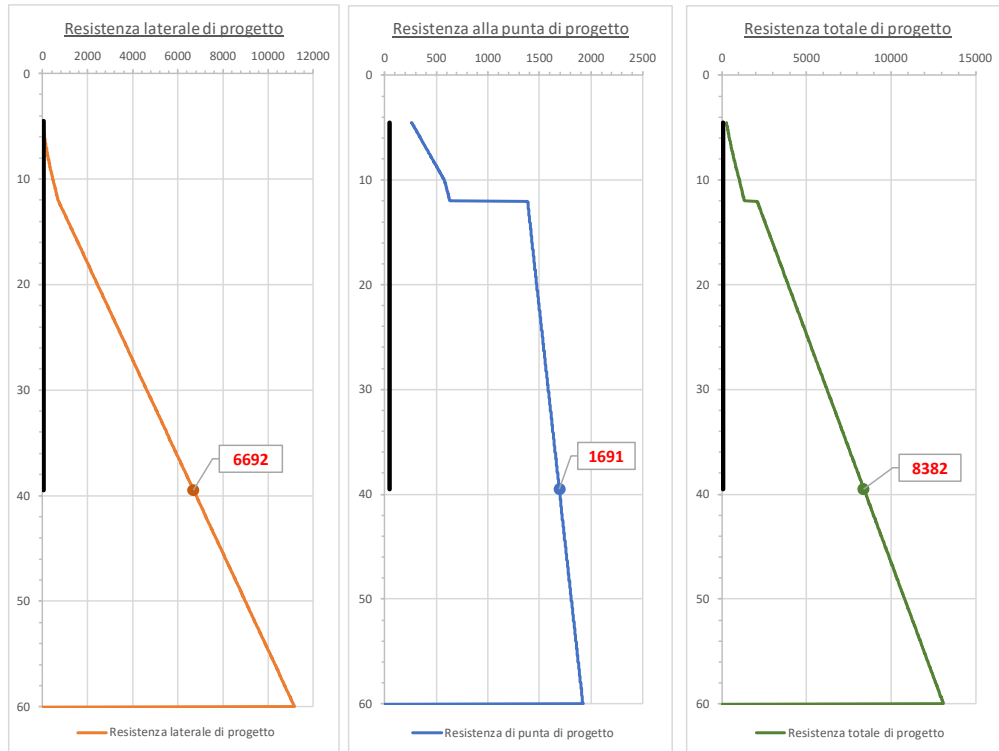
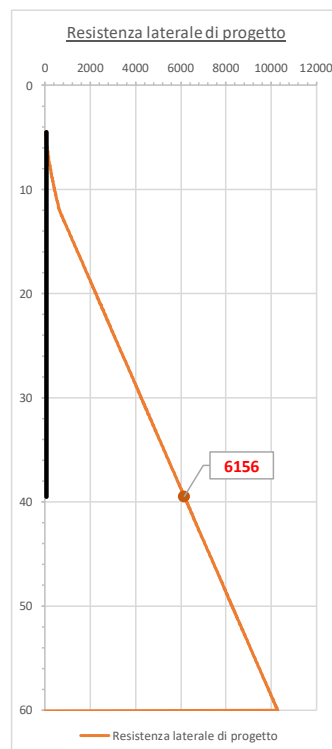


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE

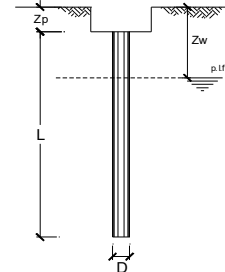


CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

ai sensi del D.M. 17/01/2018

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 18 Ø1200mm Spalla B

Diametro del palo (D): 1.2 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 4.2 (m)
Area del palo (A_p): 1.131 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 10 (m)



CARICO ASSIALE DI COMPRESIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto

N _d (SLU)	5604 (kN)
N _d (SLV)	6376 (kN)
N _d (SLE)	3983 (kN)
N _d (SLD)	

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:

§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto

N _d (SLU)	
N _d (SLV)	-2245 (kN)

Numero di strati 2

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia			Tipo di terreno	Parametri del terreno						
	da	a	Spess. da p.c.		γ	c'	φ'	c _u	α	a	τ _{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)
1	0.00	12.00	12.00		19	0	26				
2	12.00	60.00	48.00		20	40	25	250	0.4		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°5 verticali

Lunghezza del palo (L _p):	35 (m)
Peso del palo (P _p):	990 (kN)
Profondità punta palo:	39.2 (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R _b =	3417 (kN)
Resistenza laterale:	R _s =	11456 (kN)
Resistenza totale:	R _t = R _b + R _s =	14872 (kN)

Strato	Spess. Strati _{pal}	distanza punta palo-strato successivo
(-)	(m)	(m)
1	7.80	
2	27.20	27.20

ok, superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	R _{b,c} =	1687 (kN)
Resistenza laterale:	R _{s,c} =	6641 (kN)
Resistenza compr.:	R _{d,c} = R _{b,c} + R _{s,c} =	8328 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE

Approccio 2: (A1+M1+R3) §6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	R _{s,t} =	-6110 (kN)
Resistenza traz.:	R _{d,t} = R _{s,t} =	-6110 (kN)

VERIFICA A COMPRESIONE

	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	6940	8328	1.20
SLV - (EQK+M1+R3)	7366	8328	1.13

R_{d,c}/N_d ≥ 1

	N _c (kN)	R _{s,c} (kN)	FS (-)
SLE	4973	11456	2.30
SLD			-

R_{s,c}/N_c ≥ 1.25

VERIFICA A TRAZIONE

	N _{d,t} (kN)	R _{d,t} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)	-2245	-6110	4.87

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

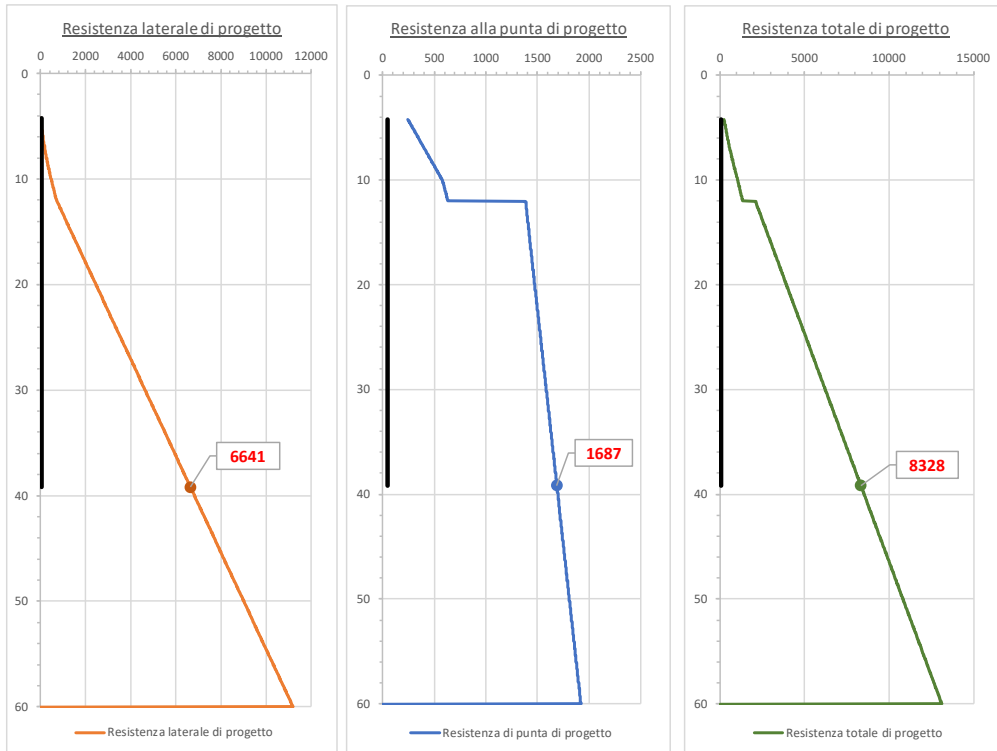
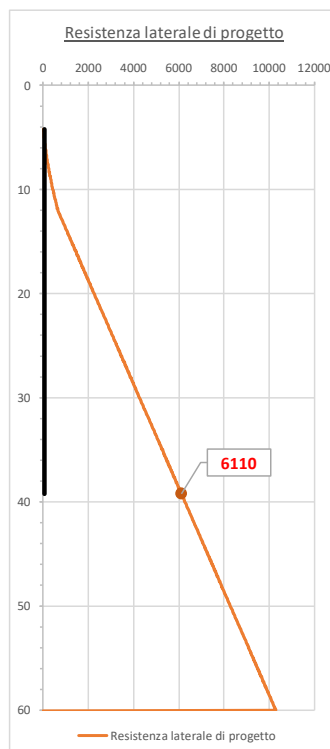


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE



11.2 Cedimenti del singolo palo e della palificata

CALCOLO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 25 Ø1200mm SPALLA A

DATI DI INPUT:

Lunghezza del Palo (L):

Fine costr.	
SLE-QP	
20.0	(m)
25	(-)
3.6	(m)

Esercizio	
SLE-RAR	
20.0	(m)
25	(-)
3.6	(m)

Numero di pali della Palificata (n):

Spaziatura dei pali (s)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

SLE-QP	
2.0	(mm)

SLE-RAR	
2	(mm)

$$\delta = \quad \Delta\delta = 0 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$$

$$R = (n \cdot s / L)^{0,5}$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta =$$

SLE-QP	
2.121	
13	(mm)

SLE-RAR	
2.121	
13	(mm)

$$\Delta\delta_p = 0 \quad (\text{mm})$$

CALCOLO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm PILA 1-12

DATI DI INPUT:

Lunghezza del Palo (L):

Fine costr.	
SLE-QP	
35.0	(m)
9	(-)
3.6	(m)

Esercizio	
SLE-RAR	
35.0	(m)
9	(-)
3.6	(m)

Numero di pali della Palificata (n):

Spaziatura dei pali (s)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

SLE-QP	
1	(mm)

SLE-RAR	
2	(mm)

$$\delta = \quad \Delta\delta = 1 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$$

$$R = (n \cdot s / L)^{0,5}$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta =$$

SLE-QP	
0.962	
6	(mm)

SLE-RAR	
0.962	
12	(mm)

$$\Delta\delta_p = 6 \quad (\text{mm})$$

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	86 di 117

CALCOLO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 9 Ø1200mm PILA 2-4 e 9-11

DATI DI INPUT:

Lunghezza del Palo (L):

Fine costr.		Esercizio	
SLE-QP		SLE-RAR	
37.0	(m)	37.0	(m)
9	(-)	9	(-)
3.6	(m)	3.6	(m)

Numero di pali della Palificata (n):

Spaziatura dei pali (s)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

SLE-QP	SLE-RAR	Δδ =
1 (mm)	2 (mm)	1 (mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$$

$$R = (n * s / L)^{0,5}$$

Cedimento della palificata

$$\delta p = n * R_g * \delta =$$

SLE-QP	SLE-RAR	Δδ _p =
0.936	0.936	
6 (mm)	12 (mm)	6 (mm)

CALCOLO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm PILA 5-8

DATI DI INPUT:

Lunghezza del Palo (L):

Numero di pali della Palificata (n):

Spaziatura dei pali (s)

Fine costr.		Esercizio	
SLE-QP		SLE-RAR	
35.9	(m)	35.9	(m)
12	(-)	12	(-)
3.6	(m)	3.6	(m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

SLE-QP	SLE-RAR	Δδ =
1 (mm)	2 (mm)	1 (mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$$

$$R = (n * s / L)^{0,5}$$

Cedimento della palificata

$$\delta p = n * R_g * \delta =$$

SLE-QP	SLE-RAR	Δδ _p =
1.097	1.097	
7 (mm)	14 (mm)	7 (mm)

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	87 di 117

CALCOLO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 12 Ø1200mm PILA 6-7

DATI DI INPUT:

	Fine costr. SLE-QP	Esercizio SLE-RAR
Lunghezza del Palo (L):	35.9 (m)	35.9 (m)
Numero di pali della Palificata (n):	12 (-)	12 (-)
Spaziatura dei pali (s)	3.6 (m)	3.6 (m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

	SLE-QP	SLE-RAR	
$\delta =$	1 (mm)	2 (mm)	$\Delta\delta = 1$ (mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$

Coefficiente di Gruppo

$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$

$R = (n * s / L)^{0,5}$

Cedimento della palificata

$\delta_p = n * R_g * \delta =$

	SLE-QP	SLE-RAR	
$R =$	1.097	1.097	
$\delta_p =$	7 (mm)	14 (mm)	$\Delta\delta_p = 7$ (mm)

CALCOLO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 9 Ø1200mm PILA 13-23

DATI DI INPUT:

	Fine costr.	Esercizio
	SLE-QP	SLE-RAR
Lunghezza del Palo (L):	35.0 (m)	35.0 (m)
Numero di pali della Palificata (n):	9 (-)	9 (-)
Spaziatura dei pali (s)	3.6 (m)	3.6 (m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

	SLE-QP	SLE-RAR	
$\delta =$	0.70 (mm)	1 (mm)	$\Delta\delta = 0.3$ (mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$

Coefficiente di Gruppo

$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$

$R = (n * s / L)^{0,5}$

Cedimento della palificata

$\delta_p = n * R_g * \delta =$

	SLE-QP	SLE-RAR	
$R =$	0.962	0.962	
$\delta_p =$	4 (mm)	6 (mm)	$\Delta\delta_p = 2$ (mm)

CALCOLO DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

OPERA: Viadotto Ferroviario - Linea FS Ferrandina Matera - Palificata 18 Ø1200mm Spalla B

DATI DI INPUT:

	Fine costr.	Esercizio
	SLE-QP	SLE-RAR
Lunghezza del Palo (L):	35.0 (m)	35.0 (m)
Numero di pali della Palificata (n):	18 (-)	18 (-)
Spaziatura dei pali (s)	3.6 (m)	3.6 (m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

	SLE-QP	SLE-RAR	
$\delta =$	3.00 (mm)	3 (mm)	$\Delta\delta = 0.0$ (mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$

Coefficiente di Gruppo

$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$

$R = (n * s / L)^{0,5}$

Cedimento della palificata

$\delta_p = n * R_g * \delta =$

	SLE-QP	SLE-RAR	
$R =$	1.361	1.361	
$\delta_p =$	24 (mm)	24 (mm)	$\Delta\delta_p = 0$ (mm)

11.3 Verifica a carico limite orizzontale del palo singolo

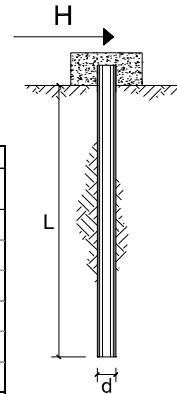
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: SPALLA A

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_T	
		γ_G	γ_Q			
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	19.20	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4624.92	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min} =$	25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	2.46	(-)	$k_{p,min} =$	2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10.00	(kN/m ³)		
Carico Agente	$T_{max} =$	980	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 16349.34$ (kN) $H1_{min} = 16349.34$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 5690.66$ (kN) $H2_{min} = 5690.66$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2044.51$ (kN) $H3_{min} = 2044.51$ (kN)

$H_{med} = 2044.51$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2044.51$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1363.01$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 1048$ (kN)

$F_d = 980$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.07$

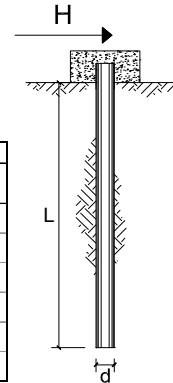
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: PILA 1-12

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	⊗	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	33.80	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4651.94	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min} =$	25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	2.46	(-)	$k_{p,min} =$	2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10.00	(kN/m ³)		
Carico Agente	$T_{max} =$	1045	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 50667.71$ (kN) $H1_{min} = 50667.71$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 17026.87$ (kN) $H2_{min} = 17026.87$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2052.46$ (kN) $H3_{min} = 2052.46$ (kN)

$H_{med} = 2052.46$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2052.46$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1368.31$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 1053$ (kN)

$F_d = 1045$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.01$

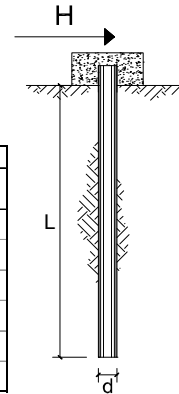
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: PILA 2-4 e 9-11

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_T
		γ_G	γ_Q		
SUD	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.30	1.50	1.25	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	34.80	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	4624.92	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	25.00	(°)	ϕ'_{min} =	25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	25.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med}$ =	2.46	(-)	$k_{p,min}$ =	2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	10.00	(kN/m ³)		
Carico Agente	Tmax =	940	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 53710.15$ (kN) $H1_{min} = 53710.15$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 18036.28$ (kN) $H2_{min} = 18036.28$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2044.51$ (kN) $H3_{min} = 2044.51$ (kN)

$H_{med} = 2044.51$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2044.51$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1363.01$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 1048$ (kN)

$F_d = 940$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.12$

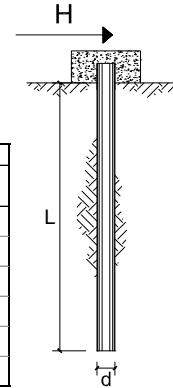
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: PILA 5-8

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_r
		γ_G	γ_Q		
SLS	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.30	1.50	1.25	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	33.00	(m)	
Diametro del palo	d =	1.20	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4804.92	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min} =$ 25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$ 25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	2.46	(-)	$k_{p,min} =$ 2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10.00	(kN/m ³)	
Carico Agente	$T_{max} =$	910	(kN)	

Palo corto:

$H1_{med} = 48297.62$ (kN) $H1_{min} = 48297.62$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 16244.81$ (kN) $H2_{min} = 16244.81$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2097.22$ (kN) $H3_{min} = 2097.22$ (kN)

$H_{med} = 2097.22$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2097.22$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1398.15$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 1075$ (kN)

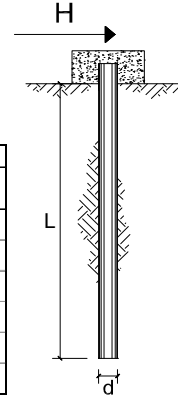
$F_d = 910$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.18$

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: PILA 6-7

TEORIA DI BASE:
(Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T	
		γ_G	γ_Q			
S.L.U.	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	35.00	(m)	
Diametro del palo	d =	1.20	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4537.68	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min} = 25.00$ (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min,d} = 25.00$ (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	2.46	(-)	$k_{p,min} = 2.46$ (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10.00	(kN/m ³)	
Carico Agente	$T_{max} =$	950	(kN)	

Palo corto:

$H1_{med} = 54329.28$ (kN) $H1_{min} = 54329.28$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 18239.41$ (kN) $H2_{min} = 18239.41$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2018.72$ (kN) $H3_{min} = 2018.72$ (kN)

$H_{med} = 2018.72$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2018.72$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3; R_{min}/\xi_4) = 1345.81$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 1035$ (kN)

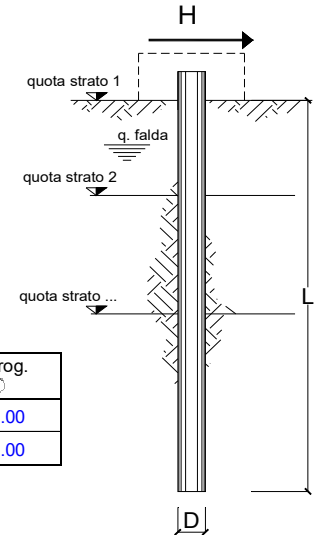
$F_d = 950$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.09$

opera **Pila 13-23**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{φ}	γ_{cu}	γ_T
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.40	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		7.80	20	10	25	2.46	350	25	2.46	350
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3						1.00				
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00				1.00
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00				1.00
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00				1.00

Quota falda **5.8** (m)
 Diametro del palo D **1.20** (m)
 Lunghezza del palo L **25.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **4618.78** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio	(kN)	H minimo	(kN)
Palo lungo	3987.9	(kN)	3987.9	(kN)
Palo intermedio	32961.6	(kN)	32961.6	(kN)
Palo corto	87733.8	(kN)	87733.8	(kN)
H_{med}	3987.9	(kN)	H_{min}	3987.9 (kN)

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ **2492.44** (kN)

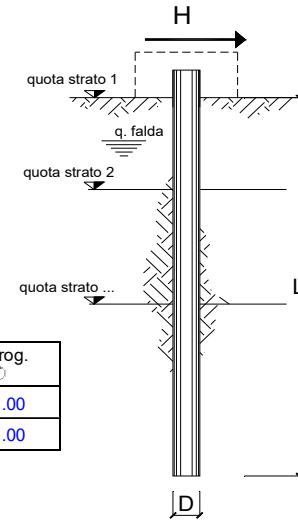
$H_d = H_k/\gamma_T$ **1917.26** (kN)

Carico Assiale: **Fd = 1045** (kN)

FS = Hd / Fd = 1.83

opera **SPALLA B**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	γ_{cu}	γ_T	
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.40	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
ξ_4	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		7.80	20	10	25	2.46	350	25	2.46	350
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3						1.00				
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **5.8** (m)
 Diametro del palo D **1.20** (m)
 Lunghezza del palo L **25.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **4618.78** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	3987.9 (kN)		3987.9 (kN)	
Palo intermedio	32961.6 (kN)		32961.6 (kN)	
Palo corto	87733.8 (kN)		87733.8 (kN)	
	H_{med} 3987.9 (kN)	Palo lungo	H_{min} 3987.9 (kN)	Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) \quad 2492.44 \quad (\text{kN})$$

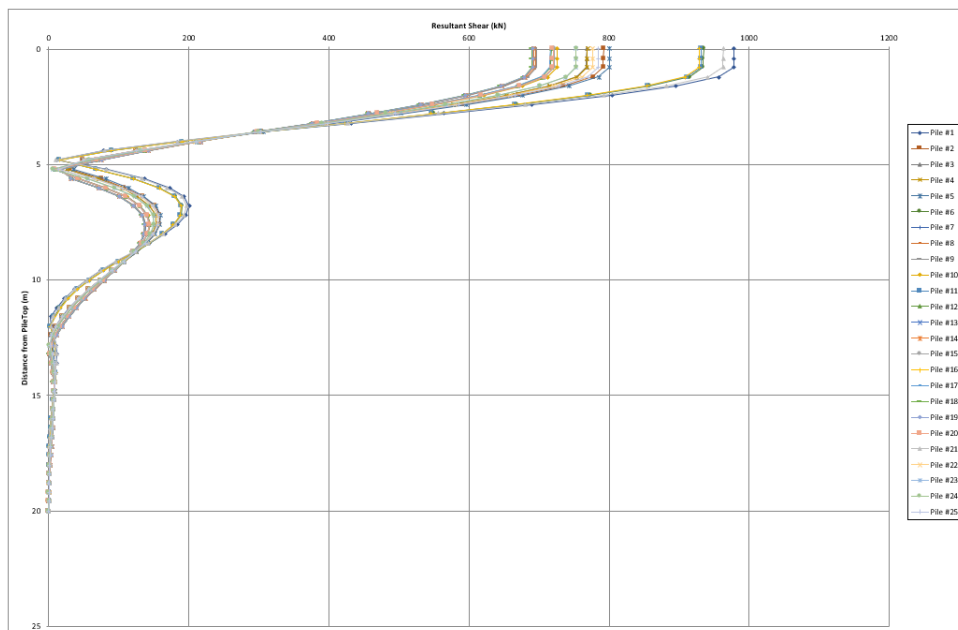
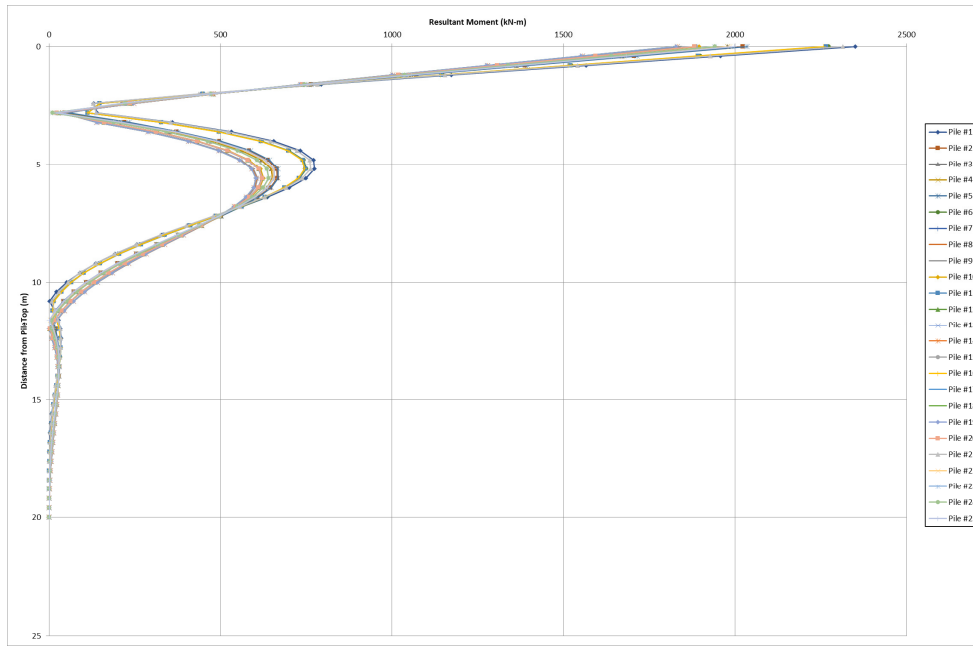
$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 1917.26 \quad (\text{kN})$$

Carico Assiale: $F_d =$ **915** (kN)

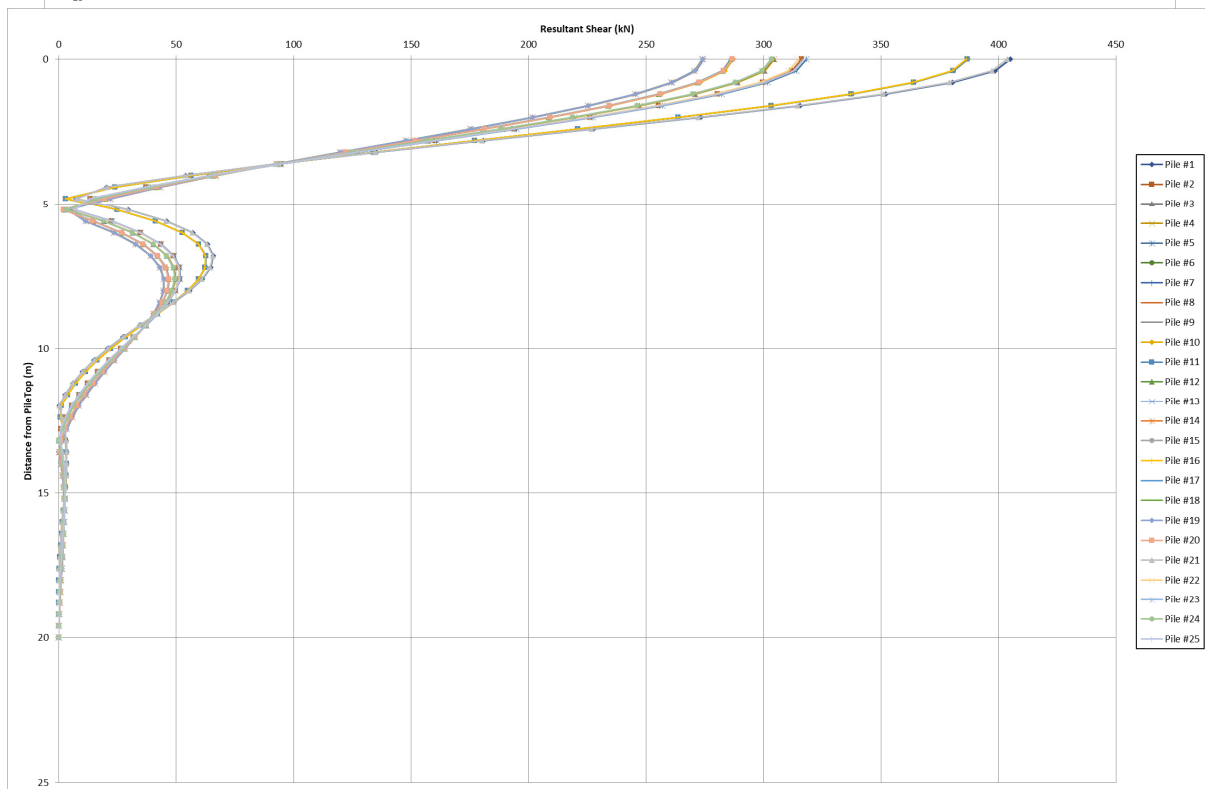
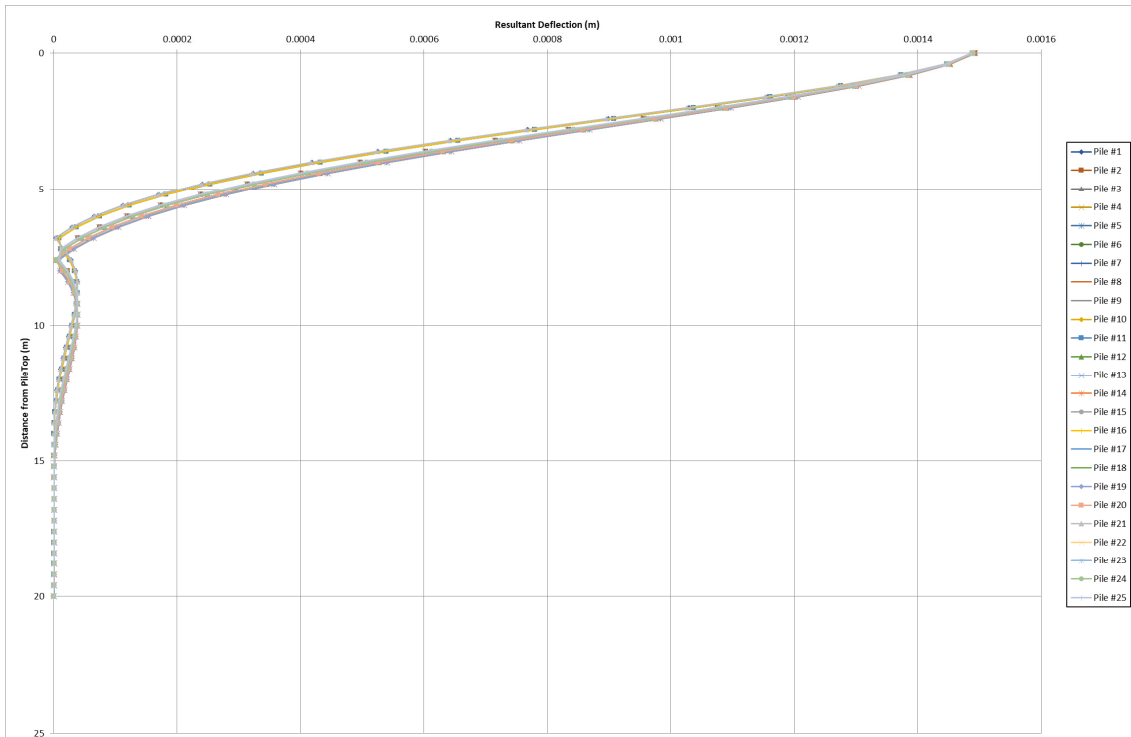
$$FS = H_d / F_d = \quad 2.10$$

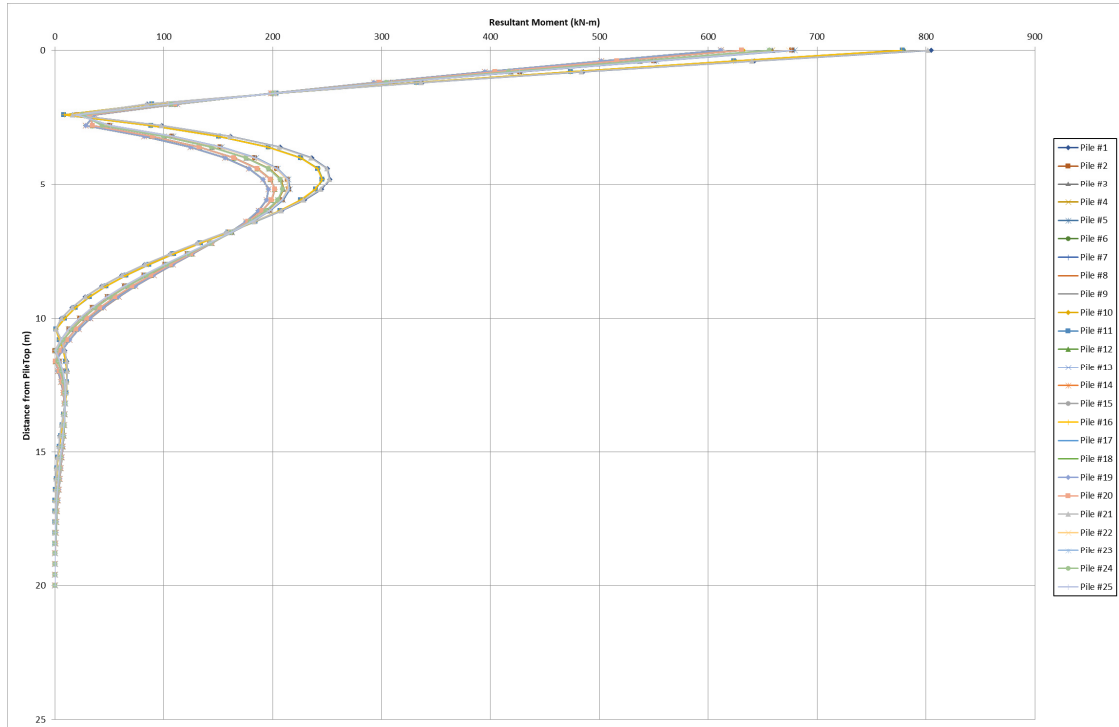
11.4 Calcolo delle sollecitazioni agenti lungo il fusto del palo

SPALLA A SLU/SLV

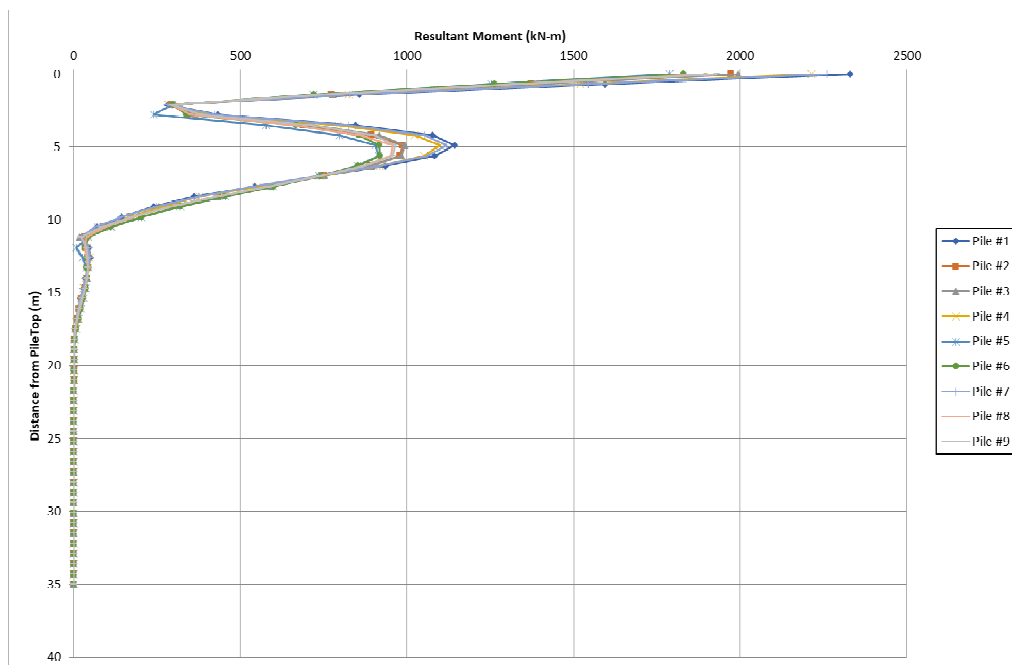


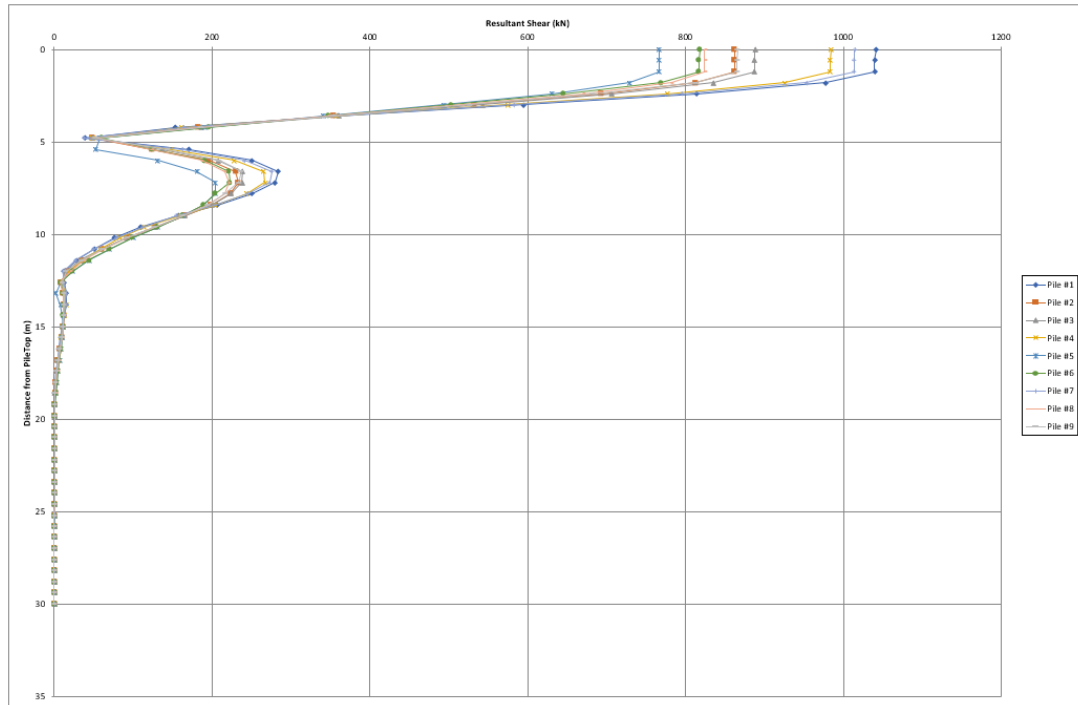
SPALLA A SLE



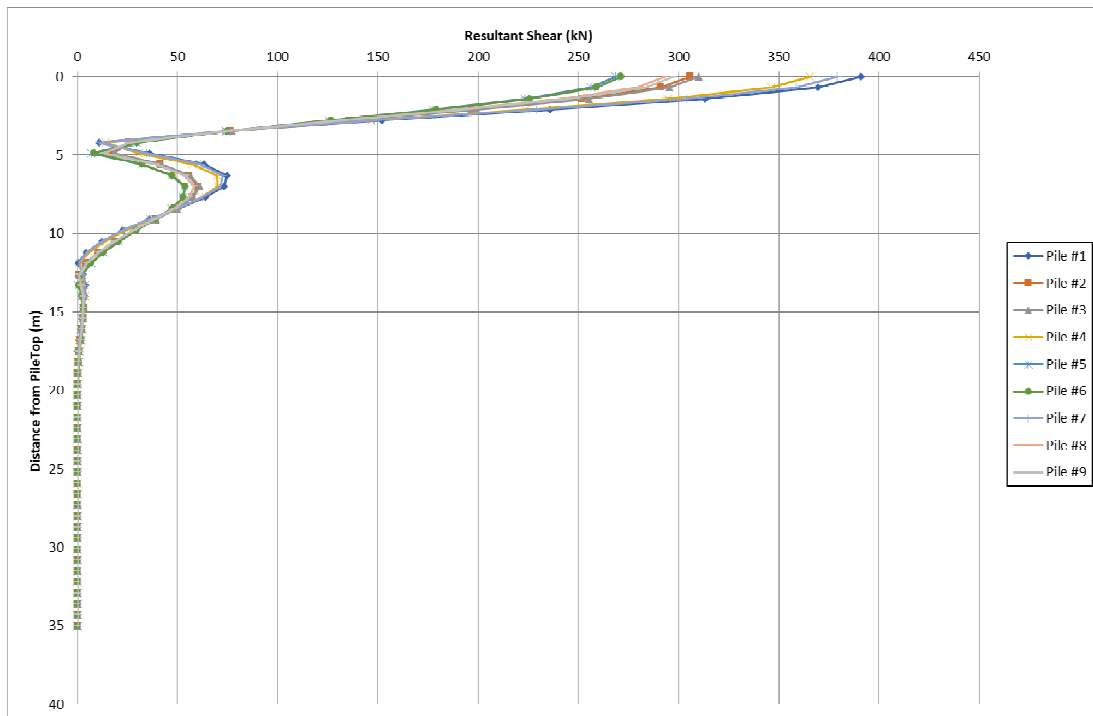


PILA 1-12 SLU/SLV



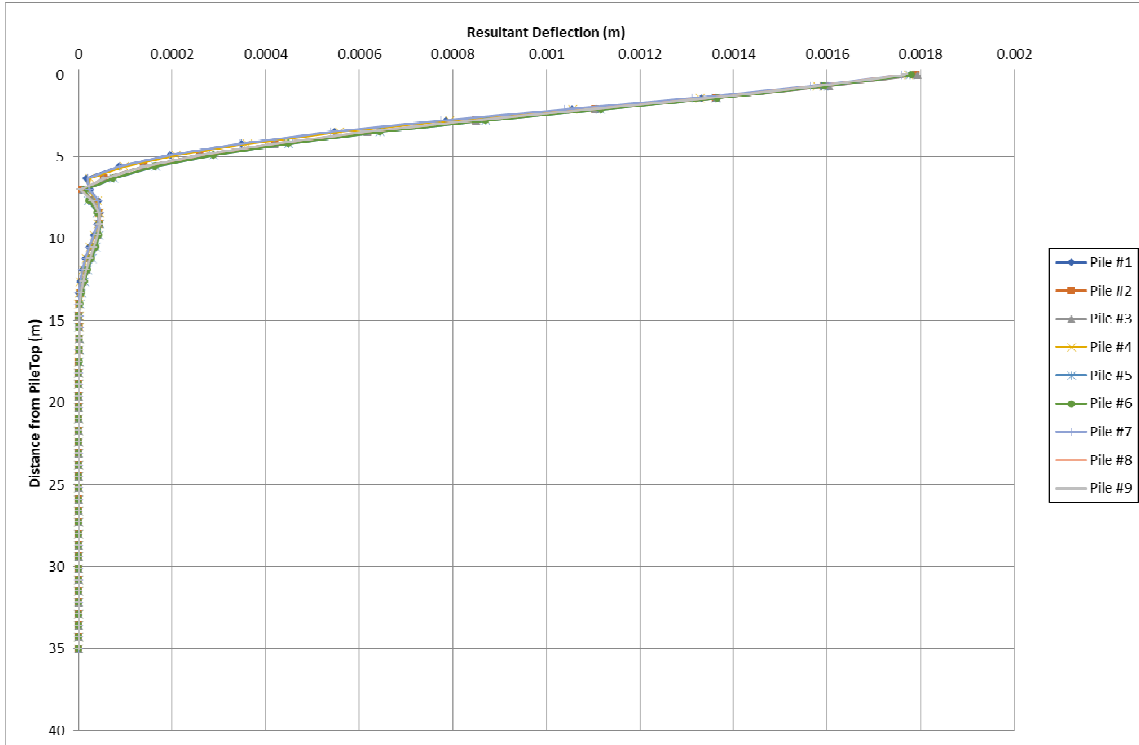


PALO 1 – 12 SLE

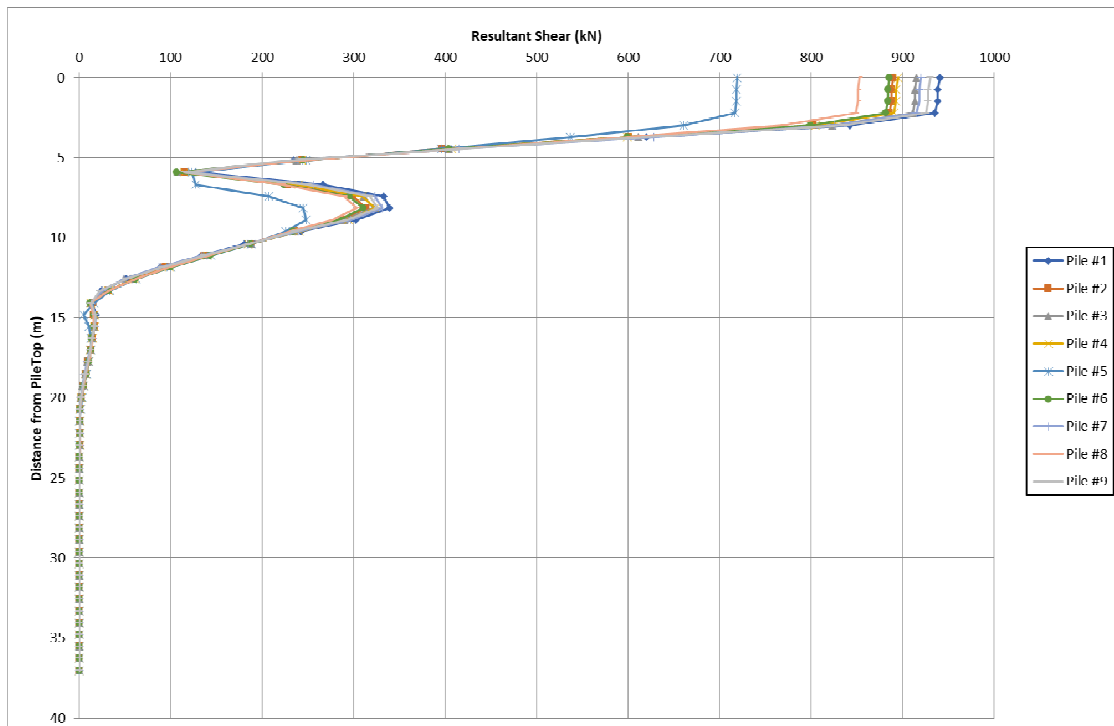
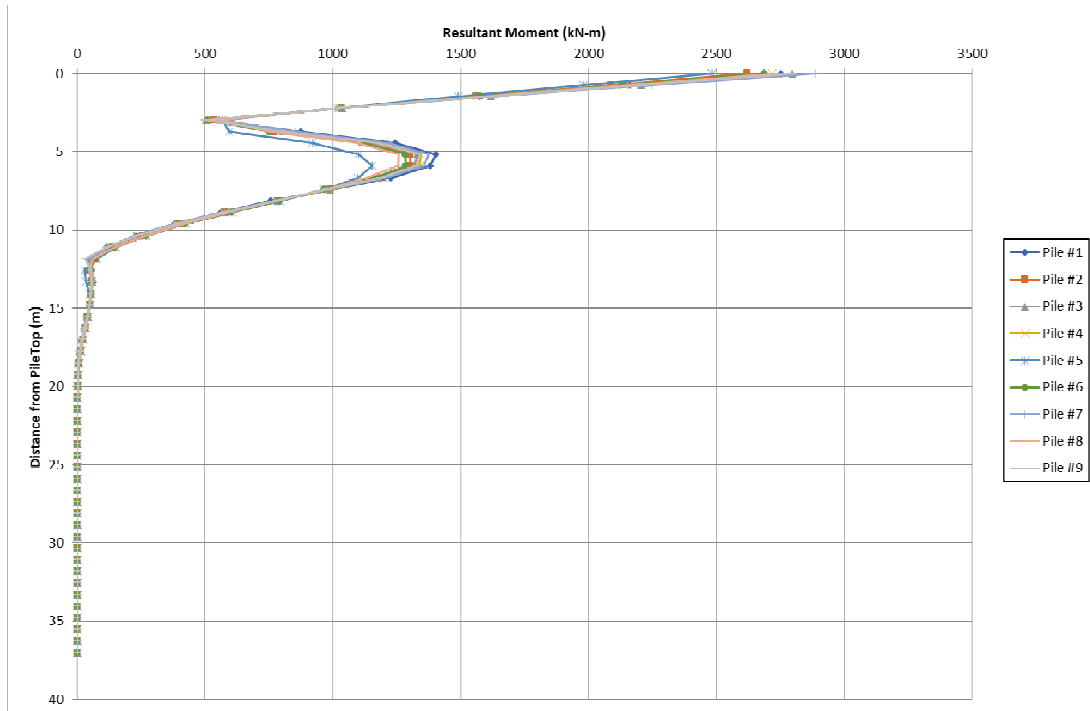


**RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE
GEOTECNICHE FONDAZIONI**

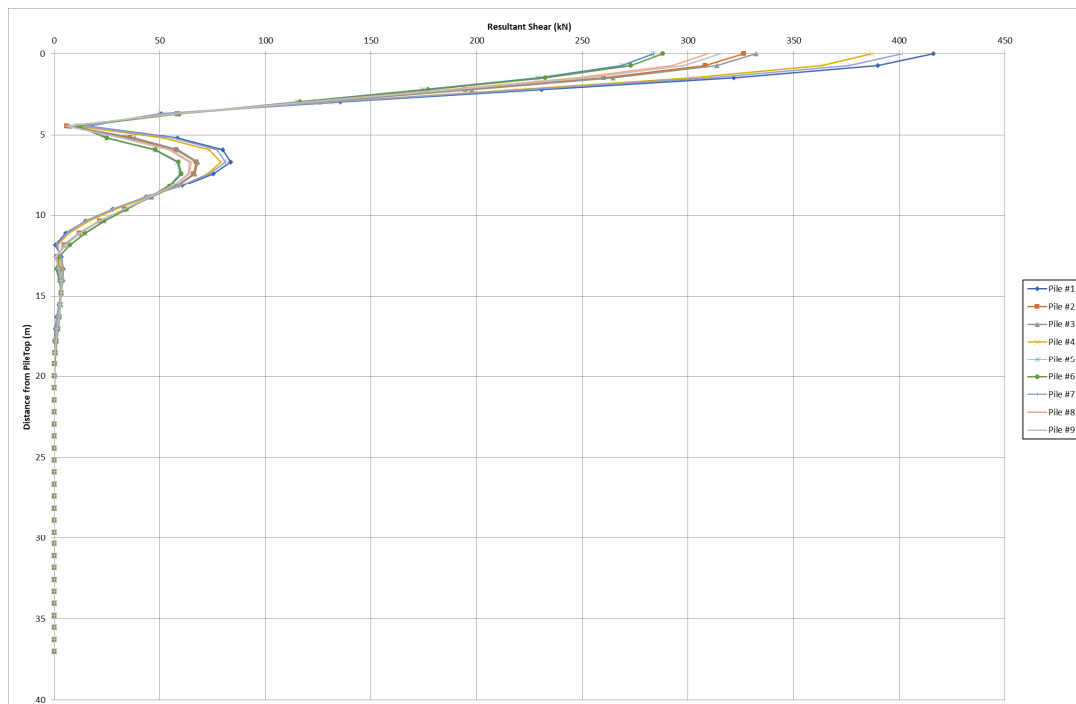
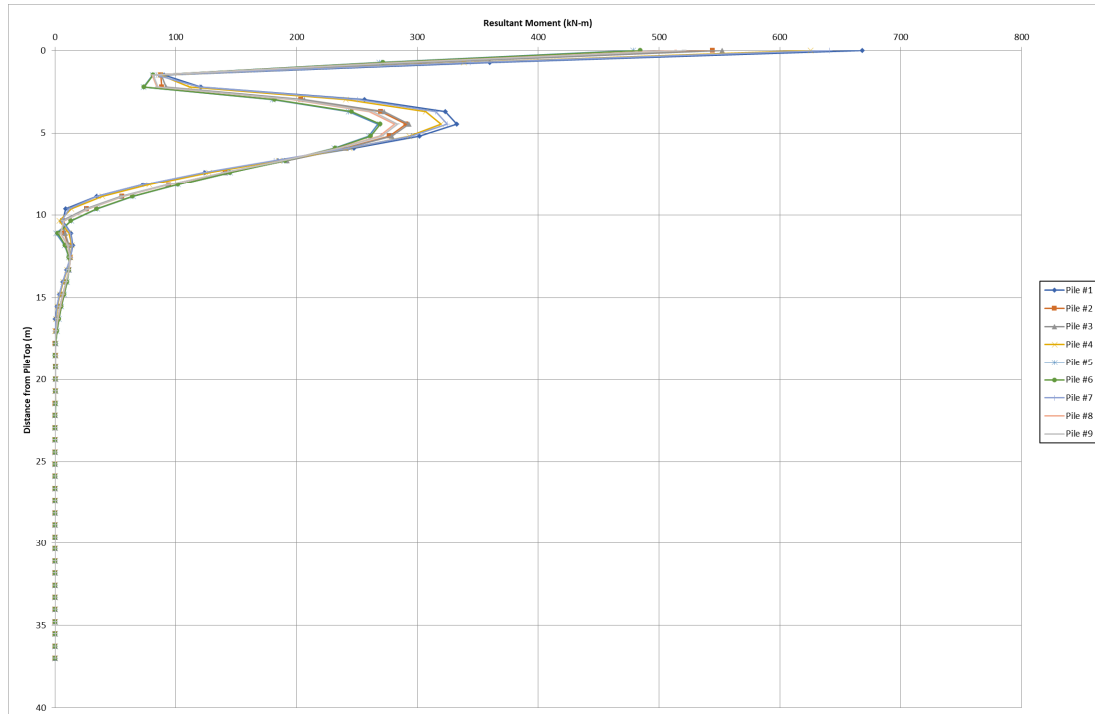
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	101 di 117



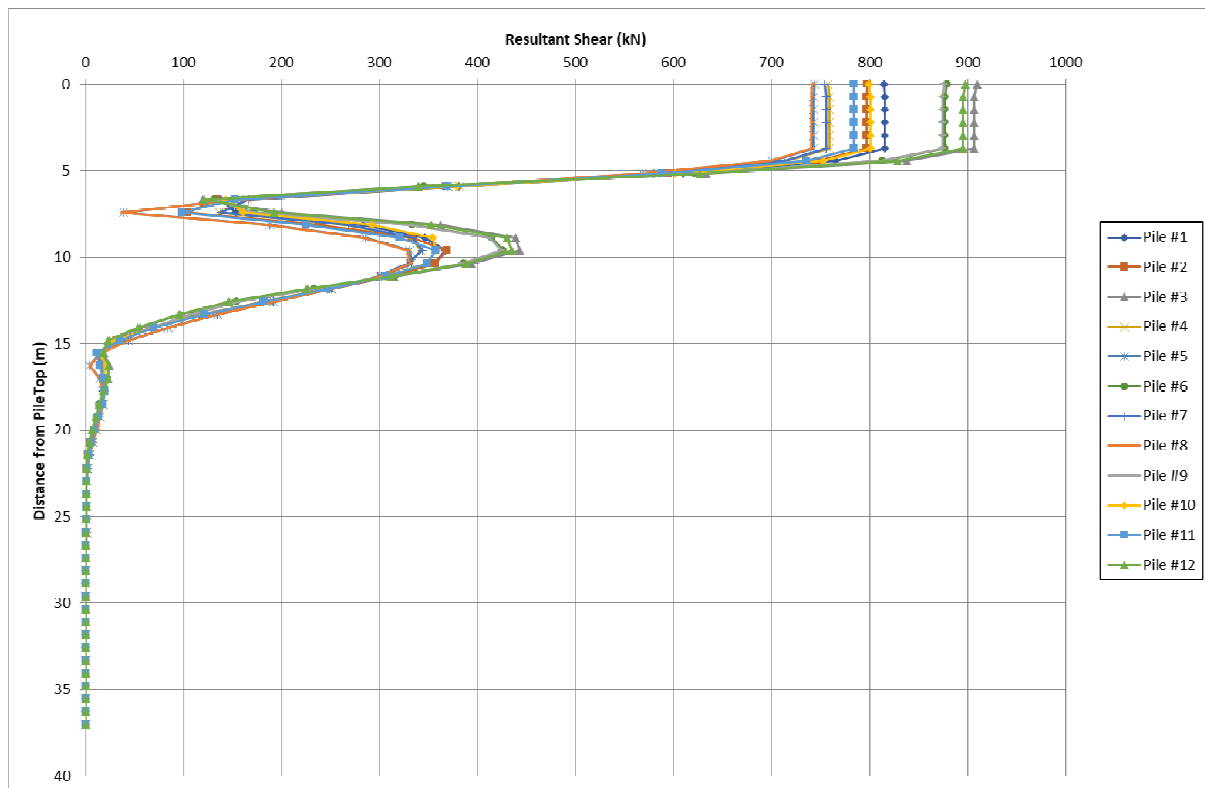
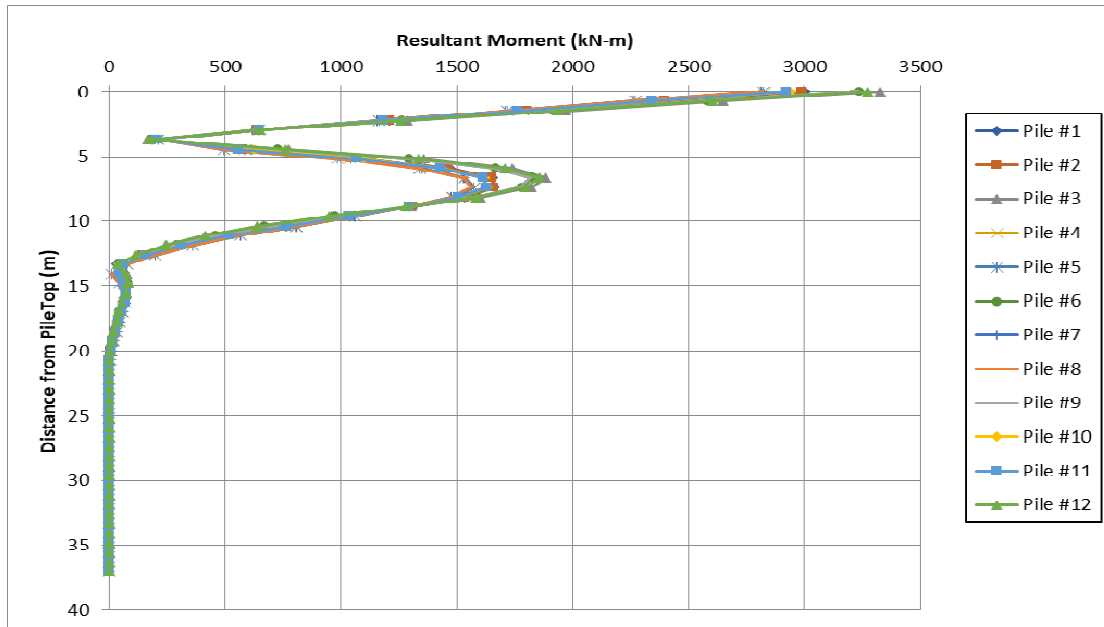
PILA 2 - 4 e 9 – 11 SLU/SLV



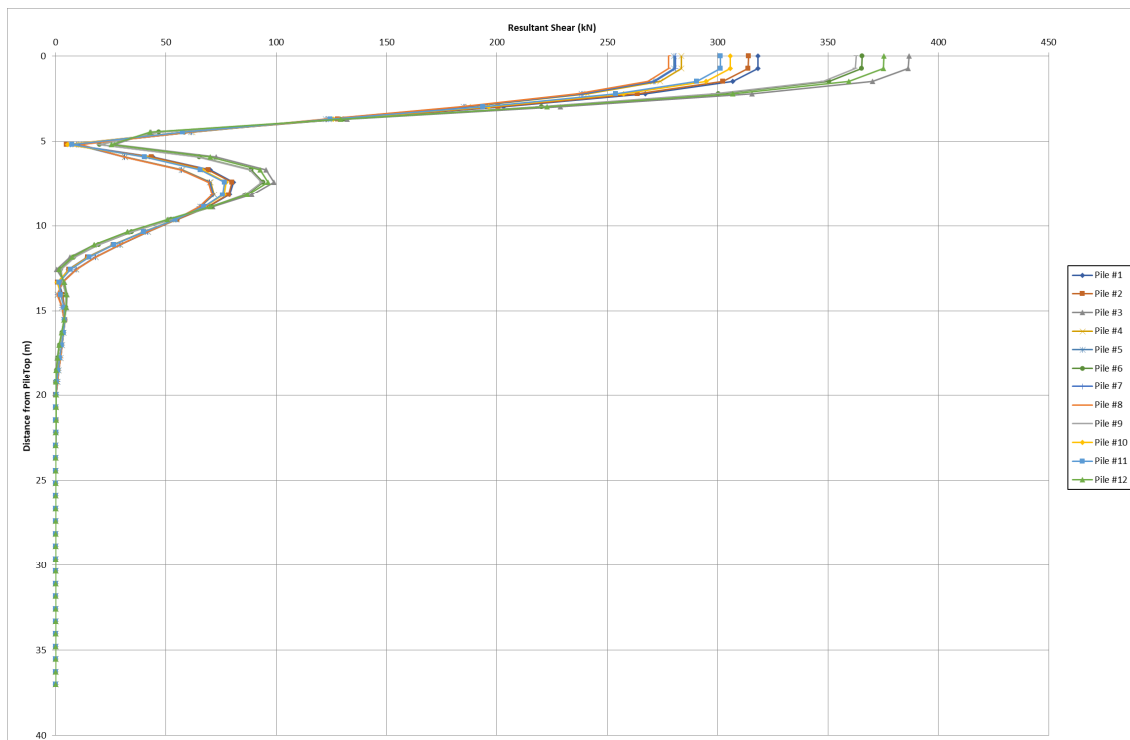
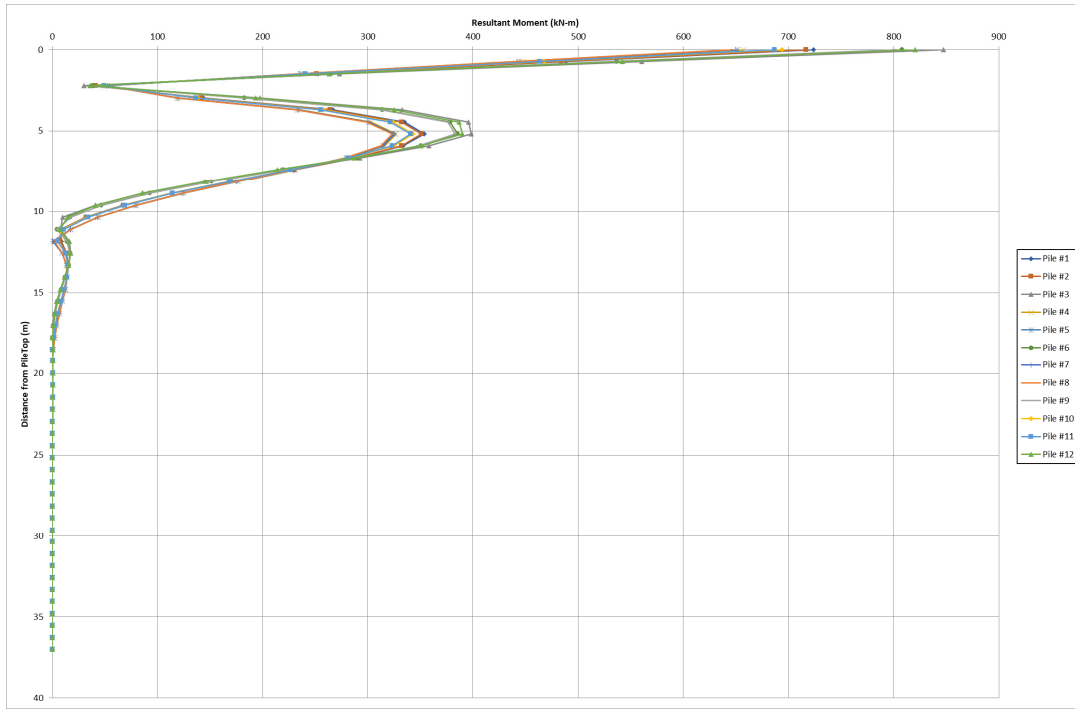
PILA 2 - 4 e 9 - 11 SLE



PILA 5 - 8 SLU/SLV

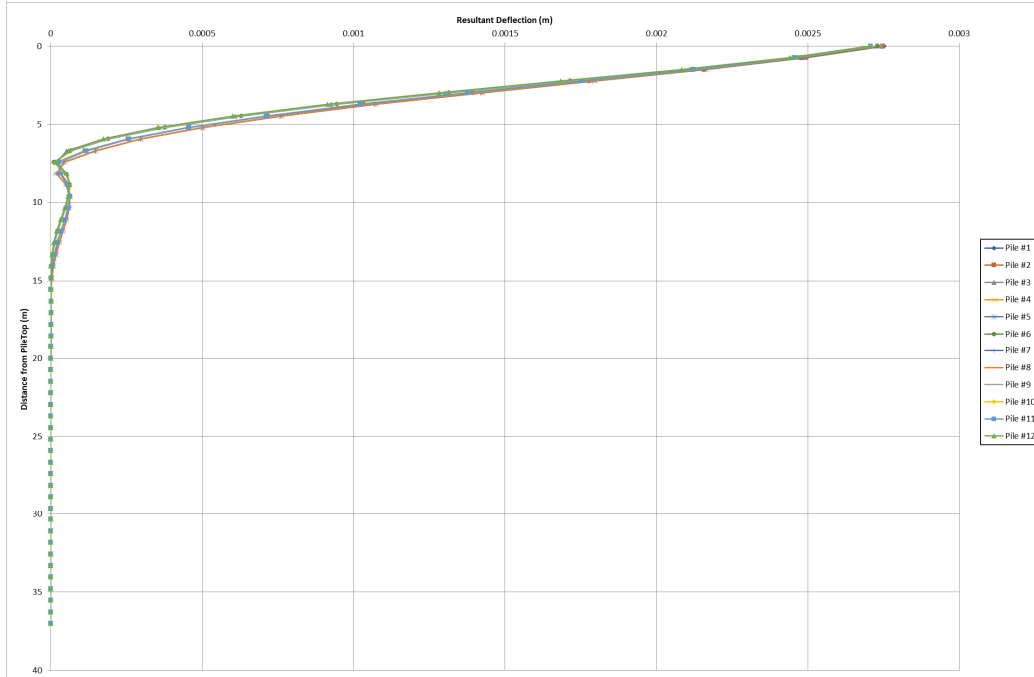


PILA 5 - 8 SLE

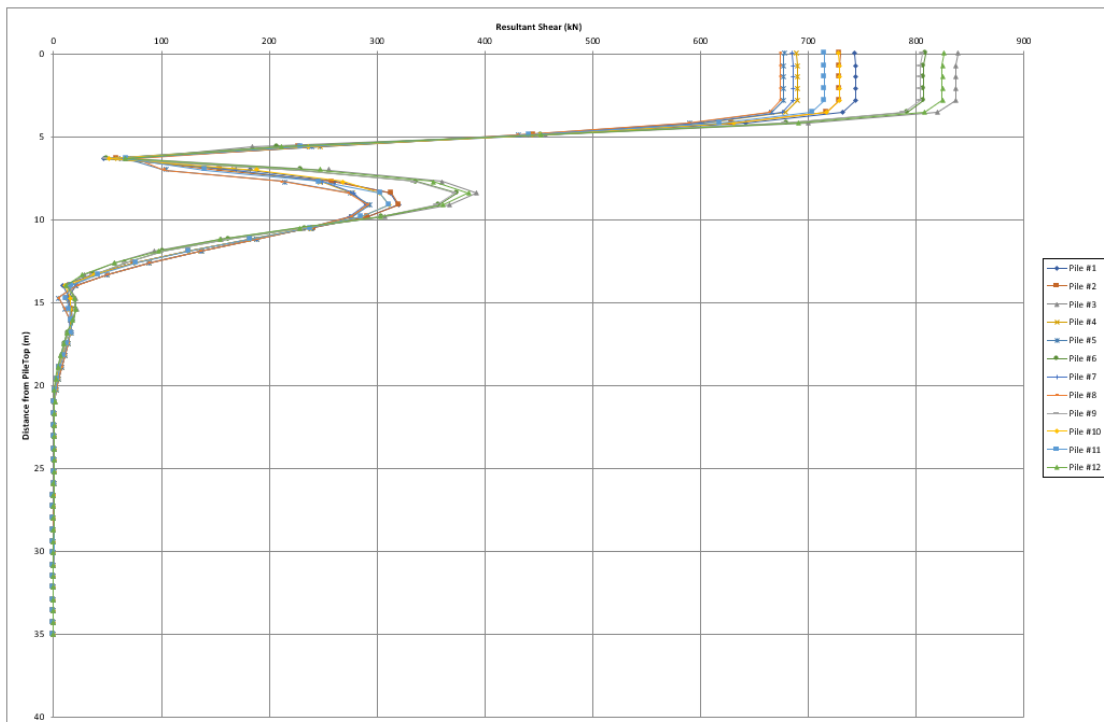
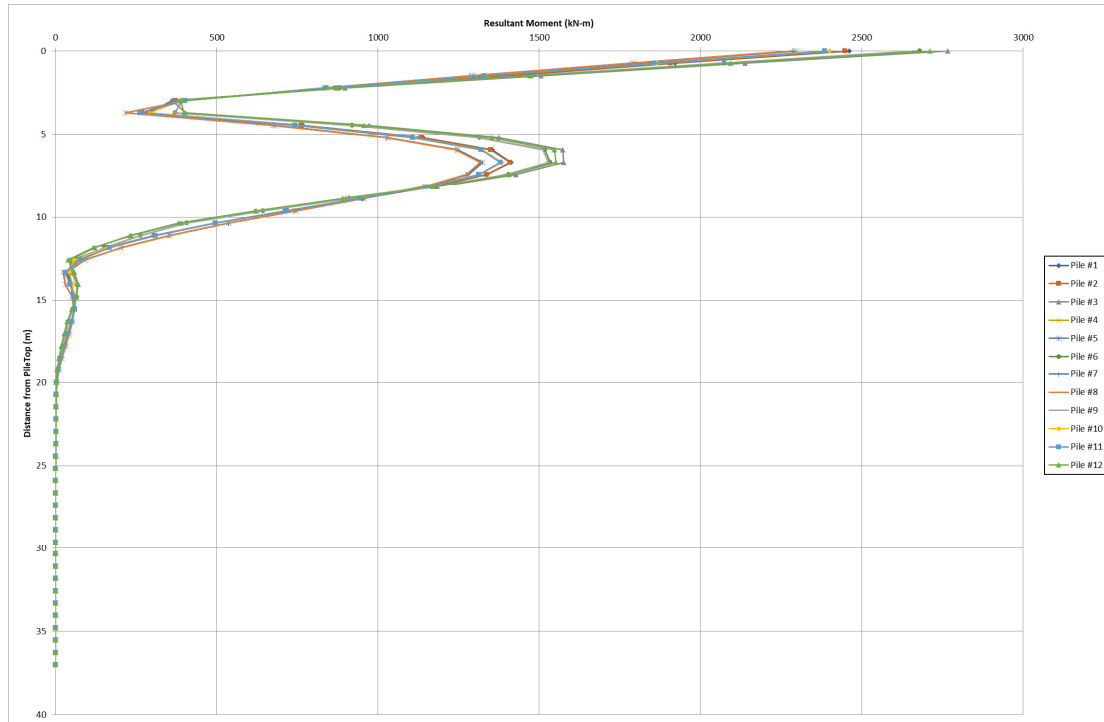


RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

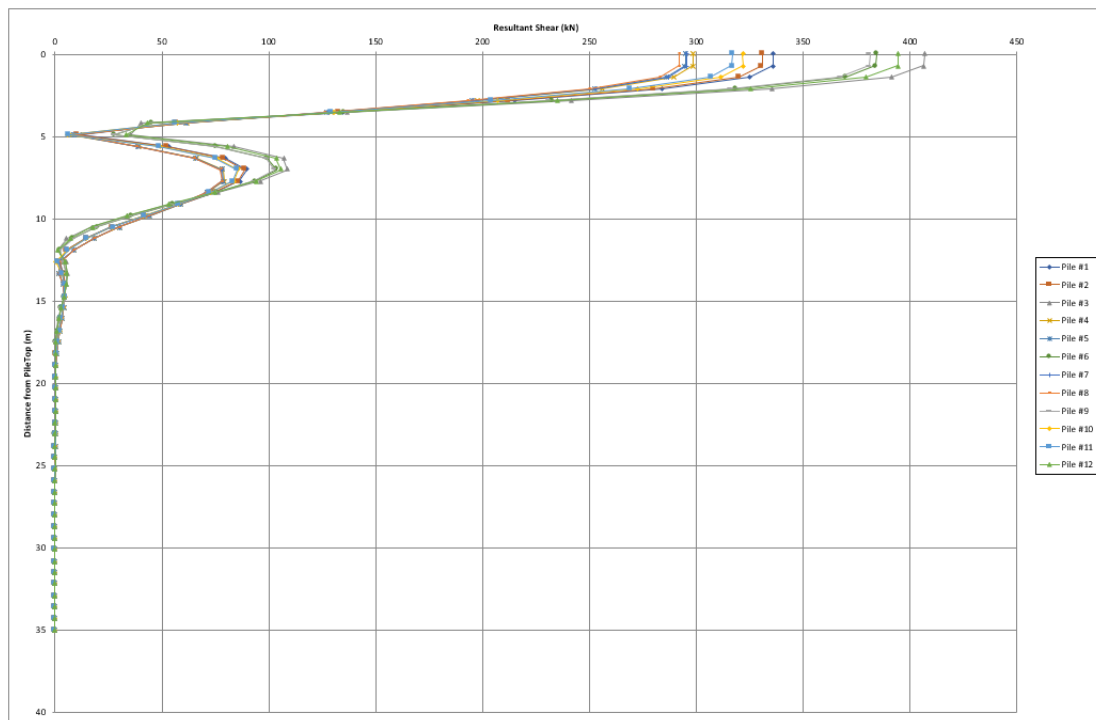
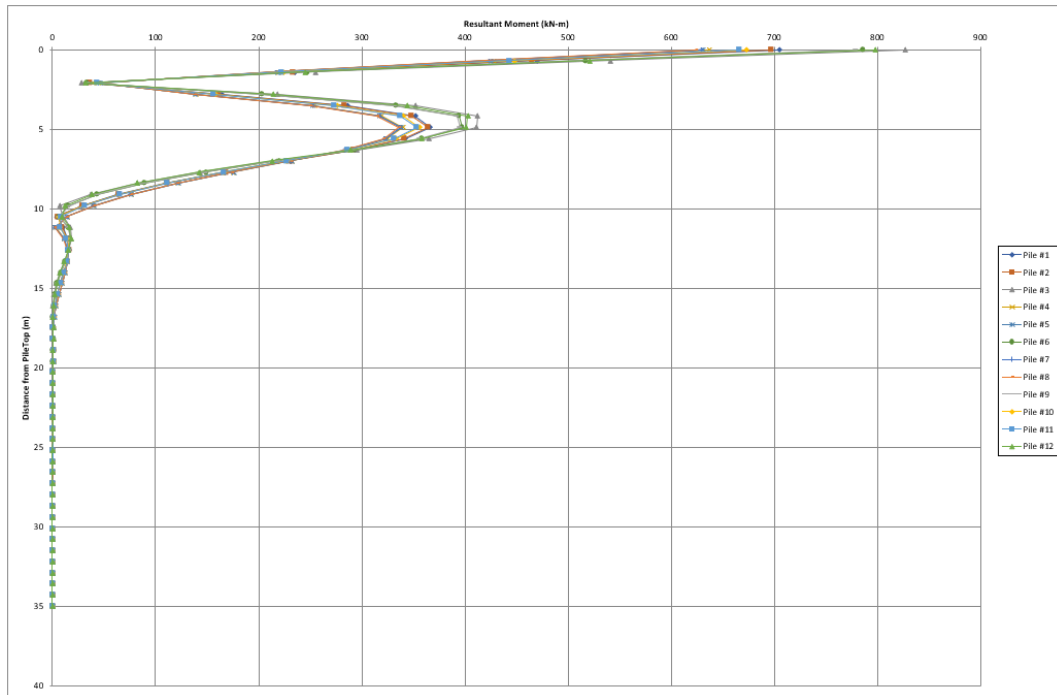
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	107 di 117



PILA 6 - 7 SLU/SLV

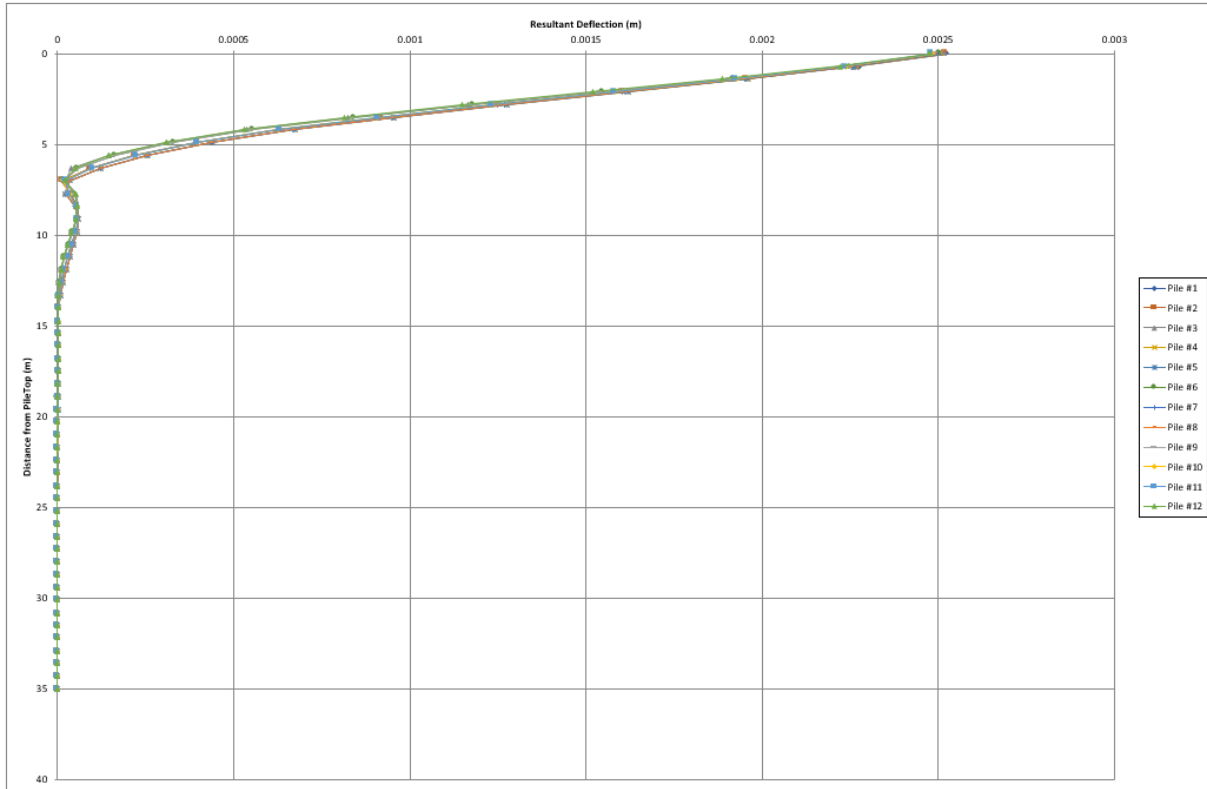


PILA 6 - 7 SLE

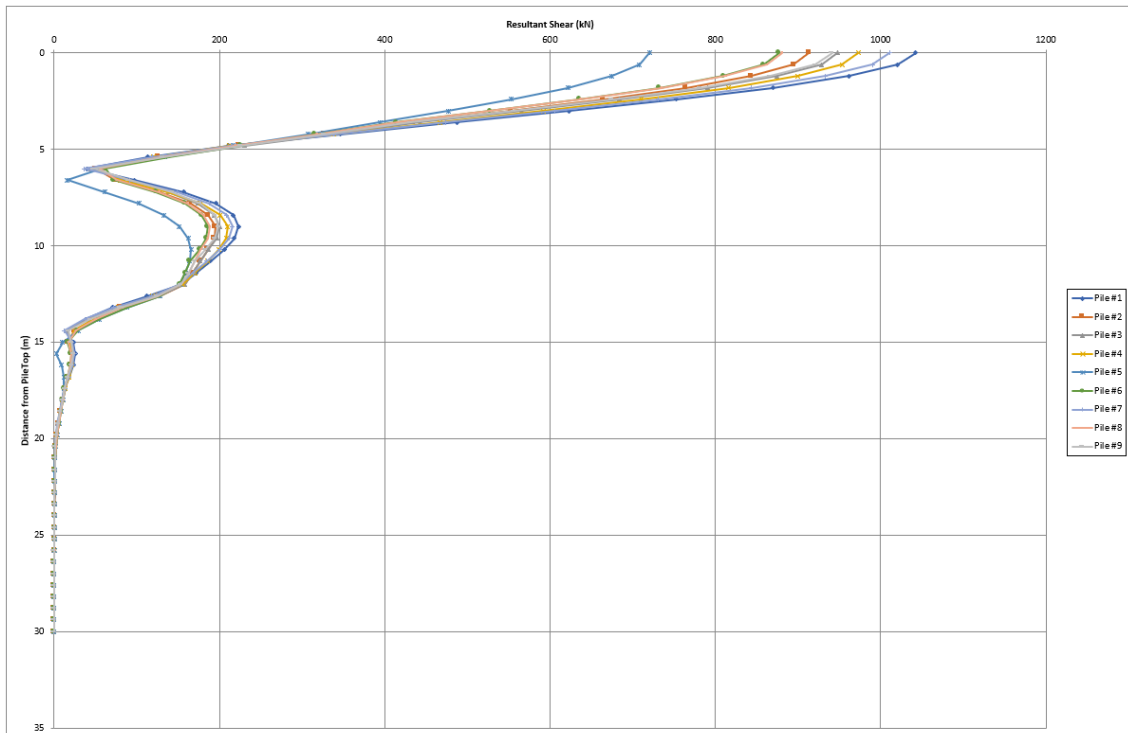
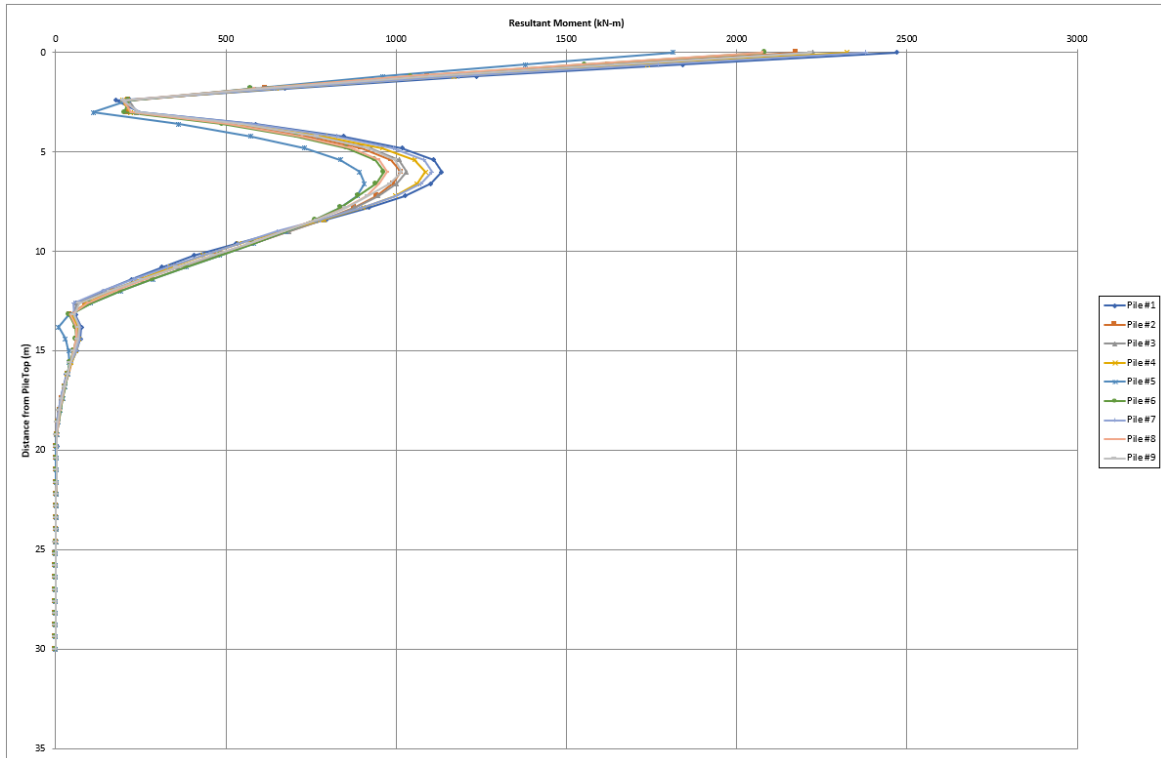


RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

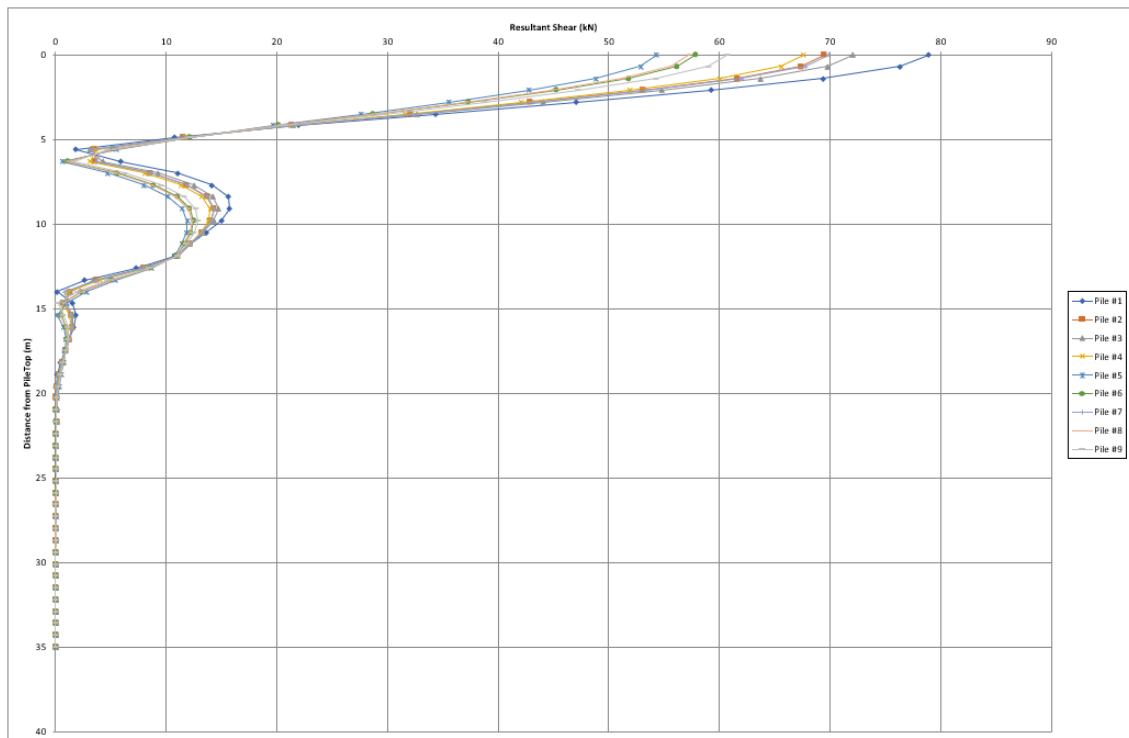
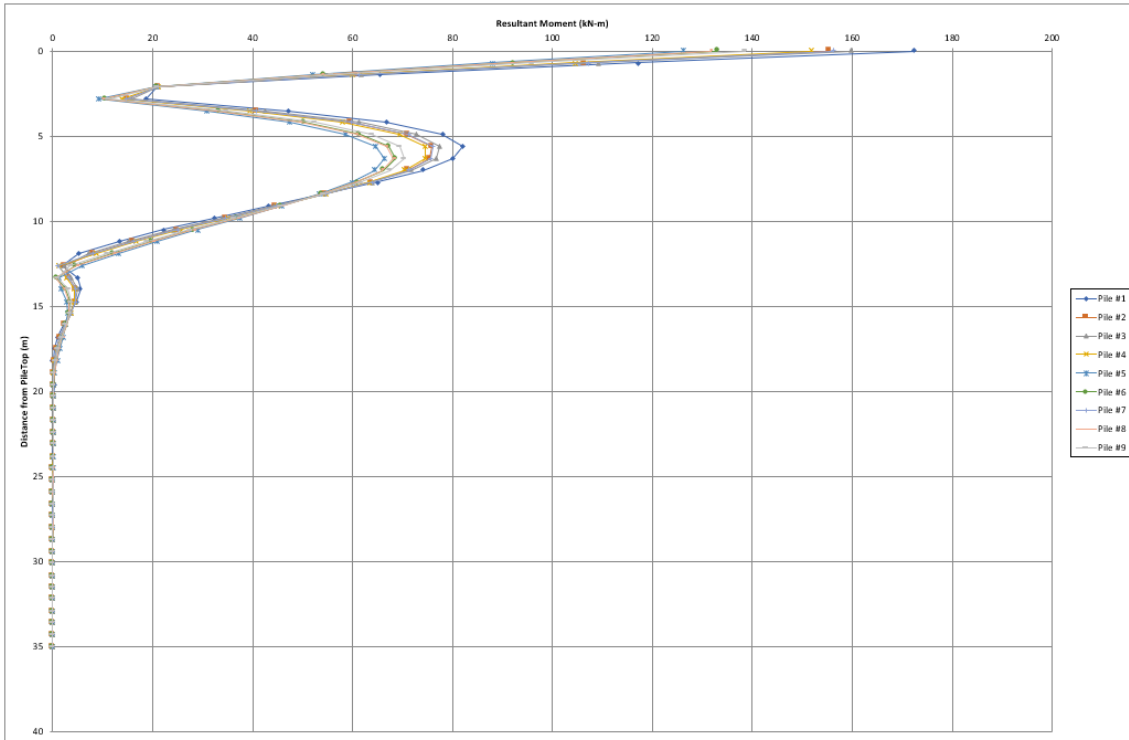
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	110 di 117



PILA 13 - 23 SLU/SLV

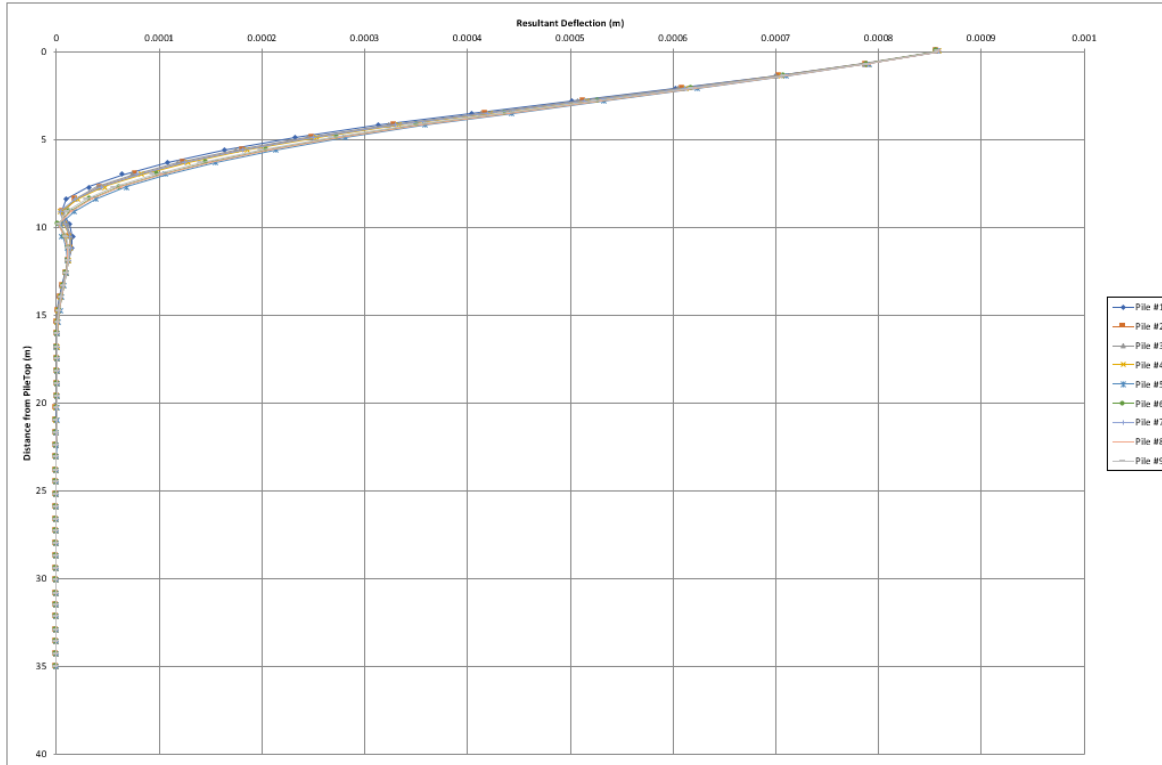


PILA 13 - 23 SLE

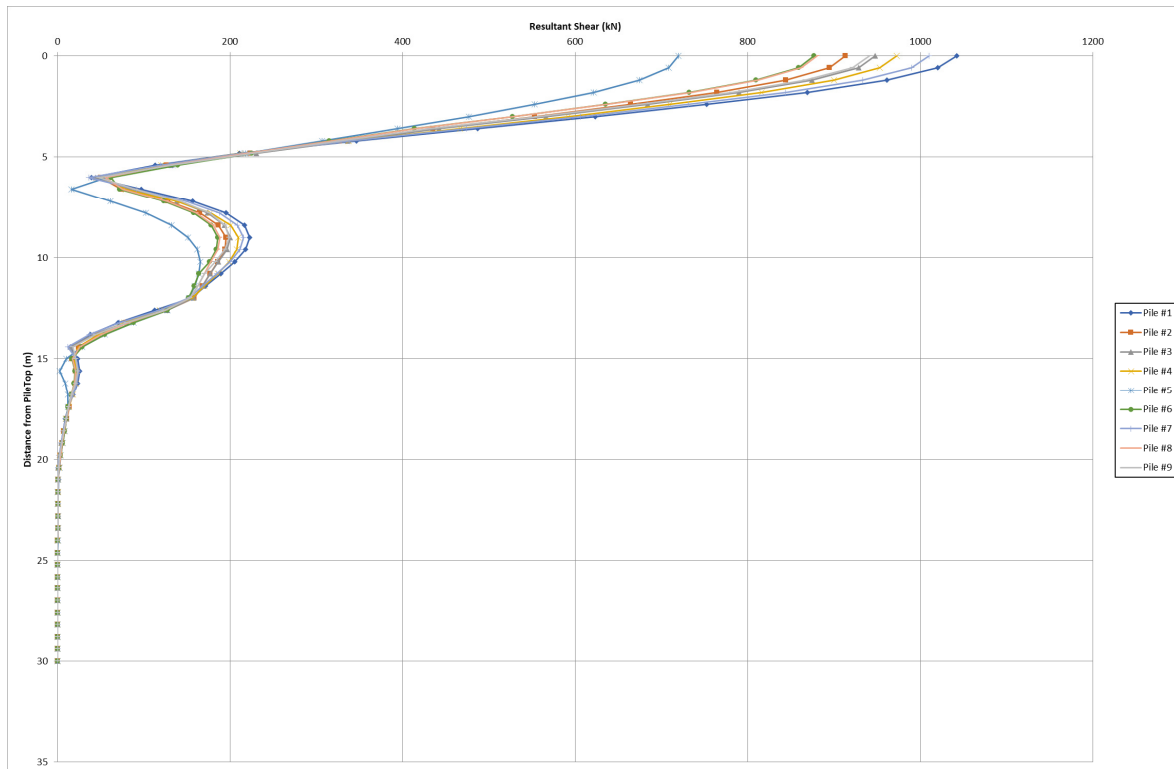
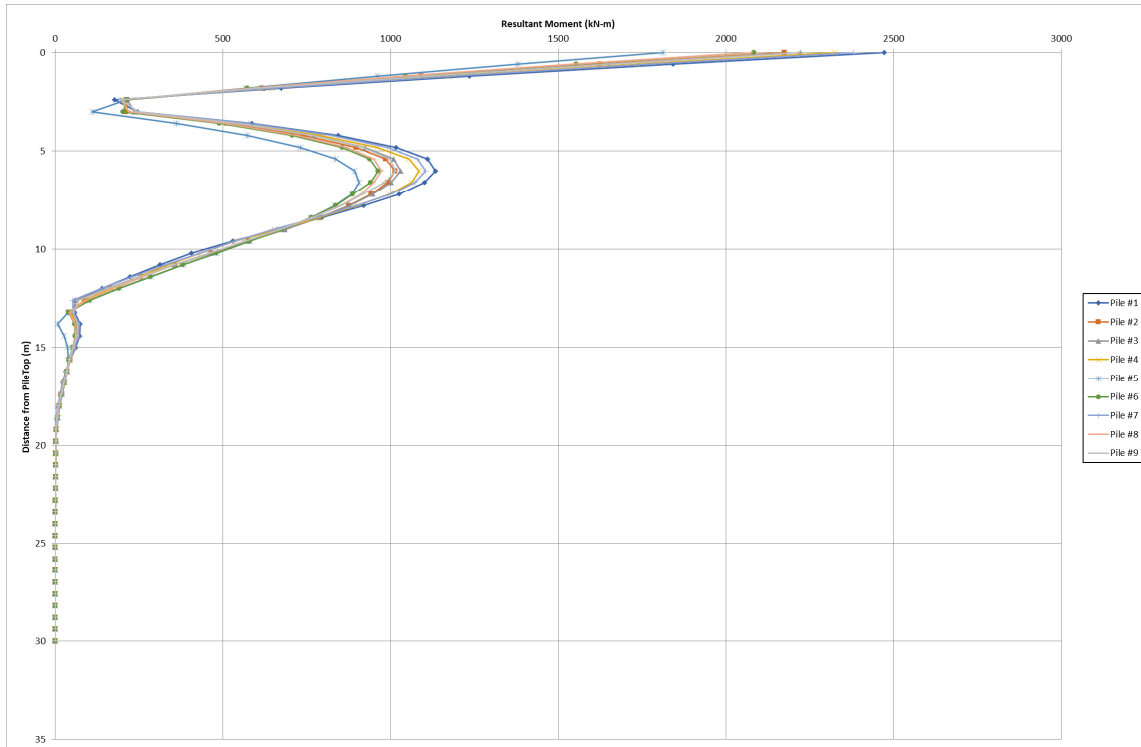


RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

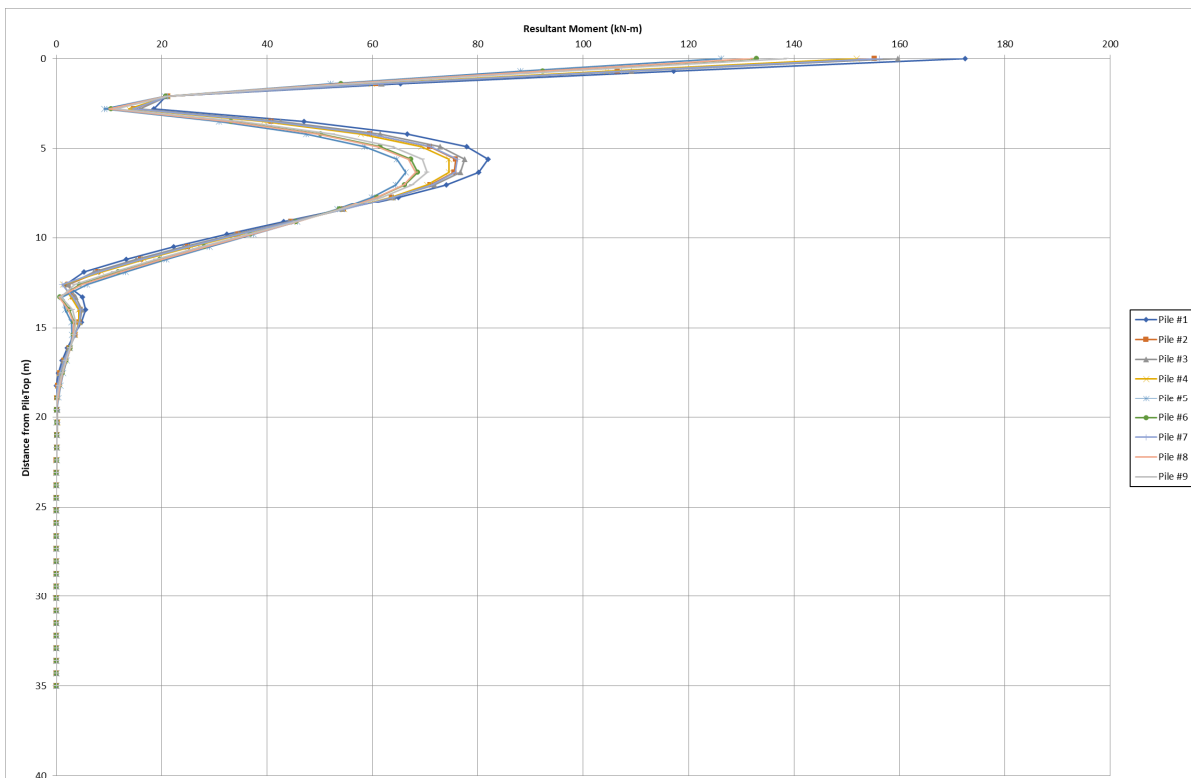
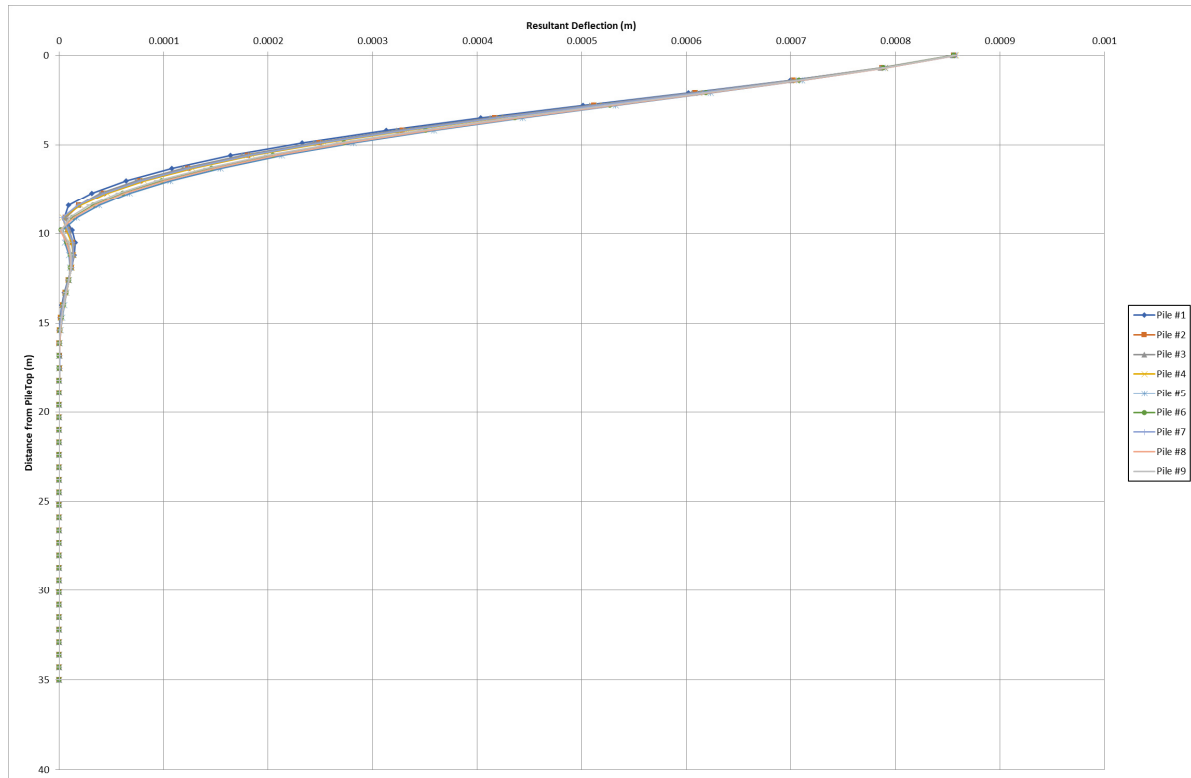
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	113 di 117



SPALLA B SLU/SLV

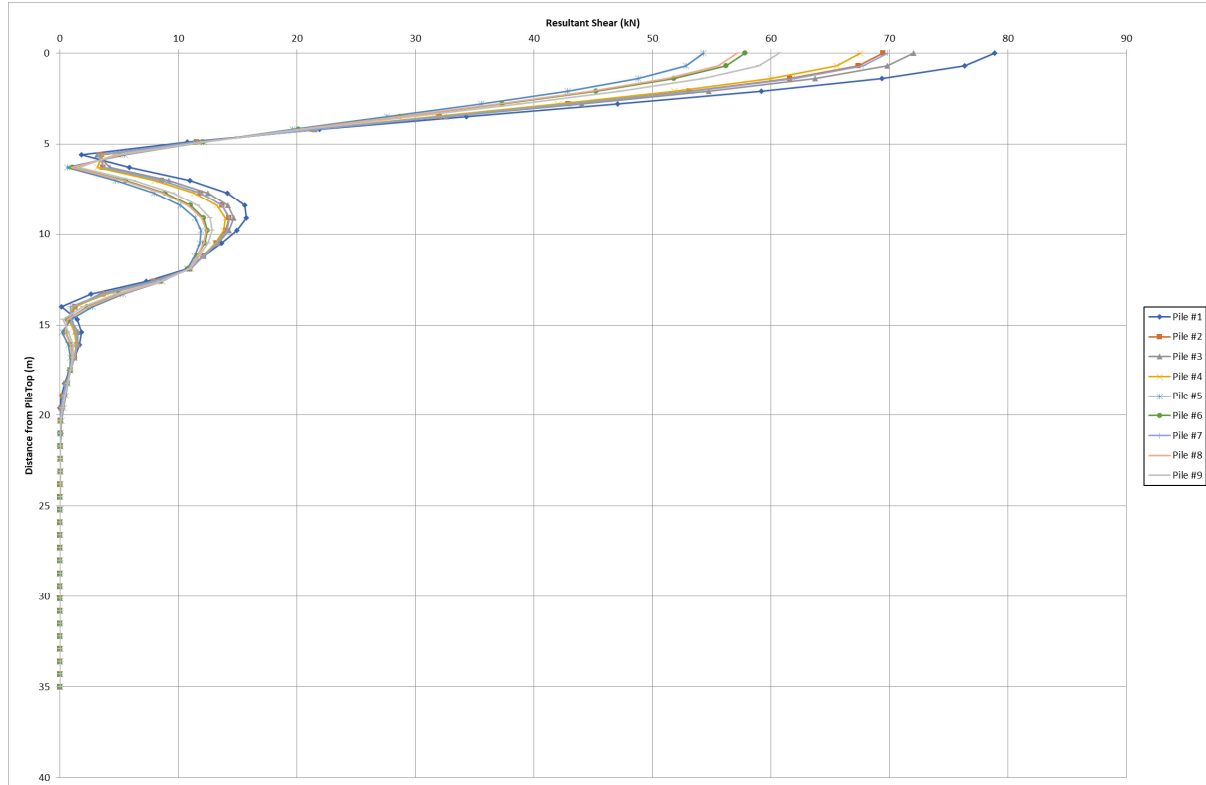


SPALLA B SLE



RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 03 002	A	116 di 117



12 INCIDENZA ARMATURA

PILE 1-23	
Pali Ø1200	160 kg/mc