

**E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)**

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Sioricelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 Settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i> Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1762</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**STUDI ED INDAGINI
GEOLOGIA GEOTECNICA
Geotecnica**

Relazione Geotecnica di calcolo – Fondazione viadotti

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG	ANNO	T00GEO00GETRE02B.			
D	D	22	T00GEO00GETRE02			B
D						
C						
B	Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023	Febbraio '23	Belà	Signorelli	Guiducci	
A	Emissione	Ottobre '22	Belà	Signorelli	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. DOCUMENTAZIONE DI RIFEIRMENTO	3
2.1. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	3
3. MATERIALI	4
4. CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE	6
5. METODO DI CALCOLO	7
5.1. CRITERI DI VERIFICA.....	7
5.2. OPERE DI FONDAZIONE	8
5.2.1. Fondazioni su pali	8
6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE FONDAZIONI	15
6.1. VI01 - VIADOTTO S. ANTONIO.....	15
6.1.1. Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali.....	15
6.1.2. Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali.....	18
6.1.3. Cedimento della palificata	21
6.1.4. Pali soggetti a forze orizzontali.....	22
6.2. VI02 - VIADOTTO ROMITO	26
6.2.1. Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali.....	26
6.2.2. Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali.....	28
6.2.3. Cedimento della palificata	30
6.2.4. Pali soggetti a forze orizzontali.....	31

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica di calcolo è parte integrante del Progetto Definitivo “S.G.C. E78 GROSSETO - FANO – Tratto Selci Lama (E/45) - S. Stefano di Gaifa – Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest - Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)” che si sviluppa interamente all’interno del territorio comunale di Mercatello sul Metauro (PU).

Nella presente relazione vengono esaminati e sviluppati i seguenti aspetti:

- Calcolo del carico limite verticale e orizzontale delle fondazioni dei viadotti.

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFEIRMENTO

2.1. **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

- [1] **Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [2] **Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP. Ministero Infrastrutture e Trasporti:** Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”

3. MATERIALI

Calcestruzzo conforme UNI EN 206-1

Classe di resistenza C25/30

SLU

$$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,11 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} (0,05) = 0,7 f_{ctm} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} (0,95) = 1,3 f_{ctm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} (0,05) / \gamma_c = 1,19 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,07 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} (0,05) = 0,7 f_{ctm} = 2,15 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} (0,95) = 1,3 f_{ctm} = 3,99 \text{ MPa}$$

$$E_{C,m} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0,3} = 31447 \text{ MPa}$$

Resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)

Coefficiente parziale per SLU

Fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata

Resistenza a compressione cilindrica

Resistenza a compressione cilindrica media per SLU

Resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU

Resistenza a trazione media

Resistenza a trazione caratteristica

Resistenza a trazione caratteristica

Resistenza a trazione di progetto

Resistenza a trazione per flessione media

Resistenza a trazione per flessione caratteristica

Resistenza a trazione per flessione caratteristica

Modulo di elasticità medio

SLE

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 11,21 \text{ MPa}$$

Stato limite di formazione delle fessure

Stato limite delle tensioni di esercizio (Comb. rara)

Stato limite delle tensioni di esercizio (Comb. quasi perm.)

Acciaio per cemento armato B450C

SLU

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Tensione di snervamento caratteristica

Coefficiente parziale per SLU

Tensione di snervamento di progetto

Modulo di elasticità

SLE

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

$$n = 15$$

Stato limite delle tensioni di esercizio

Coefficiente di omogeneizzazione

PROGETTAZIONE ATI:

Acciaio per armature micropali S355

$$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$$

Tensione di snervamento caratteristica

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Coefficiente parziale per SLU

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338,10 \text{ MPa}$$

Tensione di snervamento di progetto

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità

4. CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini geognostiche hanno consentito di ricostruire con sufficiente approssimazione i rapporti stratigrafici tra i terreni interessati dalle opere in progetto. Schematicamente la sezione stratigrafica può essere rappresentata da due orizzonti. Il primo, prossimo alla superficie, è costituito da terreni detritici a granulometria limo argillosa. Il sottostante orizzonte stratigrafico è il substrato lapideo della formazione marnoso arenacea.

Con riferimento alla caratterizzazione dei litotipi contenuta nella relazione geologica (*codice elaborato T00GE01GEORE01*) e nella relazione geotecnica (*codice elaborato T00GE00GETRE01*), le proprietà meccaniche delle formazioni su cui si impostano le fondazioni dei viadotti e di interesse ai fini delle verifiche contenute nella presente relazione sono di seguito riportate.

UG2 – Coltri detritiche e depositi alluvionali

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 20 \div 40 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 24^\circ \div 28^\circ$
Coesione non drenata	$c_u = 90 \div 120 \text{ kPa}$
Modulo di Young	$E = 10 \div 50 \text{ MPa}$

UG3a – Formazione marnoso arenacea alterata

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 30 \div 50 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 32^\circ \div 40^\circ$
Modulo di Young	$E = 900 \div 1700 \text{ MPa}$

UG3b – Formazione marnoso arenacea

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 50 \div 200 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 40^\circ \div 45^\circ$
Modulo di Young	$E = 1700 \div 4000 \text{ MPa}$

5. METODO DI CALCOLO

5.1. CRITERI DI VERIFICA

Nel presente paragrafo sono descritti i criteri di verifica adottati per le opere geotecniche.

Le verifiche sono state eseguite in accordo al D.M. 17 gennaio 2018.

Per ogni stato limite ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

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.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 5-1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione Ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2 [1].

Tabella 5-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I [1])

	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R ;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R .

Tabella 5-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II [1])

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione 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_V	γ_V	1,0	1,0

In condizioni sismiche, le verifiche agli SLU devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto.

5.2. OPERE DI FONDAZIONE

5.2.1. FONDAZIONI SU PALI

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 5-1, Tabella 5-2, Tabella 5-3 e Tabella 5-5.

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

Resistenze dei pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tabella 5-3.

Tabella 5-3 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab. 6.4.II [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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo è dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici. In particolare, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 5-4, in funzione del numero n di verticali di indagine:

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

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

Tabella 5-4 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tab. 6.4.IV [1])

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

Resistenze dei pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.4.3.1.1 [1], applicando il coefficiente parziale γ_T della Tabella 5-5.

Tabella 5-5 Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI [1])

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

5.2.1.1. Carico limite verticale

Il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo.

Resistenza alla punta. Per quanto concerne la resistenza unitaria alla punta, in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c$$

dove σ_{vL} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L , N_q e N_c sono fattori di capacità portante funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/d .

Tra i due parametri vale la relazione di trasformazione:

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

mentre il coefficiente N_q può essere ricavato dal diagramma riportato nella Figura 5.1.

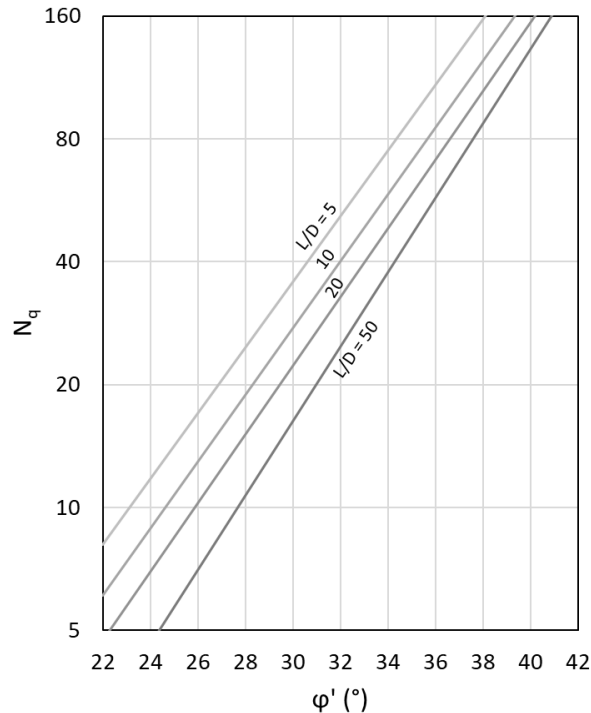


Figura 5.1 Valori di N_q secondo Berezantzev *et al.* (1961)

In condizioni non drenate si assume $c = c_u$ e $\phi = 0$; si ottiene allora:

$$p = \sigma_{vL} + N_c c_u$$

dove c_u è la coesione non drenata e il coefficiente N_c è posto pari a 9.

Resistenza laterale. Detta σ_h la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità z , si pone:

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

nella quale a è un termine di tipo coesivo (adesione) e μ un coefficiente di attrito fra palo e terreno.

In condizioni drenate si assume $a = 0$ e $\sigma'_h = k\sigma'_{vz}$, dove σ'_{vz} si indica la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità z . Si ha quindi:

$$s = k\mu\sigma'_{vz}$$

Il coefficiente k esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità, dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno. Il coefficiente di attrito μ dipende invece dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno ed ha come limite superiore il valore $\tan\phi'$.

In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota α della coesione non drenata, e che μ sia nullo. Si ha allora:

PROGETTAZIONE ATI:

$$s = \alpha c_u$$

dove α assume i seguenti valori (Viggiani, 1999):

per pali battuti:

$c_u < 25$	$\alpha = 1$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 1 - 0.011(c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0.5$

per pali trivellati:

$c_u < 25$	$\alpha = 0.7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0.7 - 0.008(c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0.35$

5.2.1.1. Carico limite orizzontale

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale ed eventualmente di una coppia, applicate all'estremità superiore del palo, è condotto mediante la teoria sviluppata da Broms (1964a, 1964b).

Nel caso di pali a rotazione in testa impedita, i meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

Pali a rotazione in testa impedita, terreni coesivi. Per ciascun meccanismo di rottura è possibile definire la legge di variazione del carico limite orizzontale H Figura 5.2, funzione del diametro d , della lunghezza del palo L , della resistenza non drenata c_u e del momento di plasticizzazione M_y .

- palo corto

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

- palo intermedio

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

- palo lungo

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

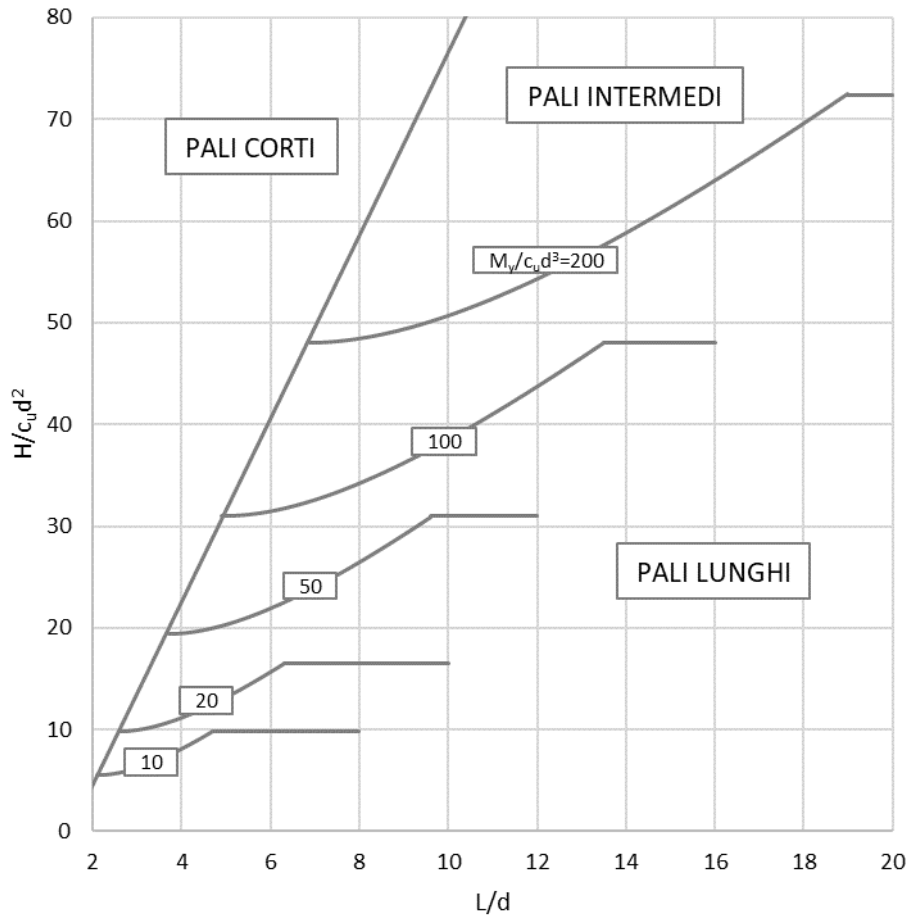


Figura 5.2 Valore limite di H per pali corti, intermedi e lunghi impediti di ruotare in testa, terreni coesivi

Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti. Per ciascun meccanismo di rottura è possibile definire la legge di variazione del carico limite orizzontale H, funzione del diametro d, della lunghezza del palo L, del peso per unità di volume γ , del coefficiente di spinta passiva k_p e del momento di plasticizzazione M_y .

- palo corto

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

- palo intermedio

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4 L}$$

- palo lungo

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

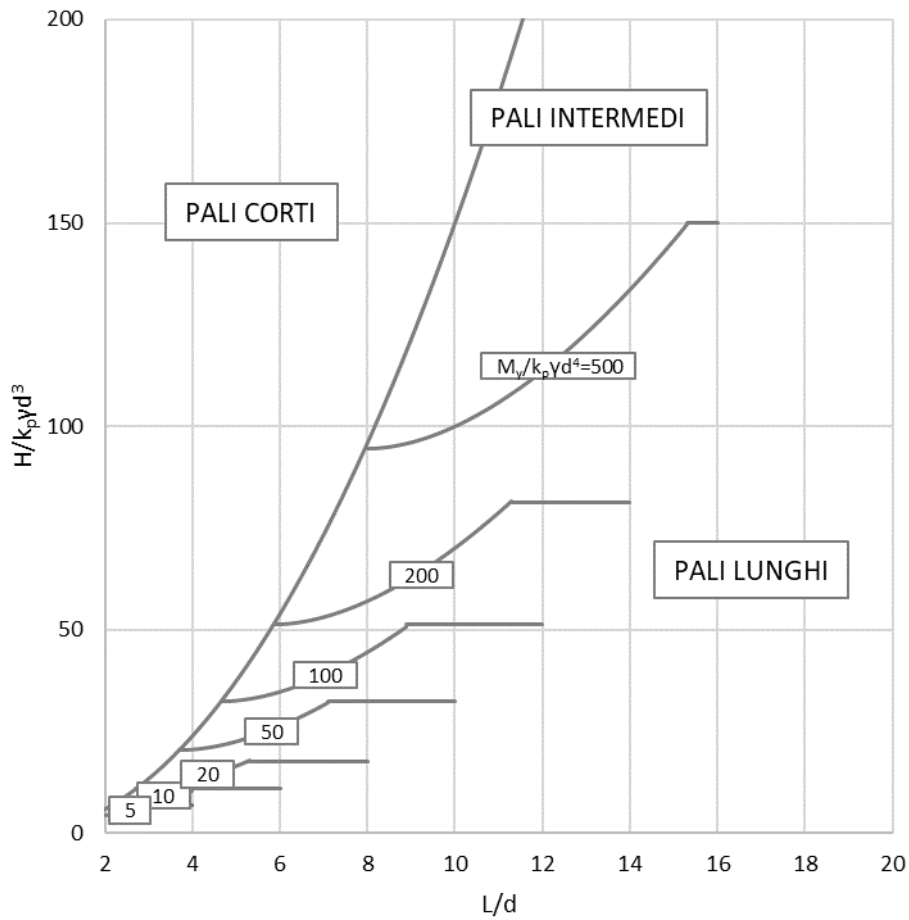


Figura 5.3 Valore limite di H per pali corti, intermedi e lunghi impediti di ruotare tare in testa, terreni incoerenti

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE FONDAZIONI

6.1. VI01 - VIADOTTO S. ANTONIO

6.1.1. RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Per le fondazioni delle spalle, cautelativamente, non si è considerata la presenza dello strato di misto cementato nella parte sommitale dei pali.

Per tutte le fondazioni e solo per l'unità geotecnica UG3b, cautelativamente, è stato considerato un valore della resistenza allo scorrimento unitaria all'interfaccia palo-terreno costante e pari a $s = 300$ kPa.

Per tutte le fondazioni e solo per l'unità geotecnica UG3b, cautelativamente, è stato considerato un valore della resistenza unitaria alla punta costante e pari a $p = 3000$ kPa.

Di seguito si riporta il valore della resistenza di un palo soggetto a carichi assiali per ogni appoggio dell'opera di scavalco VI01, pari al valore minimo ottenuto tra le condizioni di breve e lungo termine e tenuto conto della stratigrafia e della lunghezza dei singoli pali.

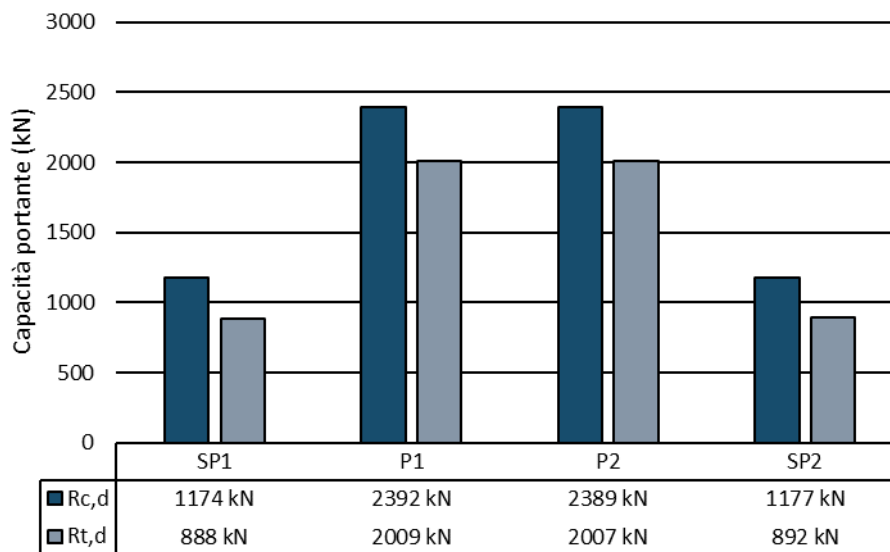


Figura 6.1 Resistenza a compressione ($R_{c,d}$) e a trazione ($R_{t,d}$) di pali soggetti a carichi assiali

Di seguito si riporta l'output di calcolo rispettivamente per un palo appartenente alla fondazione della spalla SP1 ($L = 10,0$ m) e per un palo appartenente alla fondazione della pila P1 ($L = 11,0$ m).

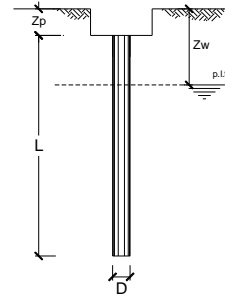
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	0,45	(m)	Area palo	A _p =	0,16	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	z _p =	1,50	(m)	Quota falda da p.c.	z _w =	7,80	(m)
Carico assiale permanente	G ₁ + G ₂ =		(kN)	Carico assiale variabile	Q _k =		(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	10,0	(m)

Coeffizienti parziali		Azioni		Resistenze		
Metodo di calcolo		γ _G	γ _Q	γ _b	γ _s	γ _{st}
S.U.	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,35	1,15
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15
Definiti dal progettista		○	1,00	1,00	1,00	1,00

n	●	○ 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	



PARAMETRI MINIMI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u,med} (kPa)
1	6,00	Coltri detritiche e depositi alluvionali	19,00	20,0	24,0	
2	4,00	Formazione marnoso arenacea	26,00	50,0	40,0	

Coeffizienti di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,59	0,45		
0,36	0,84		

(N.B. Lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

RISULTATI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Valori minimi				
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{b,med} (kN)
1	6,00	Coltri detritiche e depositi alluvionali	192				
2	4,00	Formazione marnoso arenacea	1696	139	165	3000	477

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d =$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

Base (R_{b,cal})_{min} = 477 kN

Laterale (R_{s,cal})_{min} = 1888 kN

Totale (R_{c,cal})_{min} = 2365 kN

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = (R_{b,cal})_{min} / \xi_4 = 281 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal})_{min} / \xi_4 = 1111 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1391 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad R_{t,d} = R_{s,k} / \gamma_{st}$$

$$R_{c,d} = 1174 \text{ kN} \quad R_{c,d} = 888 \text{ kN}$$

Figura 6.2 Output di calcolo palo di fondazione spalla SP1, VI01 - Viadotto S. Antonio

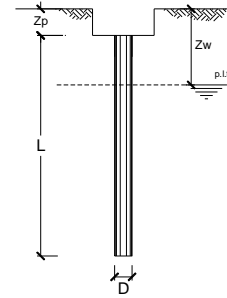
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	0,45	(m)	Area palo	A _p =	0,16	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	z _p =	3,50	(m)	Quota falda da p.c.	z _w =	6,70	(m)
Carico assiale permanente	G ₁ + G ₂ =		(kN)	Carico assiale variabile	Q _k =		(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	11,0	(m)

Coeffizienti parziali		Azioni		Resistenze		
Metodo di calcolo		Y _G	Y _Q	Y _b	Y _s	Y _{st}
S.U.	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,35	1,15
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15
Definiti dal progettista		○	1,00	1,00	1,00	1,00

n	●	○ 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	



PARAMETRI MINIMI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u,med} (kPa)
1	1,00	Coltri detritiche e depositi alluvionali	19,00	20,0	24,0	
2	10,00	Formazione marnoso arenacea	26,00	50,0	40,0	

Coeffizienti di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,59	0,45		
0,36	0,84		

(N.B. Lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

RISULTATI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Valori minimi				
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{b,med} (kN)
1	1,00	Coltri detritiche e depositi alluvionali	28				
2	10,00	Formazione marnoso arenacea	4241	138	163	3000	477

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot Y_G + N_Q \cdot Y_Q$$

$$N_d =$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

Base (R_{b,cal})_{min} = 477 kN

Laterale (R_{s,cal})_{min} = 4270 kN

Totale (R_{c,cal})_{min} = 4747 kN

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = (R_{b,cal})_{min} / \xi_4 = 281 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal})_{min} / \xi_4 = 2511 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2792 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k} / Y_b + R_{s,k} / Y_s \quad R_{t,d} = R_{s,k} / Y_{st}$$

$$R_{c,d} = 2392 \text{ kN} \quad R_{c,d} = 2009 \text{ kN}$$

Figura 6.3 Output di calcolo palo di fondazione pila P1, VI01 - Viadotto S. Antonio

6.1.2. RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Di seguito si riporta il valore della resistenza di un palo soggetto a carichi trasversali per ogni appoggio dell'opera di scavalco VI01, pari al valore minimo ottenuto tra le condizioni di breve e lungo termine e tenuto conto della stratigrafia e della lunghezza dei singoli pali.

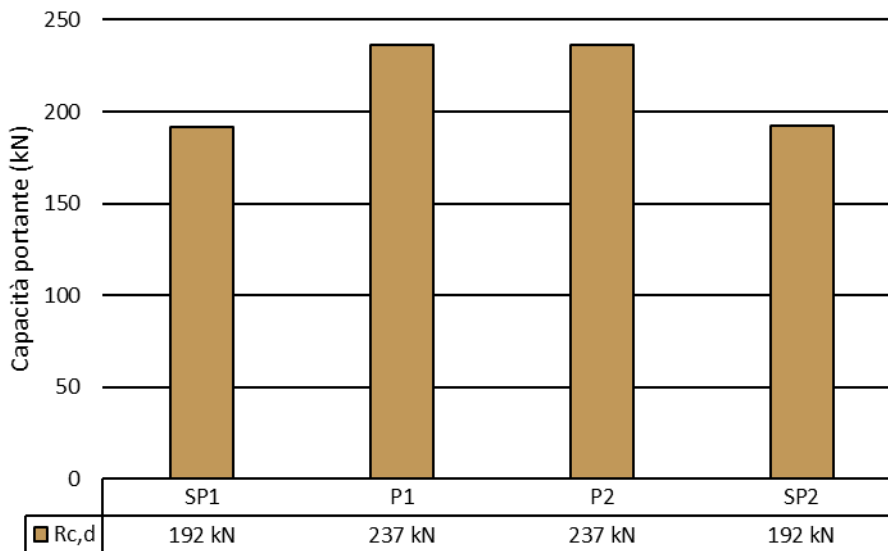


Figura 6.4 Resistenza (H_d) di pali soggetti a carichi trasversali

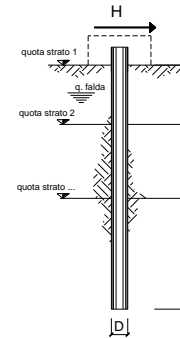
Di seguito si riporta l'output di calcolo rispettivamente per un palo appartenente alla fondazione della spalla SP1 ($L = 10,0$ m) e per un palo appartenente alla fondazione della pila P1 ($L = 11,0$ m).

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

DATI DI INPUT

Coefficients parziali		Azioni		Materiali		Resistenze	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	$\gamma_{p'}$	γ_{cu}	γ_{st}	
SUD	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
Definiti dal progettista		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

n	● 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



Strato	Quota	Tipo di terreno	Parametri del terreno				
			γ	γ'	ϕ'_{min}	k_p	$c_{u,min}$
(-)	(m)		(kN/m^3)	(kN/m^3)	(°)	(-)	(kPa)
1	100,00	Coltri detritiche e depositi alluvioanli	19,00	9,00	24,0	2,37	
2	94,00	Form. marnosa arenacea	26,00	16,00	40,0	4,60	

Quota falda $z_w = 92,2$ (m)
 Diametro palo $D = 0,45$ (m)
 Lunghezza palo $L = 10,0$ (m)
 Momento di plasticizzazione palo $M_y = 529$ (kNm)
 Step di calcolo $\delta = 0,01$ (m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

H_{min}
 Palo lungo 424 kN
 Palo intermedio 1102 kN
 Palo corto 5067 kN

$H_{min} = 424$ kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$H_k = H_{min}/\xi_4 = 250$ kN

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$H_d = H_k/\gamma_t = 192$ kN

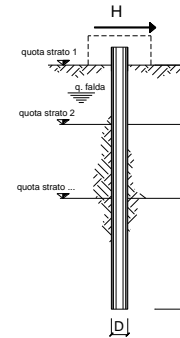
Figura 6.5 Output di calcolo palo di fondazione spalla SP1, VI01 - Viadotto S. Antonio

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

DATI DI INPUT

Coefficients parziali		Azioni		Materiali		Resistenze	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_p	γ_{cu}	γ_{st}	
SUD	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
Definiti dal progettista		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

n	● 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



Strato	Quota	Tipo di terreno	Parametri del terreno				
			γ	γ'	ϕ'_{min}	k_p	$c_{u,min}$
(-)	(m)		(kN/m^3)	(kN/m^3)	(°)	(-)	(kPa)
1	100,00	Coltri detritiche e depositi alluvionali	19,00	9,00	24,0	2,37	
2	99,00	Form. marnosa arenacea	26,00	16,00	40,0	4,60	

Quota falda $z_w = 93,3$ (m)

Diametro palo $D = 0,45$ (m)

Lunghezza palo $L = 11,0$ (m)

Momento di plasticizzazione palo $M_y = 529$ (kNm)

Step di calcolo $\delta = 0,01$ (m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

H_{min}

Palo lungo 523 kN

Palo intermedio 2308 kN

Palo corto 8707 kN

$H_{min} = 523$ kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$H_k = H_{min}/\xi_4 = 308$ kN

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$H_d = H_k/\gamma_t = 237$ kN

Figura 6.6 Output di calcolo palo di fondazione pila P1, VI01 - Viadotto S. Antonio

6.1.3. CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

Di seguito si riporta il valore del cedimento della palificata per ogni appoggio dell'opera di scavalco VI01, con riferimento alla massima sollecitazione agente sul singolo palo in condizioni di SLE.

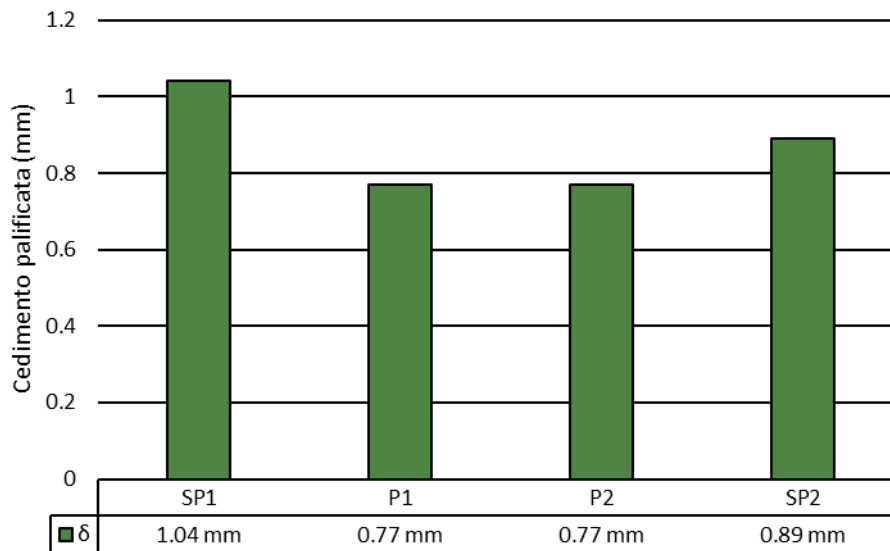


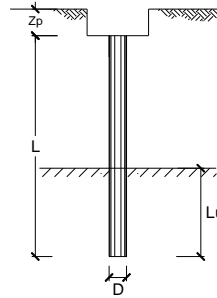
Figura 6.7 Cedimento della palificata in condizioni di SLE

Di seguito si riporta l'output di calcolo per la palificata della spalla SP1 (36 pali Ø450, L = 10,0 m, i = 1,60 m).

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

DATI DI INPUT

Carico sul singolo palo	P =	586	(kN)
Diametro del singolo palo	D =	0.45	(m)
Lunghezza del singolo palo	L =	10.00	(m)
Lunghezza utile del singolo palo	L _u =	4.00	(m)
Modulo di deformazione	E =	1700	(MPa)
Numero pali della palificata	n =	36	
Interasse pali	i =	1.60	(m)



CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

Coefficiente di forma (Poulos e Davis, 1981)			
$\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$	$\beta =$	1.45	
Cedimento del singolo palo			
$\delta = \beta \cdot P / (E \cdot L_u)$	$\delta =$	0.12	(mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

Coefficiente di gruppo (Mandolini <i>et al.</i> , 1997)			
$R = (n \cdot i / L)^{0,5}$	$R =$	2.40	
$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$	$R_g =$	0.23	
Cedimento della palificata			
$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta$	$\delta_p =$	1.04	(mm)

Figura 6.8 Output di calcolo palificata spalla SP1, VI01 - Viadotto S. Antonio

6.1.4. PALI SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

Di seguito si riportano i risultati in termini di spostamento, rotazione e caratteristiche di sollecitazione per un palo impedito di ruotare in testa e soggetto a una forza orizzontale unitaria.

Per l'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali occorre conoscere il coefficiente di reazione orizzontale. Nel caso di rocce, quest'ultimo viene determinato mediante la formula di Chiarugi Maia, secondo la quale il k_h è funzione del modulo edometrico, modulo elastico del palo, diametro del palo, coefficiente di Poisson.

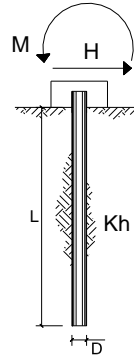
METODO DI CHIARUGI MAIA

$$k_h = \frac{E_d}{D \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{E_d \cdot D^2}{E_p \cdot J} \right)^{\frac{1}{12}}$$

Di seguito si riporta l'output di calcolo per un palo della spalla SP2 (D = 0,45 m, L = 10,0 m).

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	0.45	(m)
Lunghezza palo	L =	10.0	(m)
Momento di inerzia del palo	J =	0.00201	(m ⁴)
Modulo elastico	E _m =	31447	(MPa)
Forza orizzontale in testa	T =	1	(kN)
Momento flettente in testa	M =	0	(kN)



Strato	Spessore (-)	Tipo di terreno	Coefficiente	
			k _h (kN/m ³)	n _h (kN/m ³)
1	5.00	Coltri detritiche e deposito alluvionale	9.8E+03	
2	1.00	Form. marnoso arenacea alterata	2.0E+06	
3	4.00	Form. marnoso arenacea	1.3E+07	

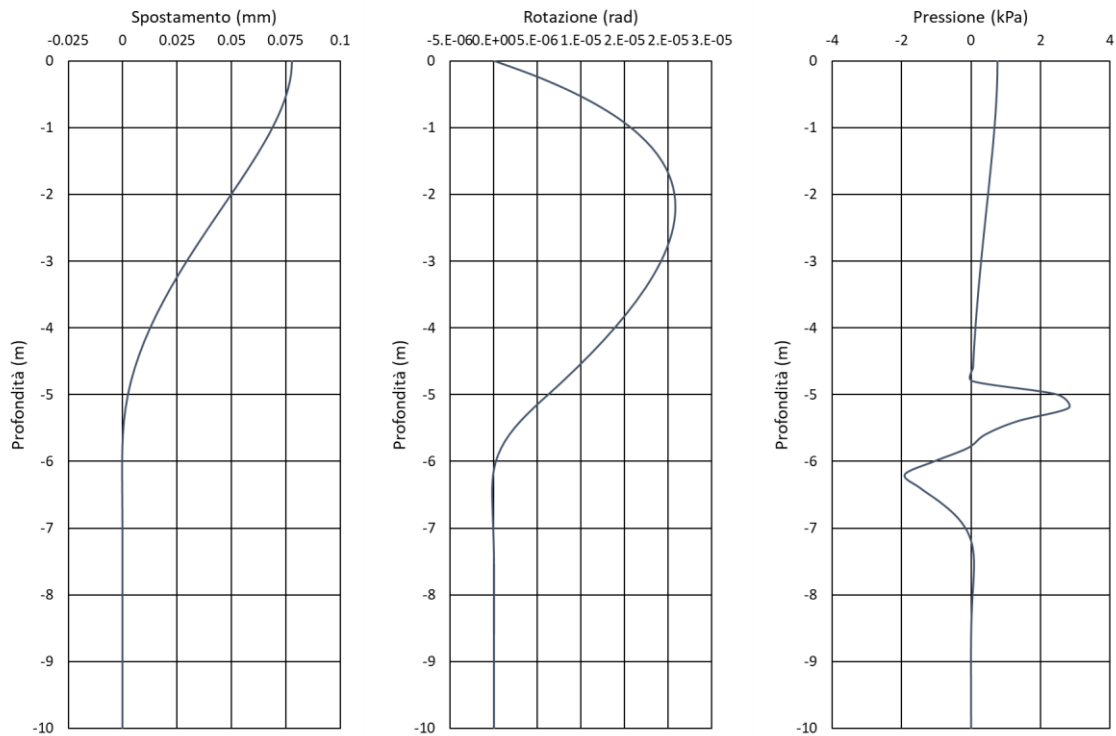


Figura 6.9 Diagramma spostamento, rotazione e pressione in funzione della lunghezza del palo di fondazione, Spalla SP2, VI01 - Viadotto S. Antonio

PROGETTAZIONE ATI:

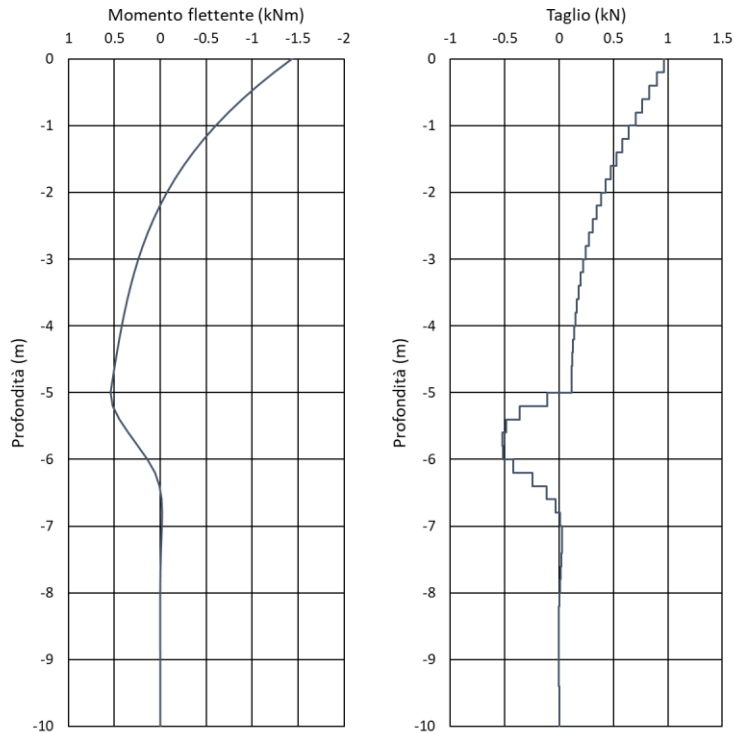
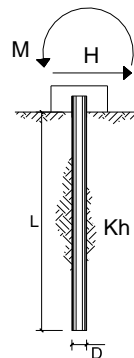


Figura 6.10 Diagramma momento flettente e sforzo di taglio in funzione della lunghezza del palo di fondazione, Spalla SP2, VI01 - Viadotto S. Antonio

Di seguito si riporta l'output di calcolo per un palo della pila P1 (D = 0,45 m, L = 11,0 m).

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	0.45	(m)
Lunghezza palo	L =	11.0	(m)
Momento di inerzia del palo	J =	0.00201	(m ⁴)
Modulo elastico	E _m =	31447	(MPa)
Forza orizzontale in testa	T =	1	(kN)
Momento flettente in testa	M =	0	(kN)



Strato	Spessore (-)	Tipo di terreno	Coefficiente	
			k _h (kN/m ³)	n _h (kN/m ³)
1	1.00	Coltri detritiche e deposito alluvionale	9.8E+03	
2	10.00	Form. marnoso arenacea	1.3E+07	

PROGETTAZIONE ATI:

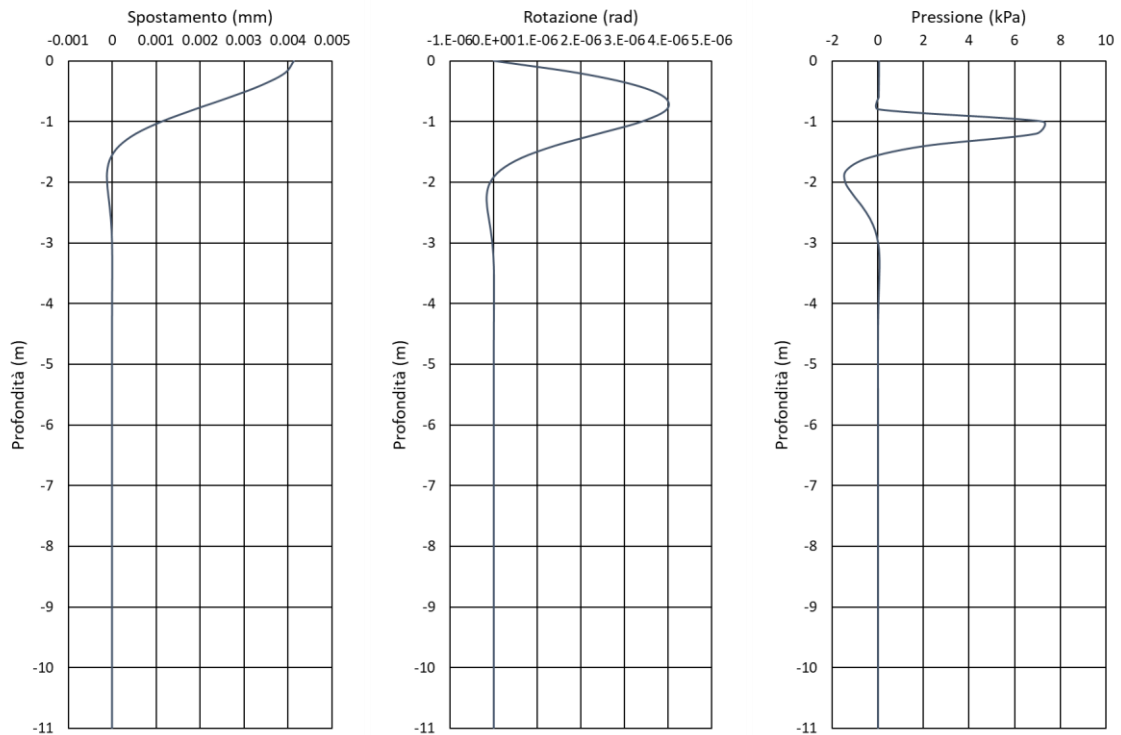


Figura 6.11 Diagramma spostamento, rotazione e pressione in funzione della lunghezza del palo di fondazione, Pila P1, VI01 - Viadotto S. Antonio

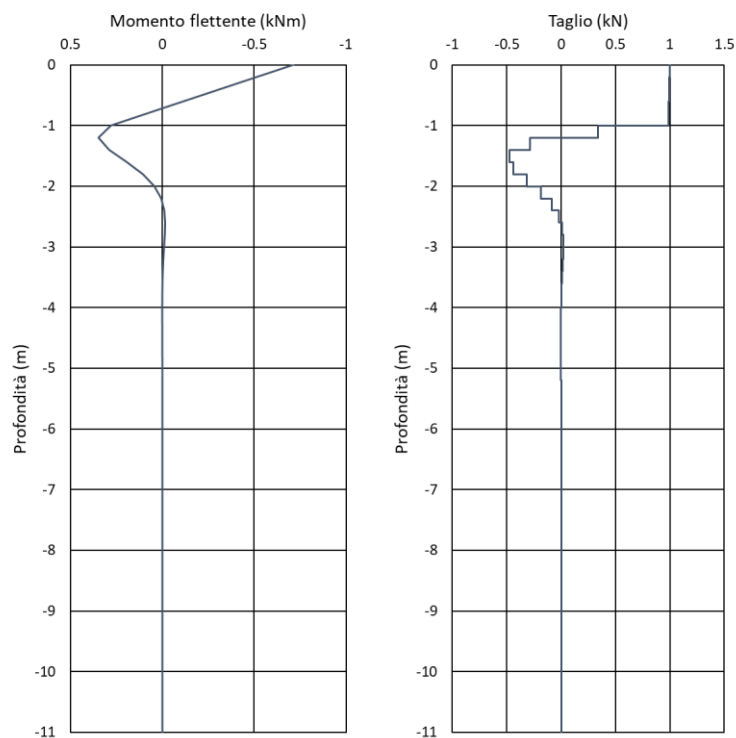


Figura 6.12 Diagramma momento flettente e sforzo di taglio in funzione della lunghezza del palo di fondazione, Pila P1, VI01 - Viadotto S. Antonio

PROGETTAZIONE ATI:

6.2. VI02 - VIADOTTO ROMITO

6.2.1. RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Per tutte le fondazioni e solo per l'unità geotecnica UG3b, cautelativamente, è stato considerato un valore della resistenza allo scorrimento unitaria all'interfaccia palo-terreno costante e pari a $s = 300$ kPa.

Per tutte le fondazioni e solo per l'unità geotecnica UG3b, cautelativamente, è stato considerato un valore della resistenza unitaria alla punta costante e pari a $p = 3000$ kPa.

Di seguito si riporta il valore della resistenza di un palo soggetto a carichi assiali per ogni appoggio dell'opera di scavalco VI02, pari al valore minimo ottenuto tra le condizioni di breve e lungo termine e tenuto conto della stratigrafia e della lunghezza dei singoli pali.

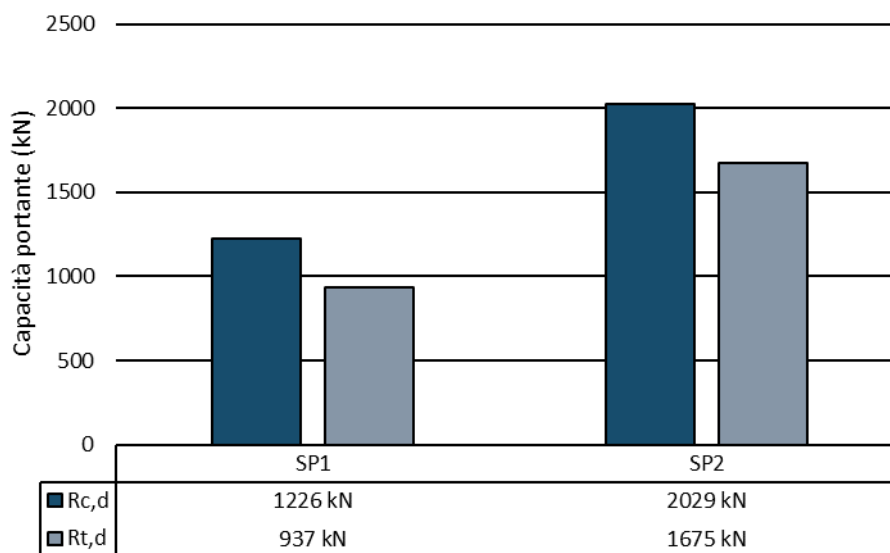


Figura 6.13 Resistenza a compressione ($R_{c,d}$) e a trazione ($R_{t,d}$) di pali soggetti a carichi assiali

Di seguito si riporta l'output di calcolo per un palo appartenente alla fondazione della spalla SP1 ($L = 10,0$ m).

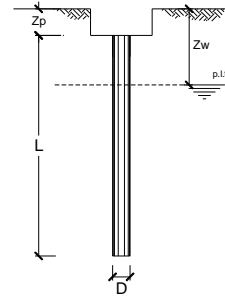
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	0,45	(m)	Area palo	A _p =	0,16	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	z _p =	6,00	(m)	Quota falda da p.c.	z _w =	20,00	(m)
Carico assiale permanente	G ₁ + G ₂ =		(kN)	Carico assiale variabile	Q _k =		(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	10,0	(m)

Coeffizienti parziali		Azioni		Resistenze		
Metodo di calcolo		Y _G	Y _Q	Y _b	Y _s	Y _{st}
S.U.	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,35	1,15
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15
Definiti dal progettista		○	1,00	1,00	1,00	1,00

n	●	○ 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	



PARAMETRI MINIMI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u,med} (kPa)
1	7,00	Form. marnoso arenacea alterata	26,00	30,0	32,0	
2	3,00	Form. marnoso arenacea	26,00	50,0	40,0	

Coeffizienti di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,47	0,62		
0,36	0,84		

(N.B. Lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

RISULTATI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Valori minimi				
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{b,med} (kN)
1	7,00	Form. marnoso arenacea alterata	718				
2	3,00	Form. marnoso arenacea	1272	139	165	3000	477

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot Y_G + N_Q \cdot Y_Q$$

$$N_d =$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

Base (R_{b,cal})_{min} = 477 kN

Laterale (R_{s,cal})_{min} = 1990 kN

Totale (R_{c,cal})_{min} = 2467 kN

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = (R_{b,cal})_{min} / \xi_4 = 281 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal})_{min} / \xi_4 = 1171 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1451 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k} / Y_b + R_{s,k} / Y_s \quad R_{t,d} = R_{s,k} / Y_{st}$$

$$R_{c,d} = 1226 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 937 \text{ kN}$$

Figura 6.14 Output di calcolo palo di fondazione spalla SP1, VI02 - Viadotto Romito

6.2.2. RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Di seguito si riporta il valore della resistenza di un palo soggetto a carichi trasversali per ogni appoggio dell'opera di scavalco VI02, pari al valore minimo ottenuto tra le condizioni di breve e lungo termine e tenuto conto della stratigrafia e della lunghezza dei singoli pali.

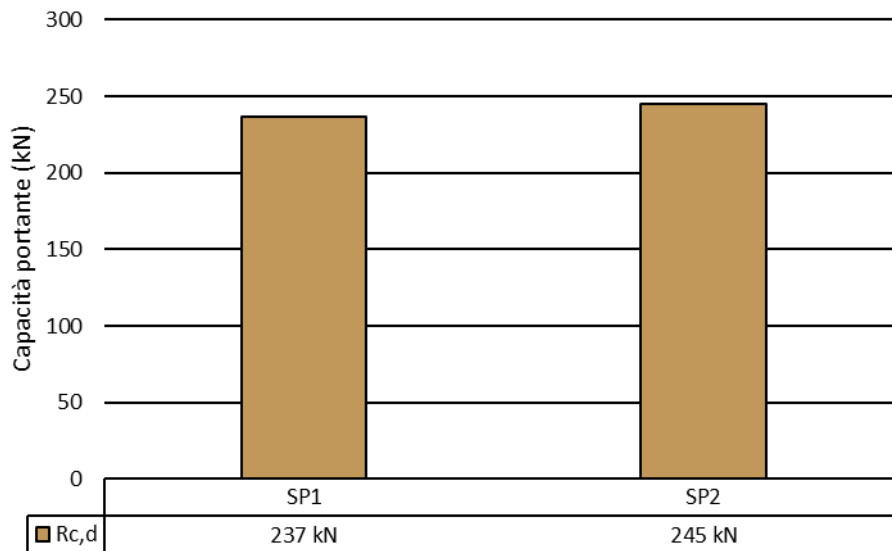


Figura 6.15 Resistenza (Ha) di pali soggetti a carichi trasversali

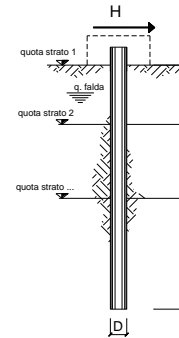
Di seguito si riporta l'output di calcolo per un palo appartenente alla fondazione della spalla SP1 (L = 10,0 m).

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

DATI DI INPUT

Coefficients parziali		Azioni		Materiali		Resistenze	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_p	γ_{cu}	γ_{st}	
SUD	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
Definiti dal progettista		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

n	●	○ 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	



Strato	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				
			γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00	Form. marnoso arenacea alterata	26,00	16,00	32,0	3,25	
2	93,00	Form. marnoso arenacea	26,00	16,00	40,0	4,60	

Quota falda $z_w = 80,0$ (m)
 Diametro palo $D = 0,45$ (m)
 Lunghezza palo $L = 10,0$ (m)
 Momento di plasticizzazione palo $M_y = 529$ (kNm)
 Step di calcolo $\delta = 0,01$ (m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

H_{min}
 Palo lungo 523 kN
 Palo intermedio 1667 kN
 Palo corto 6915 kN

$H_{min} = 523$ kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$H_k = H_{min}/\xi_4 = 307$ kN

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$H_d = H_k/\gamma_t = 237$ kN

Figura 6.16 Output di calcolo palo di fondazione spalla SP1, VI02 - Viadotto Romito

6.2.3. CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

Di seguito si riporta il valore del cedimento della palificata per ogni appoggio dell'opera di scavalco VI02, con riferimento alla massima sollecitazione agente sul singolo palo in condizioni di SLE.



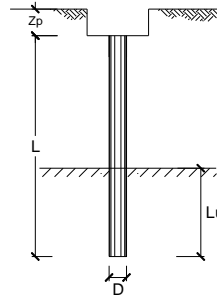
Figura 6.17 Cedimento della palificata in condizioni di SLE

Di seguito si riporta l'output di calcolo per la palificata della spalla SP1 (32 pali $\varnothing 450$, L = 10,0 m, i = 1,40 m).

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

DATI DI INPUT

Carico sul singolo palo	P =	831	(kN)
Diametro del singolo palo	D =	0.45	(m)
Lunghezza del singolo palo	L =	10.00	(m)
Lunghezza utile del singolo palo	L _u =	2.00	(m)
Modulo di deformazione	E =	1700	(MPa)
Numero pali della palificata	n =	32	
Interasse pali	i =	1.40	(m)



CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

Coefficiente di forma (Poulos e Davis, 1981)			
$\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$	$\beta =$	1.15	
Cedimento del singolo palo			
$\delta = \beta \cdot P / (E \cdot L_u)$	$\delta =$	0.28	(mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

Coefficiente di gruppo (Mandolini <i>et al.</i> , 1997)			
$R = (n \cdot i / L)^{0,5}$	R =	2.12	
$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$	R _g =	0.27	
Cedimento della palificata			
$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta$	$\delta_p =$	2.38	(mm)

Figura 6.18 Output di calcolo palificata spalla SP1, VI02 - Viadotto Romito

6.2.4. PALI SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

Di seguito si riportano i risultati in termini di spostamento, rotazione e caratteristiche di sollecitazione per un palo impedito di ruotare in testa e soggetto a una forza orizzontale unitaria.

Per l'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali occorre conoscere il coefficiente di reazione orizzontale. Nel caso di rocce, quest'ultimo viene determinato mediante la formula di Chiarugi Maia, secondo la quale il k_h è funzione del modulo edometrico, modulo elastico del palo, diametro del palo, coefficiente di Poisson.

METODO DI CHIARUGI MAIA

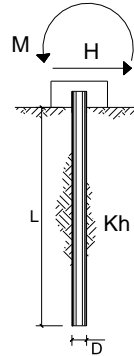
$$k_h = \frac{E_d}{D \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{E_d \cdot D^2}{E_p \cdot J} \right)^{\frac{1}{12}}$$

Di seguito si riporta l'output di calcolo per un palo della spalla SP1 (D = 0,45 m, L = 10,0 m).

PROGETTAZIONE ATI:

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	0.45	(m)
Lunghezza palo	L =	10.0	(m)
Momento di inerzia del palo	J =	0.00201	(m ⁴)
Modulo elastico	E _m =	31447	(MPa)
Forza orizzontale in testa	T =	1	(kN)
Momento flettente in testa	M =	0	(kN)



Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Coefficiente	
			k _h (kN/m ³)	n _h (kN/m ³)
1	7.00	Form. marnoso arenacea alterata	2.0E+06	
2	3.00	Form. marnoso arenacea	1.3E+07	

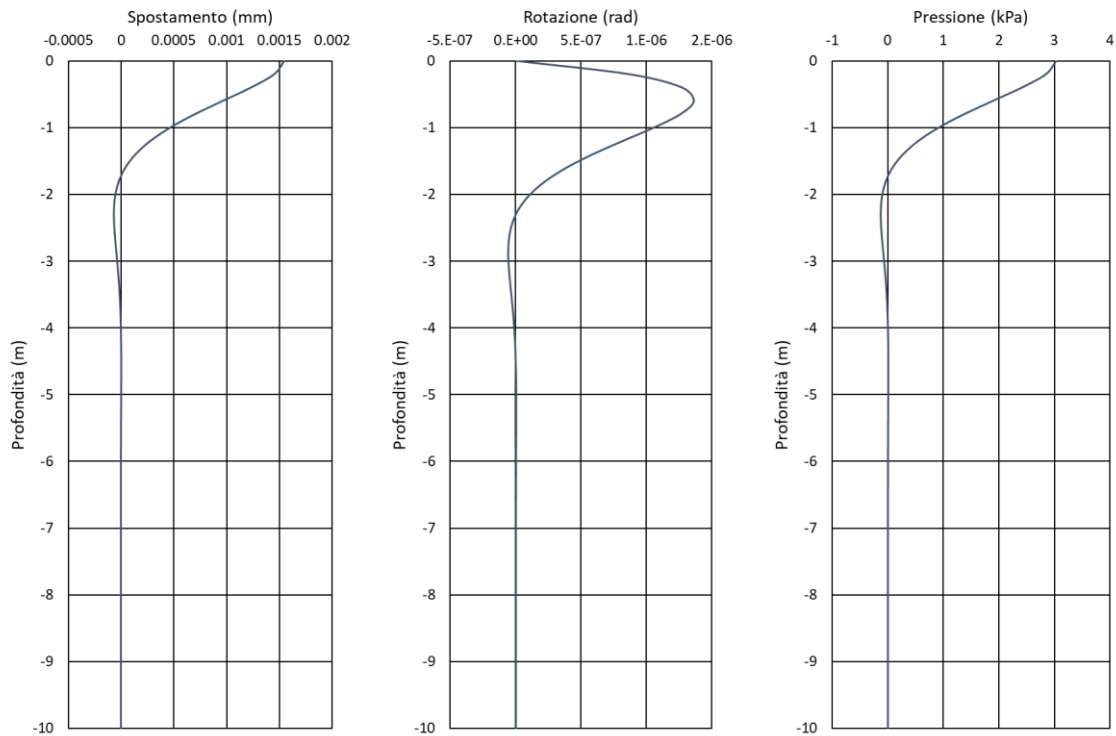


Figura 6.19 Diagramma spostamento, rotazione e pressione in funzione della lunghezza del palo di fondazione, Spalla SP1, VI02 - Viadotto Romito

PROGETTAZIONE ATI:

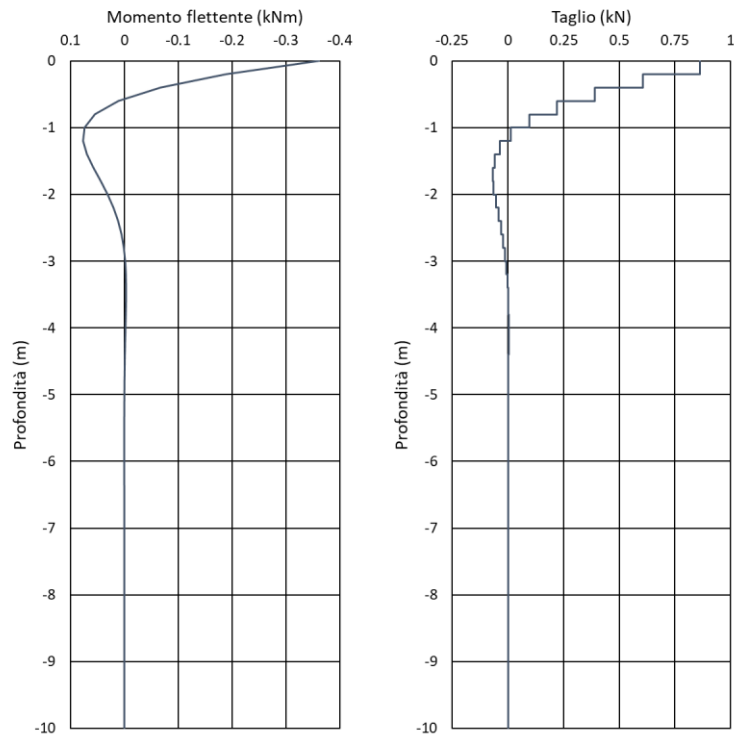


Figura 6.20 Diagramma momento flettente e sforzo di taglio in funzione della lunghezza del palo di fondazione, Spalla SP1, VI02 - Viadotto Romito