

Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICHE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A351113511 settore a-b-c</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA</p> <p>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>IRD IRD ENGINEERING</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>HYpro srl</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p><i>Ing. Paolo Orsini</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p>
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>	<p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</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></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>

STUDI E INDAGINI

Geotecnica

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.	ANNO	T00GEO0GETRE02_A		
DPCA0150	D	23	CODICE ELAB. T00GEO0GETRE02	A	-
D					
C					
B					
A	Emissione		Giugno '23	Bela'	Signorelli
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1	PREMESSA.....	1
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	2
2.1	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	2
3	MATERIALI	3
4	CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE	5
5	METODO DI CALCOLO.....	6
5.1	CRITERI DI VERIFICA	6
5.1.1	Verifica delle prestazioni (SLU)	6
5.1.2	Verifica delle prestazioni (SLE)	7
5.2	OPERE DI FONDAZIONE	8
5.2.1	Fondazioni superficiali.....	8
5.2.2	Fondazioni su pali	11
5.3	OPERE DI SOSTEGNO.....	21
5.3.1	Paratie	21
6	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE FONDAZIONI.....	23
6.1	VIADOTTI.....	23
6.1.1	Viadotto VI01.....	26
6.1.2	Viadotto VI02.....	35
6.1.3	Viadotto VI03.....	40
6.1.4	Viadotto VI04.....	44
6.1.5	Viadotto VI05.....	53
6.1.6	Viadotto VI06.....	60
6.2	GALLERIA ARTIFICIALE	71
6.2.1	Verifiche allo SLU.....	72
6.2.2	Verifiche allo SLV	74
6.2.3	Verifiche allo SLE	75
7	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE OPERE PROVVISORIALI	77
7.1	PARATIE.....	77
7.1.1	Risultati delle analisi numeriche	81

PROGETTAZIONE ATI:

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è parte integrante della documentazione per il progetto definitivo della S.S. 195 "Sulcitana", tratto Cagliari - Pula, Opera Connessa Nord.

Nella presente relazione vengono esaminati e sviluppati i seguenti aspetti:

- verifiche allo SLU e allo SLE delle fondazioni di opere a cielo aperto;
- verifiche allo SLU e allo SLE opere provvisoriale necessarie per l'esecuzione delle fondazioni di opere a cielo aperto.

progettazione ati:

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

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] **UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 -** Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- [4] **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 -** Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- [5] **UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 -** Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

progettazione ati:

3 MATERIALI

Calcestruzzo conforme UNI EN 206-1

Classe di resistenza C35/45

SLU

$R_{ck} \geq 45$ MPa	Resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)
$\gamma_c = 1,5$	Coefficiente parziale per SLU
$\alpha_{cc} = 0,85$	Fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 37,35$ MPa	Resistenza a compressione cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45,35$ MPa	Resistenza a compressione cilindrica media per SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,17$ MPa	Resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3} = 3,35$ MPa	Resistenza a trazione media
$f_{ctk} (0,05) = 0,7 f_{ctm} = 2,35$ MPa	Resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctk} (0,95) = 1,3 f_{ctm} = 4,36$ MPa	Resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctd} = f_{ctk} (0,05) / \gamma_c = 1,56$ MPa	Resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 4,02$ MPa	Resistenza a trazione per flessione media
$f_{ctk} (0,05) = 0,7 f_{ctm} = 2,82$ MPa	Resistenza a trazione per flessione caratteristica
$f_{ctk} (0,95) = 1,3 f_{ctm} = 5,23$ MPa	Resistenza a trazione per flessione caratteristica
$E_{C,m} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3} = 34625$ MPa	Modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2,79$ MPa	Stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 22,41$ MPa	Stato limite delle tensioni di esercizio (Comb. rara)
$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 16,81$ MPa	Stato limite delle tensioni di esercizio (Comb. quasi perm.)

Acciaio per cemento armato B450C

SLU

$f_{yk} \geq 450$ MPa	Tensione di snervamento caratteristica
-----------------------	--

progettazione ati:

$\gamma_s = 1,15$	Coefficiente parziale per SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ MPa}$	Tensione di snervamento di progetto
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	Modulo di elasticità

SLE

$\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$	Stato limite delle tensioni di esercizio
$n = 15$	Coefficiente di omogeneizzazione

Acciaio da carpenteria

Tipo S240 GP per strutture in acciaio in accordo UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1.

$f_{tk} \geq 340 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$	Tensione di rottura caratteristica
$f_{yk} \geq 240 \text{ MPa}$	Tensione di snervamento caratteristica
$\gamma_s = 1,05$	Coefficiente parziale per SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 228,57 \text{ MPa}$	Tensione di snervamento di progetto

progettazione ati:

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 materiale a prevalente componente ghiaiosa in matrice sabbiosa limosa. Il secondo, tipicamente più profondo, è costituito da materiale a prevalente componente sabbiosa in matrice limosa argillosa. In entrambi gli orizzontamenti è possibile rintracciare lenti di materiale fortemente coesivo.

Con riferimento alla caratterizzazione dei litotipi contenuta nella relazione geologica (*codice elaborato T00GE00GEORE01*) e nella relazione geotecnica (*codice elaborato T00GE00GETRE01*), le proprietà geotecniche delle formazioni su cui si impostano le fondazioni delle singole opere e di interesse ai fini delle verifiche contenute nella presente relazione sono di seguito riportate.

UG1a – Deposito ghiaioso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 34^\circ \div 38^\circ$
Modulo di Young	$E = 40 \div 100 \text{ MPa}$

UG1b - Deposito sabbioso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$
Modulo di Young	$E = 20 \div 80 \text{ MPa}$

UG1c - Deposito limoso argilloso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 15 \div 20 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 26^\circ \div 28^\circ$
Coesione non drenata	$c_u = 50 \div 200 \text{ kPa}$
Modulo di Young	$E = 10 \div 30 \text{ MPa}$

UG2 - Deposito sabbioso ghiaioso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 28^\circ \div 32^\circ$
Modulo di Young	$E = 20 \div 30 \text{ MPa}$

progettazione ati:

5 METODO DI CALCOLO

5.1 CRITERI DI VERIFICA

5.1.1 Verifica delle prestazioni (SLU)

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

Le verifiche sono state eseguite in accordo al [1].

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.

progettazione ati:

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

Resistenza

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
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_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.

5.1.2 Verifica delle prestazioni (SLE)

La verifica agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) prevede che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d risulti minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni C_d cioè che venga rispettata la seguente condizione:

progettazione ati:

$$E_d \leq C_d$$

Nel caso in esame si sono valutati gli spostamenti corrispondenti agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e dei manufatti adiacenti.

5.2 OPERE DI FONDAZIONE

5.2.1 Fondazioni superficiali

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 dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

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 e Tabella 5-3.

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

Tabella 5-3 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I [1])

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si deve verificare il rispetto della condizione $E_d \leq C_d$, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

5.2.1.1 Carico limite verticale

L'espressione generale per il calcolo del carico limite fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

nella quale:

progettazione ati:

- N_c, N_q, N_g fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_g fattori di forma della fondazione;
- d_c, d_q, d_g fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- i_c, i_q, i_g fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_g fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_c, g_q, g_g fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- ψ_c, ψ_q, ψ_g fattori correttivi che tengono conto del fenomeno di punzonamento.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_g si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi}$$

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

$$N_g = 2(N_q + 1) \tan \varphi$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_f - 2e_B$$

$$L = L_f - 2e_L$$

dove B_f e L_f sono le dimensioni della fondazione reale.

Fattori di forma

$$s_q = s_c = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1}(D/B) \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$d_g = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

progettazione ati:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \varphi}\right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \varphi}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

Fattori di inclinazione del pendio

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

In termini di tensioni totali, facendo riferimento alla soluzione di Prandtl (1921) e alle successive generalizzazioni, la capacità portante limite si calcola con l'espressione:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

dove $N_c = 2 + \pi$.

Fattori di forma

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \frac{D}{B} \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \tan^{-1}(D/B) \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

progettazione ati:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

Fattori di inclinazione del pendio

Il caso di piano campagna inclinato comporta l'applicazione del fattore correttivo e l'aggiunta nell'espressione del carico limite del termine

$$\frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

$$N_\gamma = -2 \sin \omega$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

5.2.1.2 Carico limite orizzontale

La resistenza di calcolo allo scorrimento del piano di posa della fondazione è espressa dalla relazione:

$$q_{lim} = c + \frac{N}{A} \tan \varphi$$

nella quale si assume che il contatto tra fondazione e terreno abbia le stesse caratteristiche di resistenza del terreno.

5.2.2 Fondazioni su pali

Le verifiche delle fondazioni su pali allo SLU 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;

progettazione ati:

- 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 5-4 e Tabella 5-6.

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 5-4.

Tabella 5-4 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	1,30
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 5-5, 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 5-5 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

progettazione ati:

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 5-6.

Tabella 5-6 Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI [1])

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

Le verifiche delle fondazioni su pali allo SLE sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

5.2.2.1 Carico limite verticale (pali trivellati di grande diametro)

Il carico limite Q_{lim} di un palo 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.

progettazione ati:

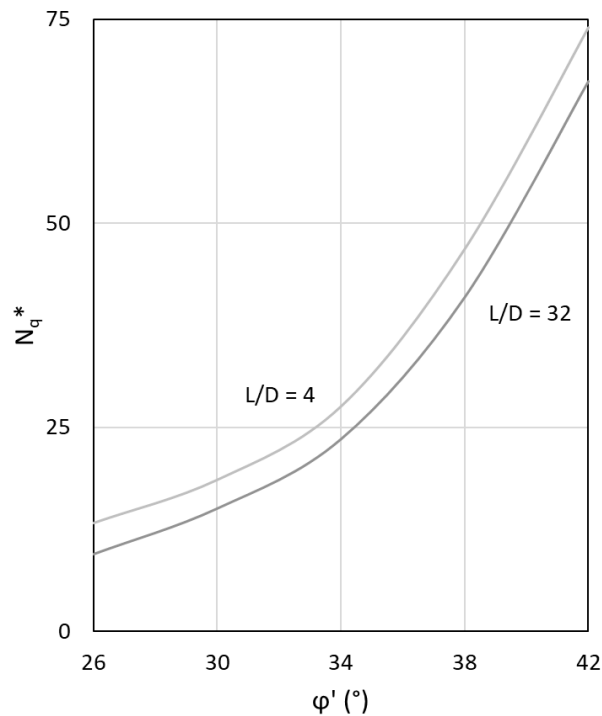


Figura 5.1 Valori di N_{q^*} secondo Berezantzev et al. (1961)

In condizioni non drenate si assume $c = c_u$ e $\varphi = 0$; 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 $\tan\varphi'$.

progettazione ati:

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:

$$s = \alpha c_u$$

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:

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

5.2.2.2 Carico limite orizzontale (pali trivellati di grande diametro e micropali)

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

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

progettazione ati:

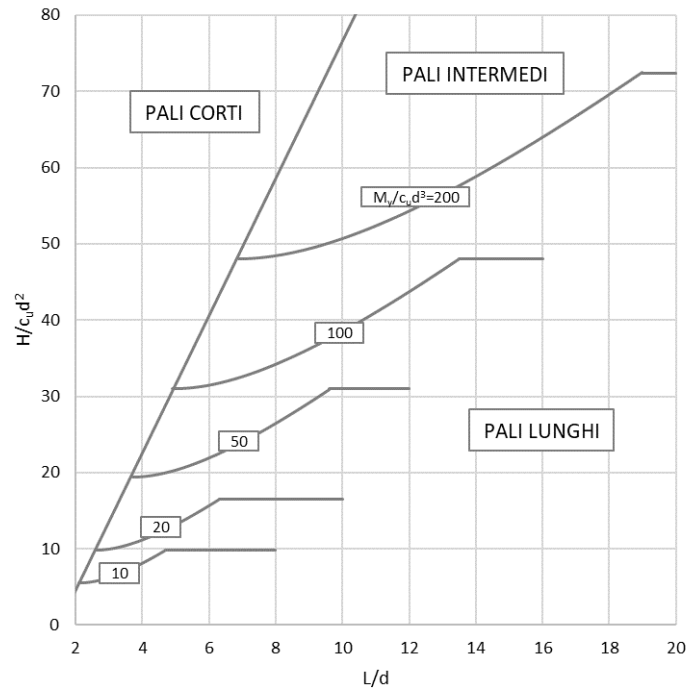


Figura 5.2 Valore limite di H per pali corti, intermedi e lunghi impediti di ruotare in testa, terreni coesivi

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

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

- palo lungo

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

progettazione ati:

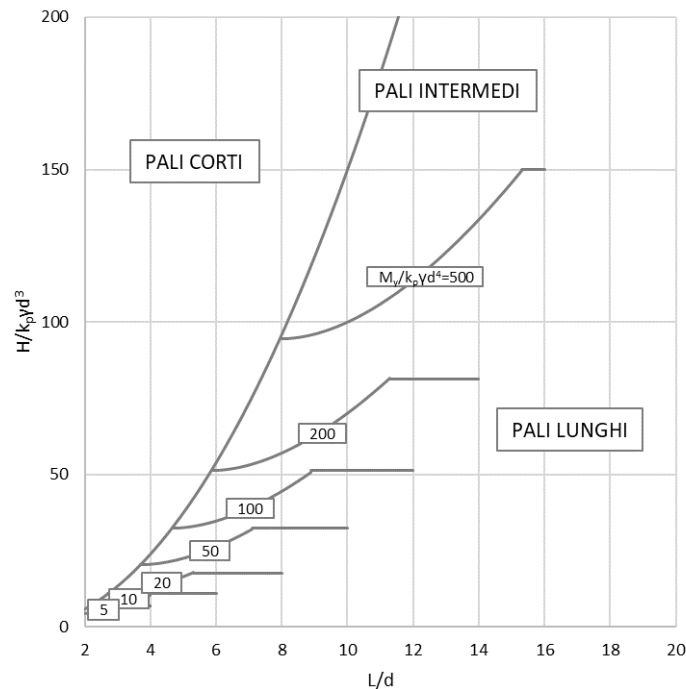


Figura 5.3 Valore limite di H per pali corti, intermedi e lunghi impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti

5.2.2.3 Carico limite verticale (micropali)

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

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d_s L_s s$$

nella quale d_s è il diametro e L_s la lunghezza della zona iniettata; s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Si assume $d_s = \alpha d$, dove d è il diametro della perforazione e α è un coefficiente maggiorativo; i valori di α da adottare sono riportati nella Tabella 5-7.

Tabella 5-7 Valori del coefficiente alpha; $V_s = L_s \cdot \pi d_s^2 / 4$

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s

progettazione ati:

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	IRS: (1,5 ÷ 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) V_s ; IGU: (1,5 ÷ 2) V_s
Marne	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) V_s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 ÷ 1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati

I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nella Figura 5.4 e Figura 5.5, alle quali è associata la Tabella 5-8.

La caratterizzazione del terreno è basata essenzialmente sui valori delle pressione limite p_l determinata con il pressimetro Ménard, ma possono essere utilizzate anche prove SPT.

Tabella 5-8 Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG. 1	SG.2
Limo e argilla	AL. 1	AL. 2

progettazione ati:

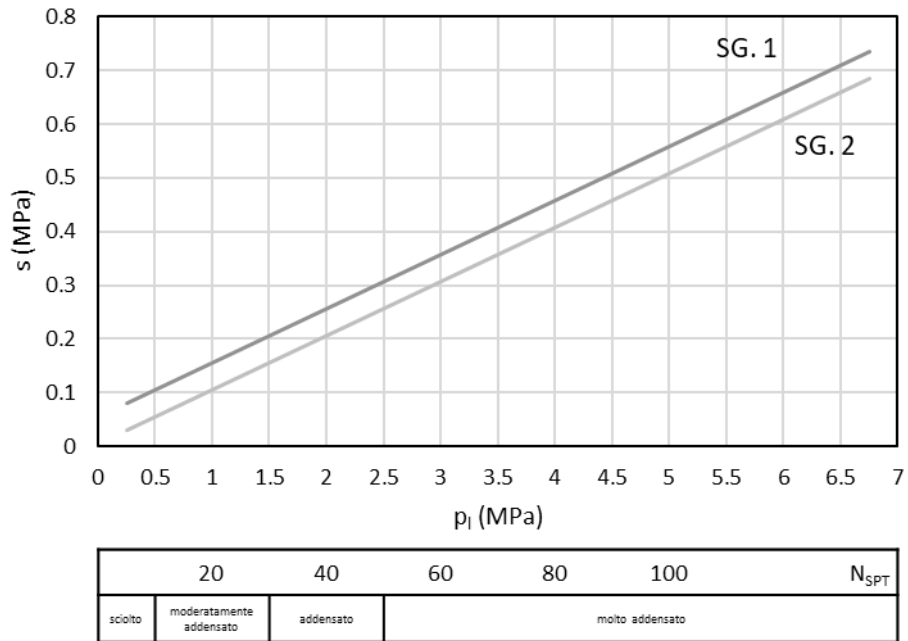


Figura 5.4 Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

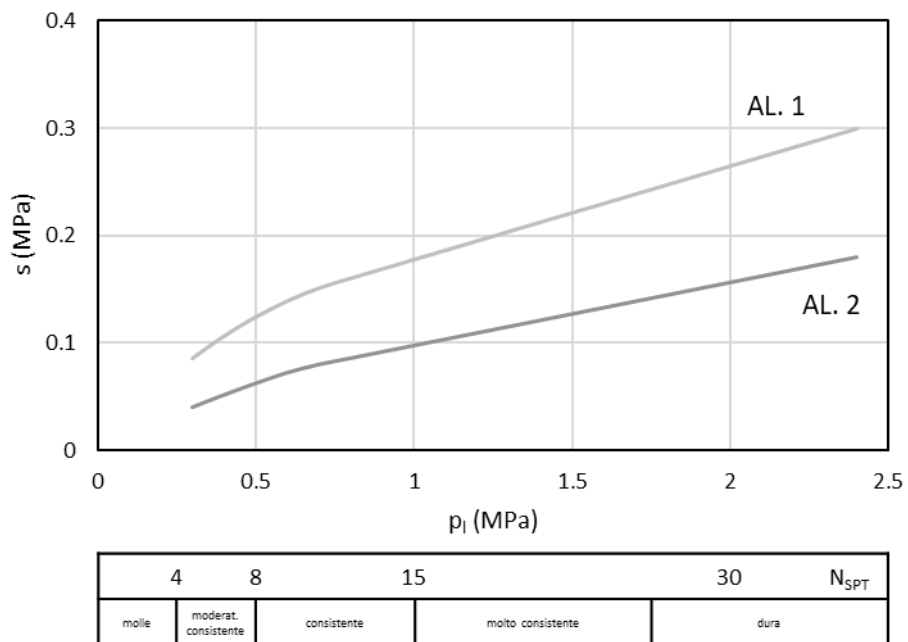


Figura 5.5 Abaco per il calcolo di s per argille e limi

Per quanto riguarda la resistenza alla punta P, spesso essa viene assunta pari al 10-15% della resistenza laterale S. Si assume allora $Q_{lim} = 1,15sL_s\pi ad$.

progettazione ati:

5.2.2.4 Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo del cedimento del singolo palo, i vari approcci e modelli di sottosuolo prescelti conducono ad espressioni del cedimento del palo isolato del tipo:

$$\delta = \beta \cdot N / (E \cdot L)$$

dove β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato, N è il carico caratteristico agente, E è il modulo elastico del terreno e L è la lunghezza del palo.

Nel caso di pali realizzati in terreni stratificati, la lunghezza utile L_u al fine del calcolo dei cedimenti e da introdurre nelle formule, è quella del tratto di palo ammorsato negli strati inferiori più rigidi. Il modulo elastico E da introdurre è quello dello strato di terreno in cui è ammorsato il palo o, nel caso in cui siano presenti più strati, quello di un unico strato omogeneizzato.

Per l'espressione di β si può fare riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$$

5.2.2.5 Calcolo della costante di Winkler: pali soggetti a carichi orizzontali

Per il calcolo della costante di Winkler per pali soggetti a carichi orizzontali k_h si usano due diverse trattazioni a seconda che si tratti di terreni incoerenti o terreni coesivi.

Terreni incoerenti

Per terreni incoerenti si fa riferimento all'espressione di Matlock e Reese (1956), che assume k_h variabile linearmente con la profondità, e per la quale si considera una legge di questo tipo:

$$k_h = n_h \cdot z/D$$

dove il valore di n_h dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno della falda, e può essere ottenuto dalla seguente espressione:

$$n_h = A \cdot \gamma / 1,35$$

Terreni coesivi

Nel caso di terreni coesivi sovraconsolidati si considera un andamento di k_h uniforme con la profondità, e per il quale si considera una legge di questo tipo:

$$k_h = 0,12 \cdot K^*/B$$

5.2.2.6 Calcolo della costante di Winkler: pali soggetti a carichi verticali

Per il calcolo della costante di Winkler per pali soggetti a carichi verticali k_w si fa riferimento al metodo di Randolph e Wroth (1978), il quale considera il palo immerso in un mezzo elastico, ed esamina separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo, le due soluzioni vengono poi sovrapposte. Secondo questo metodo si calcola quindi:

$$k_w = k_s + k_b$$

dove k_s rappresenta la rigidità della molla laterale e k_b la rigidità della molla alla base del palo.

progettazione ati:

$$k_s = 2\pi L G_m / \zeta$$

$$k_b = 4r_b G_b / (1 - \nu)$$

I parametri utilizzati dal modello sono:

$r_0 = D/2$ rappresenta il raggio del palo

r_b è il raggio alla base

L è la lunghezza del palo

ζ è un coefficiente che tiene conto dell'ampiezza r_m del campo deformativo che si sviluppa intorno al palo di raggio r_0

$\xi = G_L / G_b$ è il rapporto tra i moduli di taglio alla profondità $z = L$, per pali poggianti su di uno strato di elevata rigidità

$\rho = G_m / G_L$ è il fattore di non omogeneità del terreno laterale, per pali immersi in un terreno con rigidità variabile

G_m rappresenta il valore medio del modulo di elasticità trasversale fra la superficie e la profondità L

G_L è il valore medio del modulo di elasticità trasversale alla profondità L

G_b è il modulo di elasticità trasversale del materiale al di sotto della base del palo

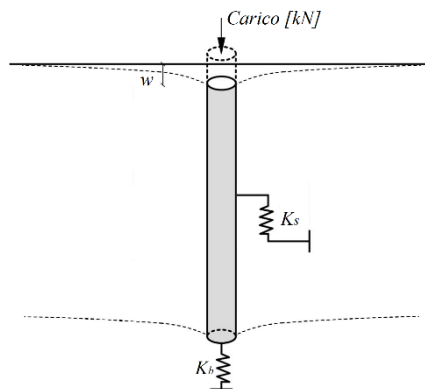


Figura 5.6 Modello teorico secondo Randolph e Wroth (1978)

5.3 OPERE DI SOSTEGNO

5.3.1 Paratie

Le verifiche delle paratie 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)*

progettazione ati:

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 5-1, Tabella 5-2 e Tabella 5-9.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 5-1 e Tabella 5-2, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Tabella 5-9 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tab. 6.8.I [1])

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

progettazione ati:

6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE FONDAZIONI

6.1 VIADOTTI

Le fondazioni dei viadotti VI01, VI02, VI04, VI05 e VI06 sono realizzate mediante pali trivellati ad elica continua con diametro pari $D = 1$ m e lunghezze variabili tra 20 m e 30 m. La tipologia di palo è stata definita con riferimento al modello geologico e geotecnico, all'interno dei quali si individua la presenza di strati di terreno principalmente a grana grossa (depositi da ghiaiosi a sabbiosi) e caratterizzati da lenti di materiale coesivo (depositi limosi argillosi). Viste le litologie attraversate, tale tecnologia risulta ideale in quanto con questo sistema le pareti del foro sono sempre sostenute, sia durante la trivellazione, sia durante il getto.

Le fondazioni del viadotto VI03 sono invece realizzate mediante micropali $\varnothing 240$ con lunghezza pari a 15 m.

Stratigrafia del terreno

Data la sostanziale uniformità delle tipologie di terreno incontrate nella tratta in esame, si assume una stratigrafia di riferimento (ST1), costituita da due orizzontamenti. Il primo strato, rappresentato dal deposito ghiaioso (UG1a), presenta uno spessore pari a 5 m. Il secondo strato, rappresentato dal deposito sabbioso (UG1b), ha uno spessore tale da raggiungere la base del singolo palo. La falda si considera cautelativamente a 7 m dal p.c.

Tabella 6-1 Successione stratigrafica di riferimento ST1

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c_u (kPa)
1	UG1a - Deposito ghiaioso	5,00	20,0	0	34 ÷ 38	-
2	UG1b - Deposito sabbioso	25,0	19,0	0	32 ÷ 36	-

La stratigrafia sopra riportata è assunta per tutti i viadotti eccetto che per il viadotto VI02, per il quale si assume la seguente successione stratigrafica (ST2). La falda si considera cautelativamente a 7 m dal p.c.

Tabella 6-2 Successione stratigrafica ST2

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c_u (kPa)
1	UG1a - Deposito ghiaioso	5,00	20,0	0	34 ÷ 38	-
2	UG1b - Deposito sabbioso	15,0	19,0	0	32 ÷ 36	-
3	UG1c - Deposito limoso argilloso	3,00	19,0	15 ÷ 30	26 ÷ 28	50 ÷ 200
4	UG1b - Deposito sabbioso	7,00	19,0	0	32 ÷ 36	

progettazione ati:

Calcolo della costante di Winkler: pali soggetti a carichi orizzontali

La valutazione della costante di Winkler k_h per i pali di fondazione dei viadotti in esame è stata effettuata secondo l'espressione di Matlock e Reese (1956) (§ 5.2.2.5) e con riferimento alla successione stratigrafica ST1 di cui sopra.

Il calcolo viene eseguito attraverso i seguenti passi:

- i. si calcola il valore del coefficiente A in funzione della densità relativa D_R ;
- ii. si calcola il valore di n_h [N/cm³]

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35}$$

- iii. si calcola il corrispettivo valore di k_h [kg/cm³]

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{D}$$

DATI DI INPUT

Peso dell'unità di volume di terreno saturo	$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
Diametro del palo	$D = 100 \text{ cm}$
Densità relativa	$D_R = 50\%$

RISULTATI

Coefficiente A (interpolazione)	$A = 650$
Valore di n_h	$n_h = 9,15 \text{ N/cm}^3$

Il valore della rigidezza della molla orizzontale k_h può essere allora calcolato in funzione della profondità.

Calcolo della costante di Winkler: pali soggetti a carichi verticali

La valutazione della costante di Winkler k_w per i pali di fondazione dei viadotti in esame è stata effettuata secondo l'espressione di Randolph e Wroth (1978) (§ 5.2.2.6) e con riferimento alla successione stratigrafica ST1 di cui sopra.

Il calcolo viene eseguito attraverso i seguenti passi:

- i. si calcola il valore medio del modulo di taglio del terreno laterale G_m [MPa];
- ii. si calcola il rapporto ξ tra i moduli di taglio G_L e G_b alla profondità $z = L$

$$\xi = \frac{G_L}{G_b}$$

progettazione ati:

- iii. si calcola il fattore di non omogeneità ρ del terreno laterale (per i pali immersi in un terreno con rigidezza variabile)

$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$

- iv. si calcola il raggio massimo al di là del quale non si ha più alcuna deformazione (distanza di estinzione)

$$r_m = \{0,25 + [2,5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0,25] \cdot \xi\} \cdot L$$

- v. si calcola il coefficiente ζ che tiene conto dell'ampiezza r_m del campo deformativo che si sviluppa intorno al palo di raggio r_0

$$\zeta = \ln\left(\frac{2 \cdot r_m}{D}\right)$$

- vi. si calcolano i valori di rigidezza delle molle che simulano la connessione tra pali e terreno lungo il fusto, k_s , secondo Randolph e Wroth (1978) e alla base, k_b , secondo Timoshenko e Goodier (1970)

$$k_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot G_m \cdot L}{\zeta} \quad k_b = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{1 - \nu}$$

- vii. si calcola la rigidezza totale k_w

$$k_w = k_s + k_b$$

Di seguito si riporta il calcolo della rigidezza totale della molla verticale k_w per un palo di diametro pari a $D = 1$ m e lunghezza pari a $L = 25$ m.

DATI DI INPUT

Diametro del palo lungo il fusto	$D_0 = 1$ m
Diametro del palo alla base	$D_b = 1$ m
Lunghezza del palo	$L = 25$ m
Modulo di taglio del terreno laterale a profondità $z = 0$	$G_0 = 10$ MPa
Modulo di taglio del terreno laterale a profondità $z = L$	$G_L = 20$ MPa
Modulo di taglio del terreno sotto la base del palo	$G_b = 20$ MPa
Modulo di Poisson del terreno laterale	$\nu_s = 0,3$
Modulo di Poisson del terreno sotto la base del palo	$\nu_b = 0,3$

RISULTATI

Valore medio del modulo di taglio del terreno laterale a profondità	$G_m = 15$ MPa
Rapporto tra i moduli di taglio alla profondità $z = L$	$\xi = 1$
Fattore di non omogeneità del terreno laterale	$\rho = 0,75$

progettazione ati:

Distanza alla quale la deformazione è trascurabile	$r_m = 32,81 \text{ m}$
Coefficiente di influenza della deformazione	$\zeta = 4,18$
Rigidezza molla laterale k_s	563,15 MN/m = 73,12 kg/cm ³
Rigidezza molla alla base k_b	57,14 MN/m = 7,42 kg/cm ³
Rigidezza totale molla verticale k_w	620,29 MN/m = 80,53 kg/cm ³

6.1.1 Viadotto VI01

Le fondazioni del viadotto VI01 sono realizzate mediante pali trivellati ad elica continua con diametro pari a $D = 1 \text{ m}$ e lunghezza pari a $L = 30 \text{ m}$.

Nella Tabella 6-3 e nella Tabella 6-4 si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione utilizzate per le verifiche geotecniche.

Tabella 6-3 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla A e B, viadotto VI01

Spalla A e B	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	5447	5101	605	747
SLV	4094	2363	633	740
SLE	4057	-	-	-

Tabella 6-4 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, pila 1 e 2, viadotto VI01

Pila 1 e 2	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	4285	2242	129	187
SLV	3122	2050	154	409
SLE	3187	-	-	-

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione con riferimento alla combinazione di carico più gravosa allo SLU e allo SLE. Le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni drenate.

progettazione ati:

6.1.1.1 Spalla A e B

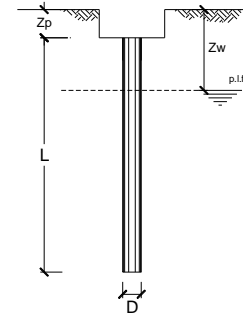
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	5447	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	$L =$	30,0	(m)

Coefficienti parziali Metodo di calcolo		Azioni		Resistenze			
		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	25,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	25,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{b,med} (kN)	Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{b,min} (kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	25,00	Deposito sabbioso	5896	24	0	8682	6819	5825	19	0	6800	5340

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 5447 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 6819 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 6320 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 13138 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 5340 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 6246 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 11586 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 3141 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 3674 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6815 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 5611 \text{ kN}$$

Confronto: 5447 kN (= N_{Ed}) < 5611 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

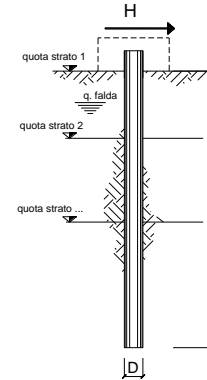
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficienti parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30

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 (-)	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno							
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00		Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	30,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}		H_{min}
Palo lungo	1655 kN		1610 kN
Palo intermedio	19073 kN		17544 kN
Palo corto	64355 kN		59209 kN

$H_{med} = 1655 \text{ kN}$ Palo lungo $H_{min} = 1610 \text{ kN}$ Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$$

Confronto: $633 \text{ kN} (= V_{Ed}) < 728 \text{ kN} (= V_{Rd})$

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

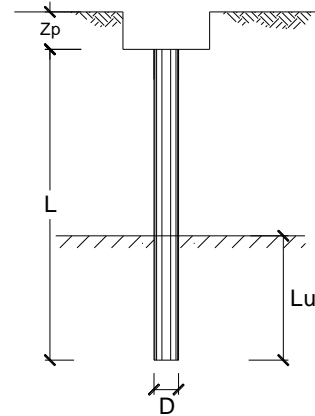
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	30,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_u =$	30,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	35	(MPa)
Carico assiale	N =	4057	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_u)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$	$\beta =$	1,98	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	8	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 8$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.1.1.2 Pila 1 e 2

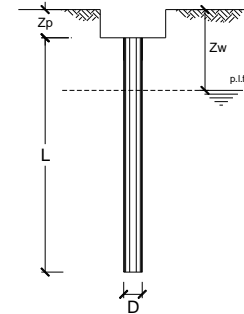
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	4285	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	30,0	(m)

Coefficients parziali		Azioni		Resistenze			
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	25,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficients di calcolo			
k	μ	a	α
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	25,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficients di calcolo			
k	μ	a	α
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	25,00	Deposito sabbioso	5896	24	0	8682	6819	5825	19	0	6800	5340

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 4285 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 6819 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 6320 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 13138 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 5340 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 6246 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 11586 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 3141 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 3674 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6815 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 5611 \text{ kN}$$

Confronto: 4285 kN (= N_{Ed}) < 5611 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

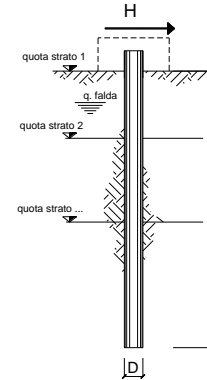
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficienti parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30

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 (-)	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno							
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00		Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	30,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}		H_{min}	
Palo lungo	1655 kN		1610 kN	
Palo intermedio	19073 kN		17544 kN	
Palo corto	64355 kN		59209 kN	
	$H_{med} =$	1655 kN	Palo lungo	$H_{min} =$ 1610 kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$$

Confronto: 154 kN (= V_{Ed}) < 728 kN (= V_{Rd})

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

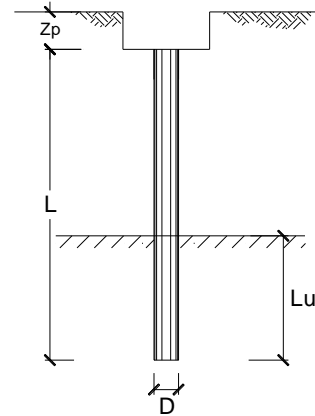
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	30,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_U =$	30,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	35	(MPa)
Carico assiale	N =	3187	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_U)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_U/D)$	$\beta =$	1,98	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	6	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 6$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.1.2 Viadotto VI02

Le fondazioni del viadotto VI02 sono realizzate mediante pali trivellati ad elica continua con diametro pari a $D = 1$ m e lunghezza pari a $L = 30$ m.

Nella Tabella 6-5 si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione utilizzate per le verifiche geotecniche.

Tabella 6-5 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla A e B, viadotto VI02

Spalla A e B	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	4678	2122	391	867
SLV	2650	1722	502	1003
SLE	3482	-	-	-

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione con riferimento alla combinazione di carico più gravosa allo SLU e allo SLE. Le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni non drenate.

progettazione ati:

6.1.2.1 Spalla A e B

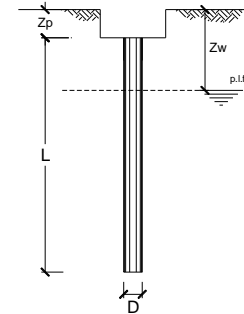
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	4678	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	30,0	(m)

Coefficienti parziali		Azioni		Resistenze			
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	15,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	
3	3,00	Deposito limoso argilloso	19,00	22,5	27,0	125,0
4	7,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,41	0,73		
0,44	0,67		
0,55	0,51		0,35
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	15,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	
3	3,00	Deposito limoso argilloso	19,00	15,0	26,0	50,0
4	7,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,44	0,67		
0,47	0,62		
0,56	0,49		0,50
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	15,00	Deposito sabbioso	2907					2872				
3	3,00	Deposito limoso argilloso	412					236				
4	7,00	Deposito sabbioso	2181	24	0	8682	6819	2154	19	0	6800	5341

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 4678 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 6819 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 5924 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 12742 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 5340 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 5682 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 11023 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 3141 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 3343 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6484 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 5323 \text{ kN}$$

Confronto: 4678 kN (= N_{Ed}) < 5323 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

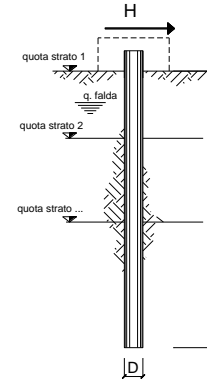
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficients parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30

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 (-)	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno							
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00		Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	
3	80,00		Deposito limoso argilloso	19,00	9,00	27,0	2,66	125,0	26,0	2,56	50,0
4	77,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	30,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}		H_{min}	
Palo lungo	1655 kN		1610 kN	
Palo intermedio	18597 kN		16948 kN	
Palo corto	59183 kN		52695 kN	
	$H_{med} =$	1655 kN	Palo lungo	$H_{min} =$ 1610 kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$$

Confronto: 502 kN (= V_{Ed}) < 728 kN (= V_{Rd})

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

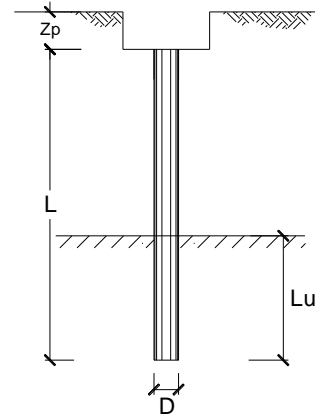
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	30,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_u =$	30,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	30	(MPa)
Carico assiale	N =	3482	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_u)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$	$\beta =$	1,98	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	8	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 8$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.1.3 Viadotto VI03

Le fondazioni del viadotto VI03 sono realizzate mediante micropali $\varnothing 240$ e lunghezza pari a $L = 15$ m, realizzati mediante tecnologia IGU.

Nella Tabella 6-6 si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione utilizzate per le verifiche geotecniche.

Tabella 6-6 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla A e B, viadotto VI03

Spalla A e B	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	557	-25	27	14
SLV	64	41	34	15
SLE	409	-	-	-

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione con riferimento alla combinazione di carico più gravosa allo SLU e allo SLE. Le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni drenate.

progettazione ati:

6.1.3.1 Spalla A e B

Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

Per il calcolo della capacità portante dei micropali si è fatto riferimento ai seguenti parametri:

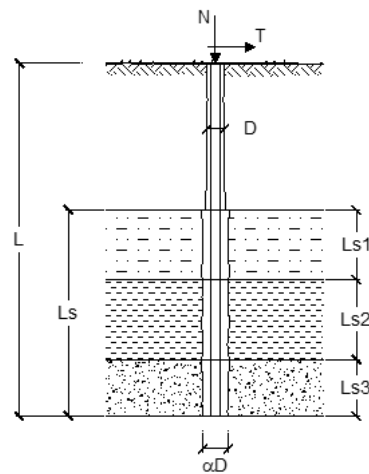
Coefficiente maggiorativo per sabbia ghiaiosa (v. Tabella 5-7) $\alpha = 1,20$

Resistenza tangenziale all'interfaccia per $N_{SPT} = 50$ (v. Figura 5.4) $s = 0,26$ MPa

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

Coefficienti parziali			Azioni		Resistenze	
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	γ_s	γ_{st}
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,15	1,25

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



DATI DI INPUT

Diametro di perforazione del micropalo $D = 0,24$ (m)

Lunghezza del micropalo $L = 15,0$ (m)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Capacità portante di fusto $Q_s = \sum_i \pi \cdot D_{si} \cdot s_i \cdot l_{si}$

Strato	Spessore	Tipo di terreno	α	$D_{si} = \alpha \cdot D$	$s_{i,med}$	$s_{i,min}$	s_i	Q_{si}
(-)	(m)		(-)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN)
1	10,00	Deposito sabbioso	1,20	0,29	0,260	0,260	0,133	1203

$L_s = 10$ m $Q_s = 1203$ kN

Capacità portante di punta $Q_p = \%punta \cdot Q_s$ (consigliato 10÷15%)

$\%punta = 0\%$ $Q_p =$ kN

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Q_{lim} = Q_s + Q_p$

$Q_{lim} = 1203$ kN

Confronto: 557 kN ($= N_{Ed}$) $<$ 1203 kN ($= N_{Rd}$)

progettazione ati:

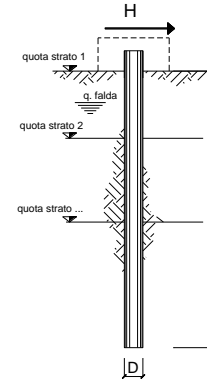
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

DATI DI INPUT

Coefficients parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30

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 (-)	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno							
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00		Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	0,24	(m)
Lunghezza palo	$L =$	15,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	86	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}		H_{min}
Palo lungo	123 kN		119 kN
Palo intermedio	1395 kN		1283 kN
Palo corto	4845 kN		4456 kN

$H_{med} = 123 \text{ kN}$ Palo lungo $H_{min} = 119 \text{ kN}$ Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 70 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 54 \text{ kN}$$

Confronto: $34 \text{ kN} (= N_{Ed}) < 54 \text{ kN} (= N_{Rd})$

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN MICROPALO

DATI DI INPUT

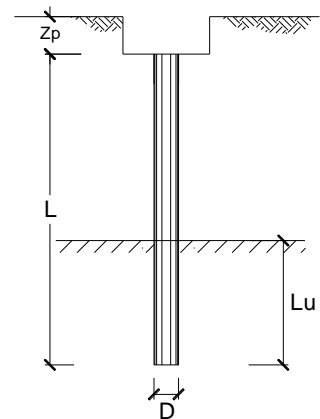
Diametro palo	D =	0,24	(m)
Lunghezza palo	L =	15,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_U =$	10,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	20	(MPa)
Carico assiale	N =	409	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_U)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_U/D)$	$\beta =$	2,12	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	4	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 4$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista. Il cedimento ottenuto risulta compatibile

progettazione ati:

6.1.4 Viadotto VI04

Le fondazioni del viadotto VI04 sono realizzate mediante pali trivellati ad elica continua con diametro pari a $D = 1$ m e lunghezza pari a $L = 24$ m per la spalla A e pari a $L = 22$ m per la spalla B.

Nella Tabella 6-7 e Tabella 6-8 si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione utilizzate per le verifiche geotecniche.

Tabella 6-7 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla A, viadotto VI04

Spalla A	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	4120	1754	318	680
SLV	2692	873	392	856
SLE	2794	-	-	-

Tabella 6-8 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla B, viadotto VI04

Spalla B	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	3628	1437	304	361
SLV	1147	763	413	385
SLE	2534	-	-	-

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione con riferimento alla combinazione di carico più gravosa allo SLU e allo SLE. Le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni drenate.

progettazione ati:

6.1.4.1 Spalla A

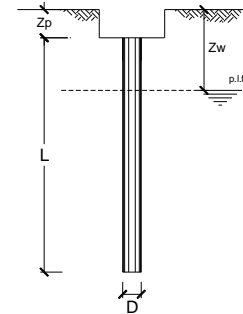
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	4120	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	24,0	(m)

Coefficienti parziali		Azioni		Resistenze			
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	19,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	19,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	19,00	Deposito sabbioso	4002	25	0	7664	6019	3954	19	0	6029	4736

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 4120 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 6019 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 4425 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 10445 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 4736 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 4374 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 9110 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 2786 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 2573 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 5359 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 4380 \text{ kN}$$

Confronto: 4120 kN (= N_{Ed}) < 4380 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

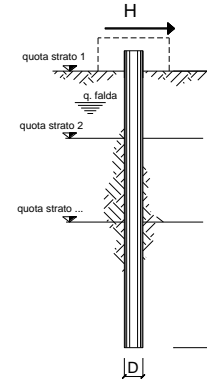
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficients parziali		Azioni		Materiali		Resistenze	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}	
SLU	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	1,30

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 (-)	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno							
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00		Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	24,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}		H_{min}	
Palo lungo	1655 kN		1610 kN	
Palo intermedio	13108 kN		12055 kN	
Palo corto	44109 kN		40580 kN	
	$H_{med} =$	1655 kN	Palo lungo	$H_{min} =$ 1610 kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$$

Confronto: 392 kN (= N_{Ed}) < 728 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

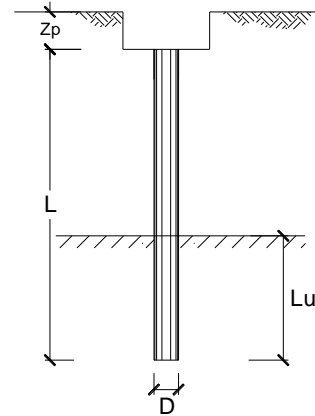
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	24,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_U =$	24,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	35	(MPa)
Carico assiale	N =	2794	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_U)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_U/D)$	$\beta =$	1,88	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	6	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 6$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.1.4.2 Spalla B

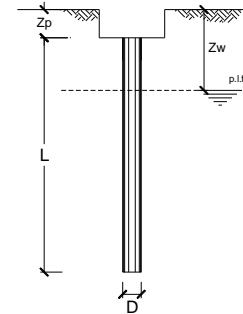
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	3628	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	$L =$	22,0	(m)

Coefficients parziali Metodo di calcolo		Azioni		Resistenze			
		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	17,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficients di calcolo			
k	μ	a	α
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	17,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficients di calcolo			
k	μ	a	α
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	17,00	Deposito sabbioso	3438	25	0	7304	5737	3396	20	0	5755	4520

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 3628 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 5737 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 3861 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 9598 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 4520 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 3817 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 8336 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 2659 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 2245 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4904 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 3997 \text{ kN}$$

Confronto: 3628 kN (= N_{Ed}) < 3997 kN (= N_{Rd})

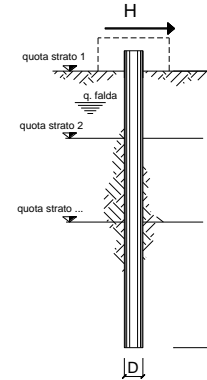
progettazione ati:

Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficienti parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30



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 (-)	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno							
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00		Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	22,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}		H_{min}	
Palo lungo	1655 kN		1610 kN	
Palo intermedio	11325 kN		10415 kN	
Palo corto	38124 kN		35073 kN	
	$H_{med} =$	1655 kN	Palo lungo	$H_{min} =$ 1610 kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$$

Confronto: 413 kN (= V_{Ed}) < 728 kN (= V_{Rd})

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

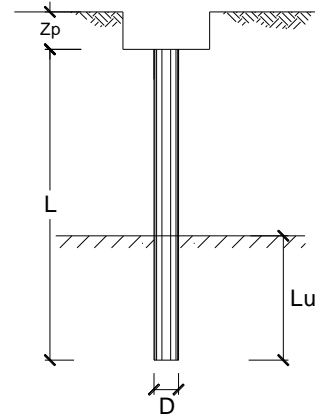
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	22,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_U =$	22,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	35	(MPa)
Carico assiale	N =	2534	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_U)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_U/D)$	$\beta =$	1,84	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	6	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 6$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.1.5 Viadotto VI05

Le fondazioni del viadotto VI05 sono realizzate mediante pali trivellati ad elica continua con diametro pari a $D = 1$ m e lunghezza pari a $L = 22$ m.

Nella Tabella 6-9 si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione utilizzate per le verifiche geotecniche.

Tabella 6-9 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla A e B, viadotto VI05

Spalla A e B	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	3808	404	493	616
SLV	2852	-114	513	586
SLE	2815	-	-	-

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione con riferimento alla combinazione di carico più gravosa allo SLU e allo SLE. Le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni drenate.

progettazione ati:

6.1.5.1 Spalla A e B

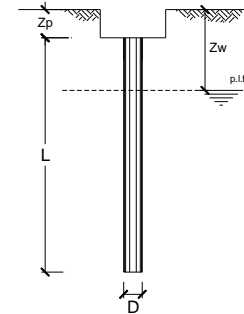
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	3808	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	22,0	(m)

Coefficienti parziali		Azioni		Resistenze			
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	17,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	17,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	17,00	Deposito sabbioso	3438	25	0	7304	5737	3396	20	0	5755	4520

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 3808 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 5737 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 3861 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 9598 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 4520 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 3817 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 8336 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 2659 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 2245 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4904 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 3997 \text{ kN}$$

Confronto: 3808 kN (= N_{Ed}) < 3997 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

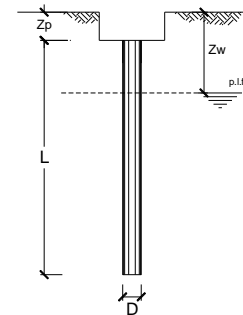
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di trazione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	-114	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	22,0	(m)

Coefficienti parziali		Azioni		Resistenze		
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}
SLU	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	1,30	1,15



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	17,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	17,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	17,00	Deposito sabbioso	3438	25	0	7304	5737	3396	20	0	5755	4520

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = -114 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 3861 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 3861 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 3817 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 3817 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 2245 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2245 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 1796 \text{ kN}$$

Confronto: $-114 \text{ kN} (= N_{Ed}) < 1796 \text{ kN} (= N_{Rd})$

progettazione ati:

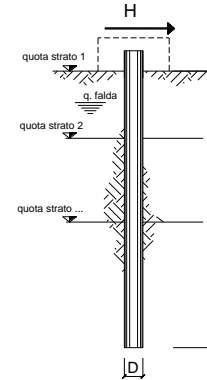
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficients parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30

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'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00	Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00	Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	22,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

Palo lungo	H_{med}	1655 kN	H_{min}	1610 kN
Palo intermedio		11325 kN		10415 kN
Palo corto		38124 kN		35073 kN
	$H_{med} =$	1655 kN	Palo lungo	$H_{min} =$ 1610 kN Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$$

Confronto: 513 kN (= V_{Ed}) < 728 kN (= V_{Rd})

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

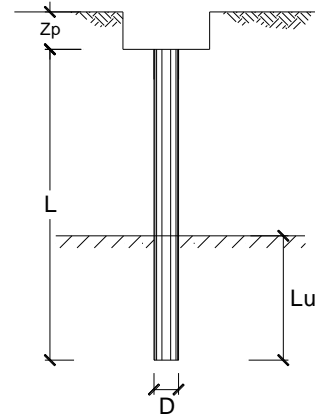
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	22,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_u =$	22,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	35	(MPa)
Carico assiale	N =	2815	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_u)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$	$\beta =$	1,84	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	7	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 7$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.1.6 Viadotto VI06

Le fondazioni del viadotto VI06 sono realizzate mediante pali trivellati ad elica continua con diametro pari a $D = 1$ m e lunghezza pari a $L = 20$ m per la spalla A e pari a $L = 27$ m per la spalla B.

Nella Tabella 6-10 e Tabella 6-11 si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione utilizzate per le verifiche geotecniche.

Tabella 6-10 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla A, viadotto VI06

Spalla A	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	3597	919	416	956
SLV	3208	425	531	1100
SLE	2664	-	-	-

Tabella 6-11 Sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche geotecniche, spalla B, viadotto VI06

Spalla B	N_{max}	N_{min}	V	M
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
SLU	4827	468	582	927
SLV	4163	-407	665	977
SLE	3572	-	-	-

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche geotecniche dei pali di fondazione con riferimento alla combinazione di carico più gravosa allo SLU e allo SLE. Le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni drenate.

progettazione ati:

6.1.6.1 Spalla A

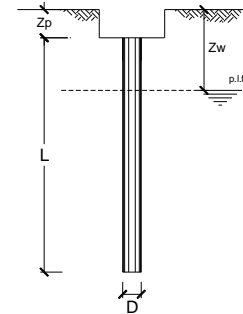
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	3597	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$		(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	20,0	(m)

Coefficienti parziali Metodo di calcolo		Azioni		Resistenze			
		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
Definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	φ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	15,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	φ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	15,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	15,00	Deposito sabbioso	2907	25	0	6934	5446	2872	20	0	5470	4297

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 3597 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 5446 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 3331 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 8777 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 4297 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 3293 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 7589 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 2527 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 1937 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4464 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 3628 \text{ kN}$$

Confronto: 3597 kN (= N_{Ed}) < 3628 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

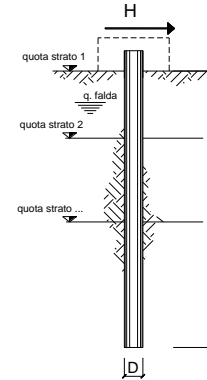
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficienti parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30

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 (-)	Quota (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno							
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{med} (°)	k_p (-)	$c_{u,med}$ (kPa)	ϕ'_{min} (°)	k_p (-)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	100,00		Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00		Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	20,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}		H_{min}
Palo lungo	1655 kN		1610 kN
Palo intermedio	9670 kN		8893 kN
Palo corto	32521 kN		29918 kN

$H_{med} = 1655 \text{ kN}$ Palo lungo $H_{min} = 1610 \text{ kN}$ Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$$

Confronto: 531 kN (= V_{Ed}) < 728 kN (= V_{Rd})

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

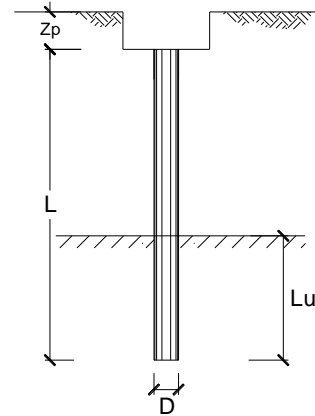
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	20,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_U =$	20,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	35	(MPa)
Carico assiale	N =	2664	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_U)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_U/D)$	$\beta =$	1,80	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	7	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 7$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.1.6.2 Spalla B

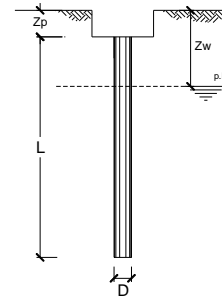
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di compressione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	A _p =	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	z _p =	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	z _w =	7,00	(m)
Carico assiale permanente	G ₁ + G ₂ =	4827	(kN)	Carico assiale variabile	Q _k =	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	27,0	(m)

Coefficienti parziali			Azioni		Resistenze			
Metodo di calcolo			Y _G	Y _Q	Y _b	Y _s	Y _{st}	
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25	
Definiti dal progettista			●	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' _{med} (kPa)	Φ' _{med} (°)	c _{u,med} (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	22,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' _{min} (kPa)	Φ' _{min} (°)	c _{u,min} (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	22,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore (-) (m)	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{b,med} (kN)	Q _s (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{b,min} (kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	22,00	Deposito sabbioso	4911	24	0	8184	6428	4852	19	0	6425	5046

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 4827 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = 6428 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 5335 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 11763 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = 5046 \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 5272 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 10318 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = 2968 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 3101 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6070 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 4980 \text{ kN}$$

Confronto: 4827 kN (= N_{Ed}) < 4980 kN (= N_{Rd})

progettazione ati:

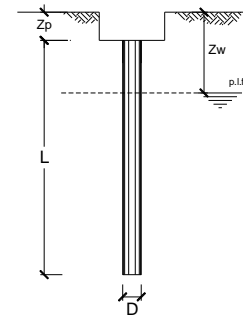
Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali di trazione

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

DATI DI INPUT

Diametro palo	D =	1,00	(m)	Area palo	$A_p =$	0,79	(m ²)
Quota testa palo da p.c.	$z_p =$	2,00	(m)	Quota falda da p.c.	$z_w =$	7,00	(m)
Carico assiale permanente	$G_1 + G_2 =$	-407	(kN)	Carico assiale variabile	$Q_k =$	0	(kN)
Numero di strati		2		Lunghezza palo	L =	27,0	(m)

Coefficients parziali		Azioni		Resistenze		
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_{st}
SLU	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	1,30	1,15



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 MEDI

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	22,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficients di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,41	0,73		
0,44	0,67		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spessore (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	ϕ'_{min} (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	22,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficients di calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,44	0,67		
0,47	0,62		

progettazione ati:

RISULTATI

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Valori medi					Valori minimi				
			Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,med}	Q _s	N _q	N _c	q _b	Q _{b,min}
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	423					420				
2	22,00	Deposito sabbioso	4911	24	0	8184	6428	4852	19	0	6425	5046

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = -407 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{media} = \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{media} = 5335 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{media} = 5335 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{Base } (R_{b,cal})_{min} = \text{ kN}$$

$$\text{Laterale } (R_{s,cal})_{min} = 5272 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } (R_{c,cal})_{min} = 5272 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}\{(R_{b,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{b,cal})_{min}/\xi_4\} = \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}\{(R_{s,cal})_{media}/\xi_3 ; (R_{s,cal})_{min}/\xi_4\} = 3101 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3101 \text{ kN}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 2481 \text{ kN}$$

Confronto: $-407 \text{ kN} (= N_{Ed}) < 2481 \text{ kN} (= N_{Rd})$

progettazione ati:

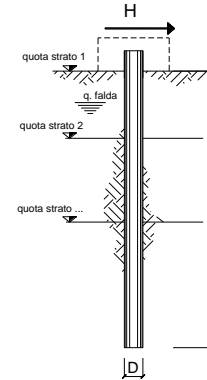
Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

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

DATI DI INPUT

Coefficients parziali			Azioni		Materiali		Resistenze
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_{st}
SLU	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	1,30

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'_{med}	k_p	$c_{u,med}$	ϕ'_{min}	k_p	$c_{u,min}$
(-)	(m)		(kN/m^3)	(kN/m^3)	($^\circ$)	(-)	(kPa)	($^\circ$)	(-)	(kPa)
1	100,00	Deposito ghiaioso	20,00	10,00	36,0	3,85		34,0	3,54	
2	95,00	Deposito sabbioso	19,00	9,00	34,0	3,54		32,0	3,25	

Quota falda	$z_w =$	93,0	(m)
Diametro palo	$D =$	1,00	(m)
Lunghezza palo	$L =$	27,0	(m)
Momento di plasticizzazione palo	$M_y =$	2089	(kNm)
Step di calcolo	$\delta =$	0,01	(m)

- Palo impedito di ruotare
- Palo libero

	H_{med}	H_{min}
Palo lungo	1655 kN	1610 kN
Palo intermedio	15993 kN	14710 kN
Palo corto	53802 kN	49499 kN

$H_{med} = 1655 \text{ kN}$ Palo lungo $H_{min} = 1610 \text{ kN}$ Palo lungo

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4\} = 947 \text{ kN}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$H_d = H_k/\gamma_t = 728 \text{ kN}$

Confronto: $665 \text{ kN} (= V_{Ed}) < 728 \text{ kN} (= V_{Rd})$

progettazione ati:

Cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

DATI DI INPUT

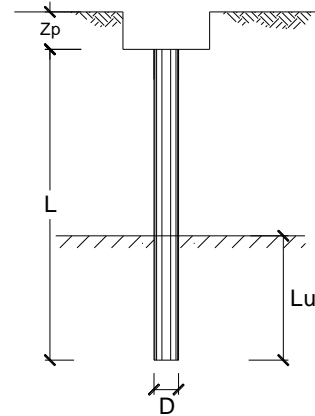
Diametro palo	D =	1,00	(m)
Lunghezza palo	L =	27,0	(m)
Lunghezza utile palo	$L_u =$	27,0	(m)
Modulo di Young terreno	E =	35	(MPa)
Carico assiale	N =	3572	(kN)

CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO

$$\delta = \beta \times N / (E \times L_u)$$

Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$	$\beta =$	1,93	(-)
--	-----------	------	-----

Cedimento singolo palo	$\delta =$	7	(mm)
------------------------	------------	---	------



Il valore del cedimento ottenuto ($\delta = 7$ mm) risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

6.2 GALLERIA ARTIFICIALE

Le fondazioni della galleria artificiale GA01 sono realizzate mediante l'esecuzione di colonne in jet grouting Ø600 poste ad interasse pari a 1,20 m in direzione longitudinale e trasversale e con lunghezza pari a 10 m.

Stratigrafia del terreno

Data la sostanziale uniformità delle tipologie di terreno incontrate nella tratta in esame, si assume un'unica stratigrafia di riferimento, costituita da un solo orizzontamento rappresentato dal terreno consolidato. La falda si considera cautelativamente a 7 m dal p.c.

Strato	Unità geotecnica	Spessore	γ	c'	φ'	E
(n)		(m)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)
1	Terreno consolidato	10,0	20,0	30	34	500
2	Deposito ghiaioso	5,00	20,0	0	34	50
3	Deposito sabbioso	15,0	19,0	0	32	35

Caratteristiche del terreno consolidato

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE COLONNE IN JET GROUTING

Diametro colonna in jet grouting	$D_{col} = 60 \text{ cm}$
Area colonna in jet grouting	$A_{col} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 2827 \text{ cm}^2$
Interasse colonne in jet grouting	$i = 120 \text{ cm}$
Area di influenza	$A_{inf} = i^2 = 14440 \text{ cm}^2$
Modulo elastico colonna in jet grouting	$E_{col} = 2500 \text{ MPa}$
Coesione colonna in jet grouting	$C_{col} = 150 \text{ kPa}$

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO CONSOLIDATO

Peso per unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (invariato dopo il trattamento)
Coesione equivalente	$c'_{eq} = (A_{col} / A_{inf}) C_{col} + (1 - A_{col} / A_{inf}) C_t = 30 \text{ kPa}$
Angolo di attrito	$\varphi' = 34^\circ$ (invariato dopo il trattamento)
Modulo elastico equivalente	$E_{eq} = (A_{col} / A_{inf}) E_{col} + (1 - A_{col} / A_{inf}) E_t = 523 \text{ MPa}$
Modulo di Poisson	$\nu = 0,30$

dove

- $c_t = 0 \text{ kPa}$ coesione terreno prima del trattamento
- $E_t = 40 \text{ Mpa}$ modulo di Young del terreno prima del trattamento

progettazione ati:

I valori assunti per le caratteristiche meccaniche delle colonne di jet grouting sono cautelativi e facilmente raggiungibili nei terreni in questione con i sistemi di esecuzione più comuni; tuttavia si rende indispensabile l'esecuzione di una campagna di prova in sito ed in laboratorio, su carote di terreno consolidato prelevate sia verticalmente che orizzontalmente, per la valutazione delle resistenze meccaniche ottenute con tale trattamento.

Fondazione superficiale

6.2.1 Verifiche allo SLU

Le verifiche sono state eseguite per tutte le combinazioni di carico allo SLU considerate nel modello strutturale. Di seguito si riporta il dettaglio dei calcoli per le due combinazioni che hanno restituito il margine di sicurezza minore, espresso dal rapporto tra il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d e il valore di progetto dell'azione E_d .

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata l'ipotesi di fondazione nastriforme. Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare.

			SLU4	SLU7
<u>Geometria della fondazione</u>				
Dimensione minore	B	(m)	4,50	4,50
Dimensione maggiore	L	(m)	∞	∞
Profondità del piano di appoggio	D	(m)	2,00	2,00
Peso della fondazione caratteristico	$W_{f,k}$	(kN)	169	169
Coeff. di sicurezza parziale	γ_{G1}	(-)	1,30	1,30
Peso della fondazione di progetto	$W_{f,d}$	(kN)	219	219
Peso del terreno di rinterro caratteristico	$W_{t,k}$	(kN)	47	47
Coeff. di sicurezza parziale	γ_{G1}	(-)	1,30	1,30
Peso del terreno di rinterro di progetto	$W_{t,d}$	(kN)	61	61
<u>Azioni trasmesse all'intradosso della fondazione</u>				
Sforzo normale	N_d	(kN)	2083	710
Sforzo di taglio trasversale	T_d	(kN)	621	292
Momento flettente trasversale	M_d	(kNm)	1022	678
<u>Coefficienti di capacità portante</u>				
N_c	N_c	(-)	42,16	42,16
N_q	N_q	(-)	29,44	29,44
N_γ	N_γ	(-)	41,06	41,06
<u>Coefficienti correttivi</u>				
s_c	s_c	(-)	1,00	1,00
s_q	s_q	(-)	1,00	1,00
s_γ	s_γ	(-)	1,00	1,00
d_c	d_c	(-)	1,30	1,30
d_q	d_q	(-)	1,29	1,29

progettazione ati:

			SLU4	SLU7
d_y	d_y	(-)	1,00	1,00
i_c	i_c	(-)	0,50	0,39
i_q	i_q	(-)	0,51	0,41
i_y	i_y	(-)	0,37	0,26
b_c	b_c	(-)	1,00	1,00
b_q	b_q	(-)	1,00	1,00
b_y	b_y	(-)	1,00	1,00
g_c	g_c	(-)	1,00	1,00
g_q	g_q	(-)	1,00	1,00
g_y	g_y	(-)	1,00	1,00
<u>Verifica sicurezza carico limite</u>				
Carico limite unitario di progetto	q_{lim}	(kN/m ²)	611	388
Pressione agente di progetto	p	(kN/m ²)	592	274
Fattore di sicurezza	FS	(-)	1,032	1,413
<u>Verifica sicurezza scorrimento</u>				
Resistenza di progetto	S_d	(kN)	1373	506
Azione agente di progetto	H_d	(kN)	621	292
Fattore di sicurezza	FS	(-)	2,211	1,736

Le verifiche di sicurezza geotecniche allo SLU risultano soddisfatte.

progettazione ati:

6.2.2 Verifiche allo SLV

Le verifiche sono state eseguite per tutte le combinazioni di carico allo SLV considerate nel modello strutturale. Di seguito si riporta il dettaglio dei calcoli per la combinazione che ha restituito il margine di sicurezza minore, espresso dal rapporto tra il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d e il valore di progetto dell'azione E_d .

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata l'ipotesi di fondazione nastriforme. Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare.

			SLV1
<u>Geometria della fondazione</u>			
Dimensione minore	B	(m)	4,50
Dimensione maggiore	L	(m)	∞
Profondità del piano di appoggio	D	(m)	2,00
Peso della fondazione caratteristico	$W_{f,k}$	(kN)	169
Coeff. di sicurezza parziale	γ_{G1}	(-)	1,00
Peso della fondazione di progetto	$W_{f,d}$	(kN)	169
Peso del terreno di rinterro caratteristico	$W_{t,k}$	(kN)	47
Coeff. di sicurezza parziale	γ_{G1}	(-)	1,00
Peso del terreno di rinterro di progetto	$W_{t,d}$	(kN)	47
<u>Azioni trasmesse all'intradosso della fondazione</u>			
Sforzo normale	N_d	(kN)	1424
Sforzo di taglio trasversale	T_d	(kN)	300
Momento flettente trasversale	M_d	(kNm)	916
<u>Coefficienti di capacità portante</u>			
N_c	N_c	(-)	42,16
N_q	N_q	(-)	29,44
N_γ	N_γ	(-)	41,06
<u>Coefficienti correttivi</u>			
S_c	S_c	(-)	1,00
S_q	S_q	(-)	1,00
S_γ	S_γ	(-)	1,00
d_c	d_c	(-)	1,30
d_q	d_q	(-)	1,29
d_γ	d_γ	(-)	1,00
i_c	i_c	(-)	0,63
i_q	i_q	(-)	0,65
i_γ	i_γ	(-)	0,52
b_c	b_c	(-)	1,00

progettazione ati:

			SLV1
b_q	b_q	(-)	1,00
b_y	b_y	(-)	1,00
g_c	g_c	(-)	1,00
g_q	g_q	(-)	1,00
g_y	g_y	(-)	1,00
<u>Verifica sicurezza carico limite</u>			
Carico limite unitario di progetto	q_{lim}	(kN/m ²)	807
Pressione agente di progetto	p	(kN/m ²)	476
Fattore di sicurezza	FS	(-)	1,700
<u>Verifica sicurezza scorrimento</u>			
Resistenza di progetto	S_d	(kN)	1069
Azione agente di progetto	H_d	(kN)	300
Fattore di sicurezza	FS	(-)	3,566

Le verifiche di sicurezza geotecniche allo SLV risultano soddisfatte.

6.2.3 Verifiche allo SLE

Le verifiche sono state eseguite per tutte le combinazioni di carico allo SLE considerate nel modello strutturale. Di seguito si riporta il dettaglio dei calcoli per la combinazione di carico che ha prodotto l'abbassamento maggiore.

Combinazione	T _L	T _B	N	M _B	M _L	M _T
SLE	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
	524	29	1535	166	48	49

Per il calcolo del cedimento si è utilizzata l'ipotesi di fondazione nastriforme, utilizzando la teoria di Poulos e Davis (1974).

z	Δz_i	Terreno	E	n	$\Delta\sigma_{z,i}$	$\Delta\sigma_{x,i}$	$\Delta\sigma_{y,i}$	δ_i	$\Sigma\delta_i$
(m)	(m)	(-)	(MPa)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)	(cm)
0,00	1,0	1	500000	0,30	-	-	-	-	-
1,00	1,0	1	500000	0,30	339,61	247,64	176,18	0,04	0,04
2,00	1,0	1	500000	0,30	313,65	113,19	128,05	0,05	0,09
3,00	1,0	1	500000	0,30	267,12	51,16	95,48	0,04	0,14
4,00	1,0	1	500000	0,30	222,85	25,29	74,44	0,04	0,17
5,00	1,0	1	500000	0,30	187,55	13,82	60,41	0,03	0,21
6,00	1,0	1	500000	0,30	160,43	8,23	50,60	0,03	0,24

progettazione ati:

z	Δz_i	Terreno	E	n	$\Delta\sigma_{z,i}$	$\Delta\sigma_{x,i}$	$\Delta\sigma_{y,i}$	δ_i	$\Sigma\delta_i$
(m)	(m)	(-)	(MPa)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)	(cm)
7,00	1,0	1	500000	0,30	139,49	5,24	43,42	0,02	0,26
8,00	1,0	1	500000	0,30	123,06	3,52	37,98	0,02	0,28
9,00	1,0	1	500000	0,30	109,91	2,48	33,72	0,02	0,30
10,00	1,0	1	500000	0,30	99,20	1,80	30,30	0,02	0,32
11,00	1,0	2	50000	0,30	90,33	1,35	27,50	0,16	0,48
12,00	1,0	2	50000	0,30	82,88	1,04	25,17	0,15	0,63
13,00	1,0	2	50000	0,30	76,54	0,81	23,20	0,14	0,77
14,00	1,0	2	50000	0,30	71,08	0,65	21,52	0,13	0,90
15,00	1,0	2	50000	0,30	66,34	0,53	20,06	0,12	1,02
16,00	1,0	3	35000	0,30	62,18	0,43	18,78	0,16	1,18
17,00	1,0	3	35000	0,30	58,50	0,36	17,66	0,15	1,33
18,00	1,0	3	35000	0,30	55,23	0,30	16,66	0,14	1,48
19,00	1,0	3	35000	0,30	52,31	0,26	15,77	0,14	1,61
20,00	1,0	3	35000	0,30	49,67	0,22	14,97	0,13	1,74
21,00	1,0	3	35000	0,30	47,29	0,19	14,24	0,12	1,87
22,00	1,0	3	35000	0,30	45,12	0,16	13,59	0,12	1,98
23,00	1,0	3	35000	0,30	43,14	0,14	12,99	0,11	2,09
24,00	1,0	3	35000	0,30	41,33	0,13	12,44	0,11	2,20
25,00	1,0	3	35000	0,30	39,66	0,11	11,93	0,10	2,30
26,00	1,0	3	35000	0,30	38,12	0,10	11,47	0,10	2,40
27,00	1,0	3	35000	0,30	36,70	0,09	11,04	0,10	2,50
28,00	1,0	3	35000	0,30	35,38	0,08	10,64	0,09	2,59
29,00	1,0	3	35000	0,30	34,15	0,07	10,27	0,09	2,68
30,00	1,0	3	35000	0,30	33,00	0,06	9,92	0,09	2,77

Il cedimento massimo risulta pari a 2,77 cm. Tale valore risulta compatibile con l'opera prevista.

progettazione ati:

7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE OPERE PROVVISIONALI

7.1 PARATIE

Per la realizzazione delle fondazioni dei viadotti VI02, VI04 e VI05 e della galleria artificiale GA01 sono necessarie delle opere provvisoriale. Quest'ultime sono realizzate mediante una paratia costituita da palancole in acciaio tipo Larssen AZ 18 10/10 (modulo di resistenza plastico $W_y = 2189 \text{ cm}^3/\text{m}$, acciaio tipo S240 GP) lunghe 7,0 m.

La paratia avrà il compito di sostenere il terreno dietro alle opere di fondazione per consentire la loro realizzazione.

Il calcolo della paratia, trattandosi di opera provvisoriale, è stato eseguito senza considerare l'aggravio di sollecitazione dovuto al sisma. Per l'opera del resto è prevista una durata della vita inferiore al limite di due anni che la normativa tecnica NTC 2018 indica come termine massimo, oltre il quale è necessario inserire il contributo di sollecitazione causato dal sisma.

Software di calcolo

L'analisi numerica è stata condotta con l'impiego di un software dedicato alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quale Plaxis versione 2D 2019, debitamente licenziata.

Il codice di calcolo effettua un'analisi bidimensionale con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.). Quest'ultimo si basa, infatti, su una discretizzazione del terreno, inteso come mezzo continuo, tramite la determinazione di una mesh con l'ipotesi che gli elementi si scambino le azioni solo attraverso i punti nodali. In tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono di seguito elencate.

Automatic mesh generation: per definire la mesh vengono utilizzati elementi triangolari che sono generati in maniera automatica, lasciando però la possibilità di infittire gli stessi laddove necessario. Nel caso di specie viene applicato un infittimento in prossimità della paratia metallica per aver una maggiore precisione.

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno. È quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del terreno circostante.

Material model: il codice di calcolo presenta vari modelli per simulare il comportamento del terreno a diversi livelli di complessità. Il modello usualmente utilizzato che descrive con discreta approssimazione il comportamento reale dei terreni è quello secondo Mohr-Coulomb, in cui il terreno ha un comportamento elastico perfettamente plastico.

Staged construction: è possibile simulare la successione delle fasi di costruzione e di scavo permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.

Stratigrafia del terreno

progettazione ati:

Data la sostanziale uniformità delle tipologie di terreno incontrate nella tratta in esame, cautelativamente si assume una unica stratigrafia di riferimento, costituita da un unico orizzontamento, rappresentato dal deposito sabbioso (UG1b). La falda si considera cautelativamente a 5 m dal p.c.

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
1	UG1b - Deposito sabbioso	> 7,00	19,0	0	32,0	35

Modello geotecnico

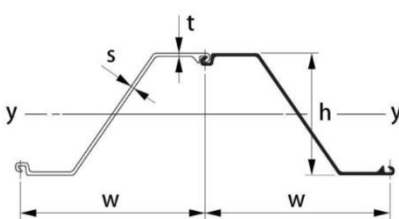
Di seguito si elencano le caratteristiche principali del modello utilizzato:

- infissione paratia fino alla quota di 7,0 m da p.c.;
- sovraccarico dovuto al transito dei mezzi di cantiere pari a 10 kN/m;
- paratia costituita da palancole con sezione tipo AZ 18 10/10 ($J_{\min} = 35540 \text{ cm}^4/\text{m}$ e $W = 2189 \text{ cm}^3/\text{m}$), altezza massima di scavo 2,50 m da p.c.

Le palancole sono state modellate, nel software di calcolo, mediante elementi *plate*, ovvero elementi strutturali usati per modellare, all'interno del terreno, strutture snelle con rigidità assiale e flessionale. Assegnando i valori di rigidità flessionale EI e di rigidità assiale EA, si ricava lo spessore equivalente della paratia:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{12 \cdot EI}{EA}}$$

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche strutturali della palanca e quelle geotecniche dei terreni coinvolti adottate nel modello.



Sezione	Lar- ghezza b mm	Altez- za h mm	Spessore t mm s mm		Area della sezione cm ² /m	Massa Palanca Singola kg/m Parete kg/m ²		Mo- mento d'inerzia cm ⁴ /m	Modulo di resistenza elastico cm ³ /m	Mo- mento Statico cm ³ /m	Modulo di resistenza plastico cm ³ /m	S.240.GP
AZ 18 10/10	630	381	10,0	10,0	157	77,8	123	35540	1870	1095	2189	2

Tabella 7-1 Caratteristiche degli elementi plate

Elemento strutturale	EA/i	EJ/i	W	v
	(kN/m)	(kNm ² /m)	(kN/m/m)	(-)
Palanca AZ 18 10/10	3,29E+06	74,6E+03	1,20	0,30

progettazione ati:

Tabella 7-2 Parametri geotecnici di progetto del sottosuolo

Strato	Unità geotecnica	γ	c'_d	ϕ'_d	E
(n)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)
1	UG1b - Deposito sabbioso	19,0	0	26,7	35

In Figura 7.1 si riporta lo schema geometrico e la mesh usati per definire il modello impiegato nell'analisi.

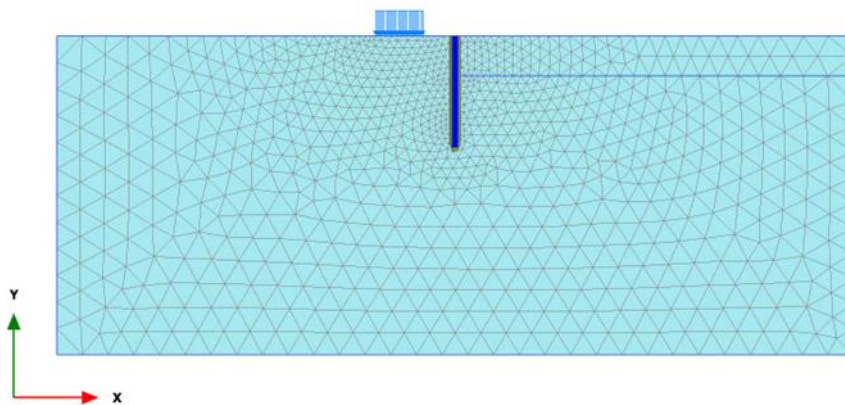


Figura 7.1 Modello numerico impiegato nell'analisi della palancola

Analisi delle fasi costruttive

La simulazione dei processi di costruzione e di scavo per fasi successive è fondamentale per valutare lo stato tenso-deformativo del terreno in sito prima dell'esecuzione di opere, durante le fasi intermedie e ad opere concluse. Pertanto, sono state modellate le fasi a partire dall'infissione delle palancole e le varie fasi di scavo del terreno antistante e l'applicazione del sovraccarico.

A seguire sono state quindi effettuate le diverse verifiche allo stato limite ultimo (SLU) per le condizioni statiche. Con l'opzione *Phi-c reduction* (o *Safety Calculation*) sono stati valutati i margini di sicurezza delle fasi costruttive e i fattori di sicurezza della stabilità globale dell'insieme terreno-struttura in condizioni statiche. Di seguito si riportano le immagini della sequenza delle fasi costruttive.

progettazione ati:

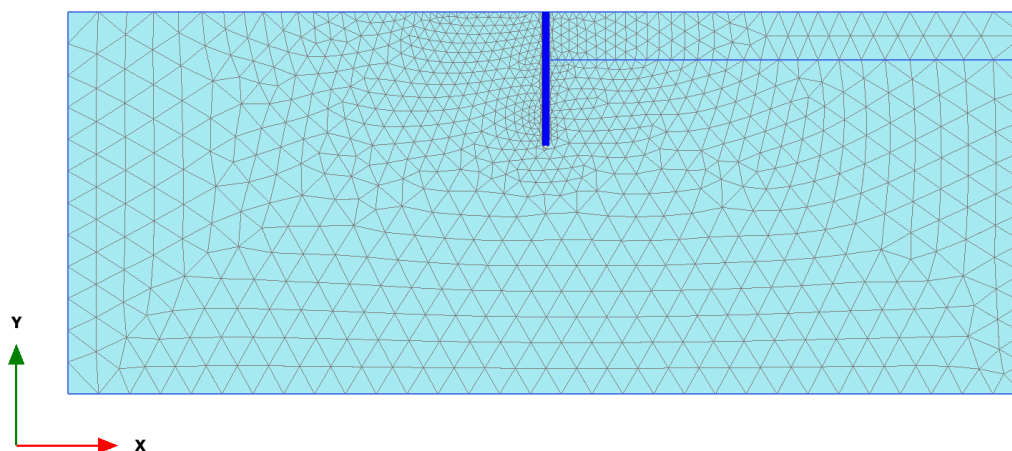


Figura 7.2 Fase 0 – Condizione iniziale e infissione palancola

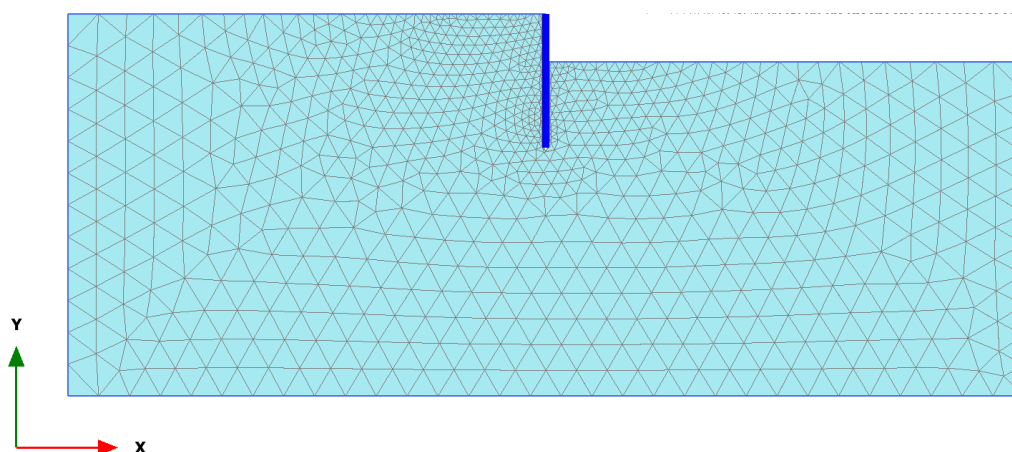


Figura 7.3 Fase I – Scavo fino a quota -2,50 m da p.c.

progettazione ati:

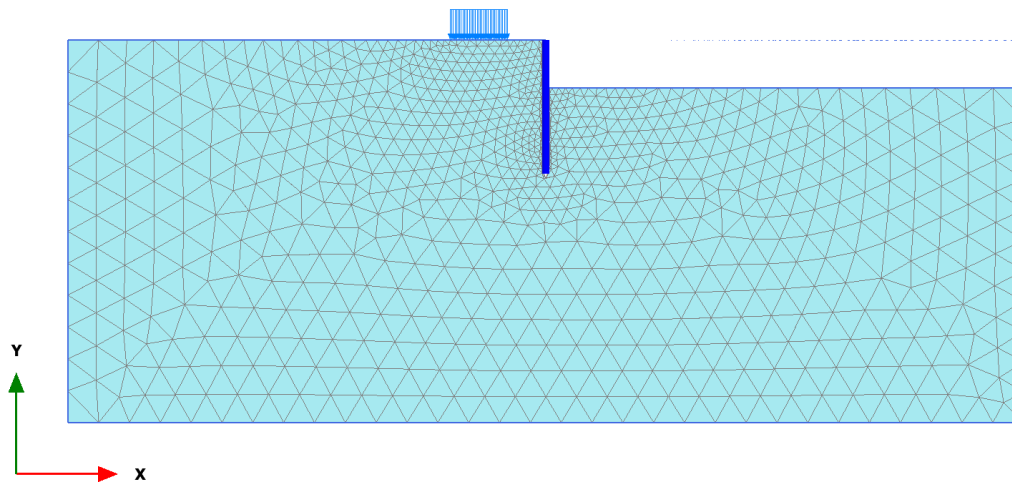


Figura 7.4 Fase II – Applicazione sovraccarico lineare

7.1.1 Risultati delle analisi numeriche

7.1.1.1 Analisi di stabilità globale

In Tabella 7-3 si riporta il risultato dell'analisi di stabilità globale in termini di fattore di sicurezza FS.

Tabella 7-3 Verifica di stabilità globale

Combinazione	FS
A2+M2+R2	1,606

Il risultato dell'analisi numerica mostra che il coefficiente di sicurezza FS risulta maggiore di $\gamma_{R2} = 1,10$. La verifica risulta dunque soddisfatta.

Nella Figura 7.5 si riporta il campo di spostamenti al passo di calcolo corrispondente al valore massimo raggiunto dal FS, per individuare il meccanismo di collasso della struttura.

progettazione ati:

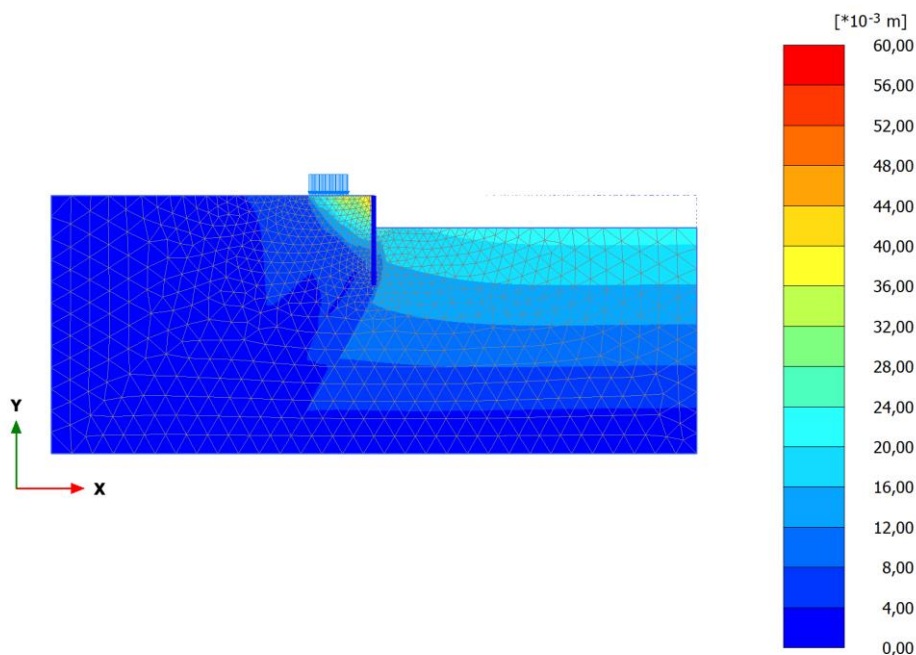


Figura 7.5 Meccanismo di collasso individuato dalla procedura “ ϕ -c reduction”

La verifica di sicurezza geotecnica allo SLU risulta soddisfatta.

7.1.1.2 Verifiche allo SLU

A seguito delle analisi sopra descritte si riportano i risultati più significativi della analisi svolte ai fini delle verifiche allo SLU.

Combinazione	M_{max}	V_{max}
	(kNm/m)	(kN/m)
A1+M1+R1	$23,7 \times 1,3 = 30,8$	$18,1 \times 1,3 = 23,5$

progettazione ati:

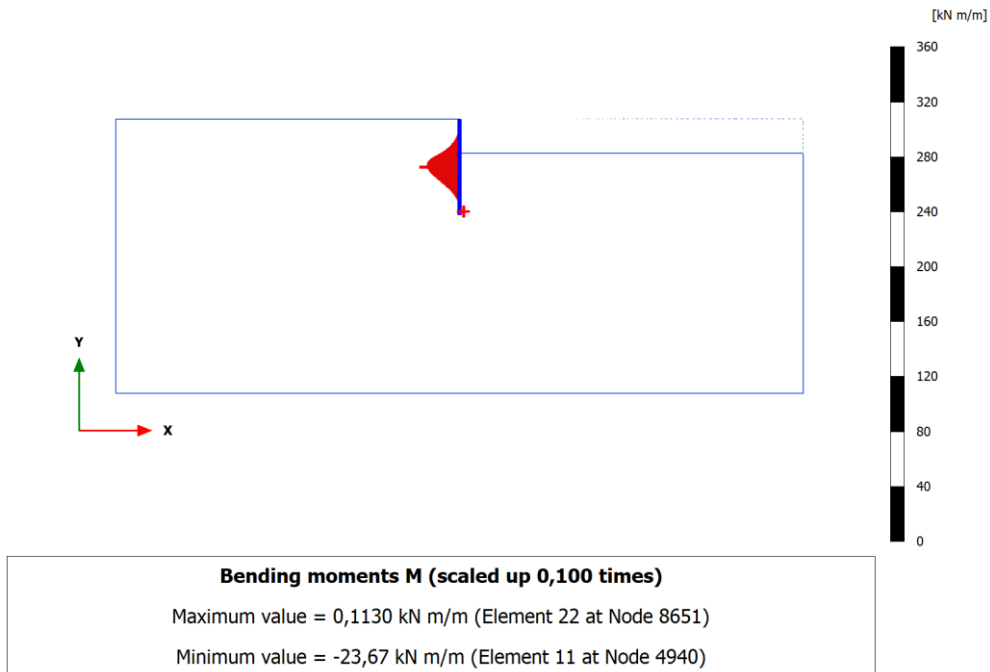


Figura 7.6 Combinazione A1+M1+R1 – Andamento del momento flettente

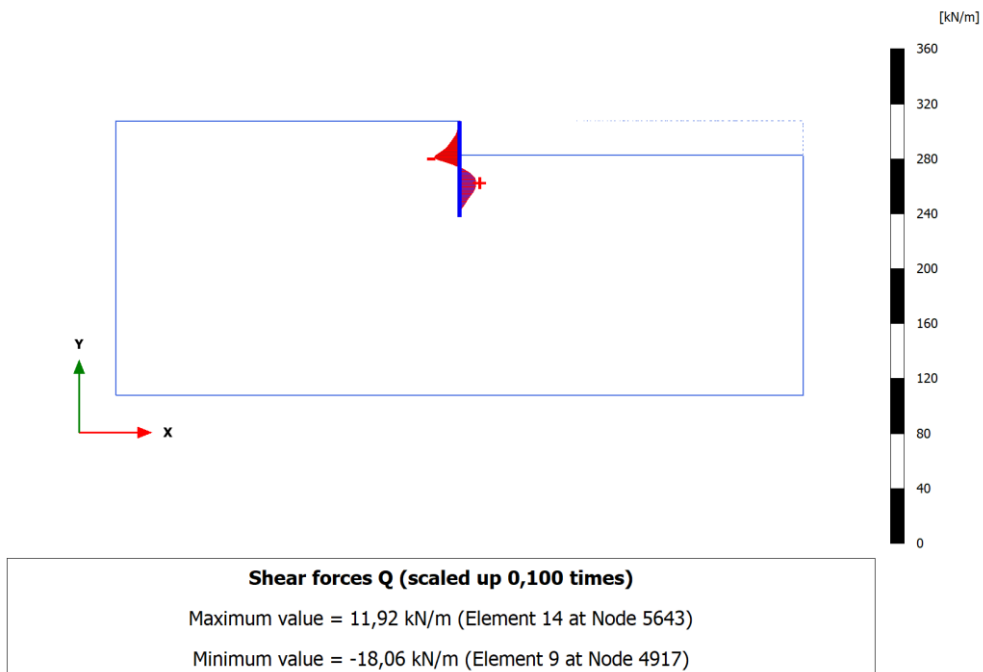


Figura 7.7 Combinazione A1+M1+R1 – Andamento del taglio

progettazione ati:

7.1.1.3 Verifiche strutturali

La sezione trasversale del profilo AZ 18 10/10 risulta essere di classe 2 in quanto:

Larghezza sezione	b = 348 mm
Spessore sezione	t = 10 mm
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{yk} = 240$ MPa
$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$	$\varepsilon = 0,99$
Rapporto larghezza/spessore	$b/t = 34,8 < 45 \cdot \varepsilon = 44,6 \rightarrow$ Sezione di classe 2

Il momento flettente agente M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ per le sezioni di classe 1 e 2 risulta:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature pari a 1,05 (§ 4.2.4.1.1, Tabella 4.2.V [1]).

Il taglio agente V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo a taglio è pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

W_{pl}	f_{yk}	$M_{c,Rd}$	M_{Ed}	Verifica	A_v	$V_{c,Rd}$	V_{Ed}	Verifica
[mm ³ /m]	[N/mm ²]	[kNm/m]	[kNm/m]	($M_{Ed} / M_{c,Rd}$)	[mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	($V_{Ed} / V_{c,Rd}$)
2,19E+06	240	500,3	30,8	0,06	3710	489,6	23,5	0,05

Le verifiche di sicurezza strutturali allo SLU risultano soddisfatte.

progettazione ati:

7.1.1.4 Verifiche allo SLE

A seguito delle analisi sopra descritte si riportano i risultati più significativi della analisi svolte ai fini delle verifiche allo SLE.

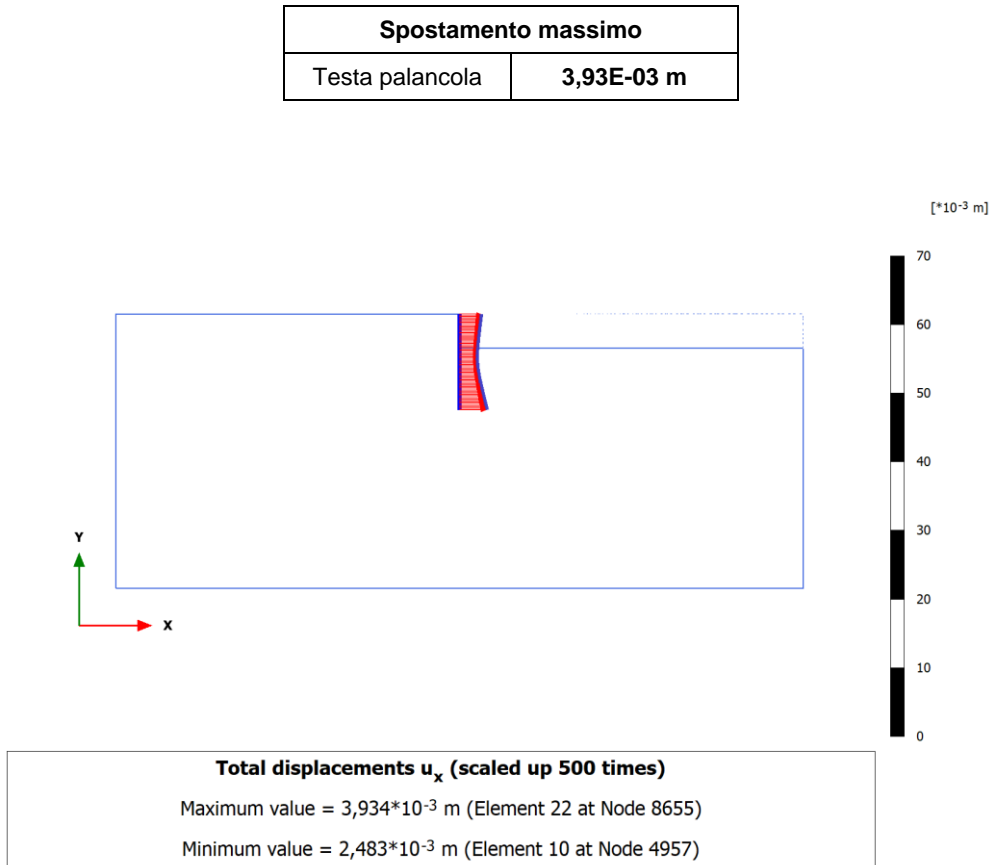


Figura 7.8 Campo degli spostamenti orizzontali della palancola

La verifica di sicurezza allo SLE risulta soddisfatta.

progettazione ati: