

**E45 - SISTEMAZIONE STRADALE DEL NODO DI PERUGIA  
Tratto Madonna del Piano - Collestrada**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**PG 372**

**ANAS - DIREZIONE TECNICA**

<p><b>IL GEOLOGO</b></p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine Geologi Regione Lazio n. 1541</p>	<p><b>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</b></p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A25143511 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Panfilii</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Giovanni C. Alfredo Dalenz Cultrera</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14069</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p><b>PROGETTAZIONE ATI:</b> (Mandataria)</p> <p><b>GP INGENGNERIA</b> GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p><b>cooprogetti</b></p> <p><b>engeko</b></p> <p><b>AIM</b> Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>(Mandante)</p> <p><b>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</b></p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p><b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b></p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>		
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p><i>Ing. Alessandro Micheli</i></p>		
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</b></p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**STUDI ED INDAGINI**

Geologia e geotecnica

Geotecnica

Relazione geotecnica di calcolo fondazioni viadotti

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00GE02GETRE02_A		
DTPG372	D	22	CODICE ELAB. T00GE02GETRE02	A	-
D					
C					
B					
A			Ottobre'22	Tartaglia	Signorelli
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

## INDICE

<b><u>1. PREMESSA.....</u></b>	<b><u>1</u></b>
<b><u>2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</u></b>	<b><u>3</u></b>
<b><u>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</u></b>	<b><u>4</u></b>
3.1. CALCESTERUZZO PER PALI .....	4
3.2. CALCESTRUZZO MAGRO .....	4
3.3. ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA .....	4
<b><u>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</u></b>	<b><u>5</u></b>
4.1. PARAMETRI CARATTERISTICI .....	5
4.2. COEFFICIENTE DI REAZIONE ORIZZONTALE DEI TERRENI.....	5
4.3. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....	6
<b><u>5. TIPOLOGIA DI FONDAZIONI.....</u></b>	<b><u>7</u></b>
<b><u>6. METODO DI CALCOLO .....</u></b>	<b><u>8</u></b>
6.1. FONDAZIONI SU PALI.....	9
6.1.1. <i>carico limite verticale del palo.....</i>	<i>10</i>
6.1.2. <i>carico limite orizzontale del palo.....</i>	<i>11</i>
6.1.3. <i>Efficienza della palificata.....</i>	<i>13</i>
<b><u>7. SCAVI E OPERE PROVVISORIALI.....</u></b>	<b><u>14</u></b>
7.1. VIADOTTO TEVERE .....	14
7.1.1. <i>paratie di palancole metalliche .....</i>	<i>14</i>
<b><u>8. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI DEI VIADOTTI .....</u></b>	<b><u>19</u></b>
8.1. VIADOTTO MADONNA DEL PIANO .....	19
8.2. VIADOTTO TEVERE .....	23
8.2.1. <i>Spalla A, pila 1, pila 2.....</i>	<i>23</i>
8.2.2. <i>Pila 3, Pila 4, Pila 5, Pila 6, Pila 7, Pila 8, Pila 9 .....</i>	<i>27</i>
8.2.3. <i>Spalla B.....</i>	<i>31</i>
8.3. VIADOTTO COLLESTRADA, RAMPE DI IMMISSIONE E USCITA E RAMPE PER SS75.....	34
8.3.1. <i>Gruppo 1.....</i>	<i>36</i>
8.3.2. <i>Gruppo 2.....</i>	<i>39</i>
8.3.3. <i>Gruppo 3.....</i>	<i>43</i>

### **1. PREMESSA**

PROGETTAZIONE ATI:

Il presente documento è redatto nell'ambito del Progetto Definitivo denominato "E45 – Sistemazione stradale del Nodo di Perugia Tratto Madonna del Piano – Collestrada. Si riportano nel dettaglio le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde dei viadotti, condotte ai sensi della normativa vigente.

PROGETTAZIONE ATI:

## **2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

- [1] D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM17/01/2018;
- [3] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-1;
- [4] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-2;
- [5] UNI EN 1998:2005 Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. Versione in lingua italiana della norma europea EN1998.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento. La classe di esposizione è stata individuata secondo i criteri previsti dalla vigente normativa (UNI 11104 e EN 206).

#### 3.1. CALCESTRUZZO PER PALI

<u>C32/40</u>	<u>Classe di resistenza</u>
$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$	Resistenza a compressione media
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31'500 \text{ N/mm}^2$	Modulo elastico secante
$\nu = 0.2$	Coefficiente di Poisson
$\gamma_c = 1.5$	Coefficiente parziale di sicurezza
$\alpha_{cc} = 0.85$	Coefficiente riduttivo per resistenze lunga durata
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione
$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$	Deformazione ultima a rottura
S4	Classe di consistenza
XC2	Classe di esposizione
$\leq 32 \text{ mm}$	Diametro massimo degli inerti
$a/c = 0,60$	Rapporto acqua/cemento
50 cm	Copriferro minimo

Il valore minimo di copriferro per i pali di fondazione è pari a 75 mm.

#### 3.2. CALCESTRUZZO MAGRO

<u>C12/15</u>	<u>Classe di resistenza</u>
150 kg/mc	Contenuto min. Cemento

#### 3.3. ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA

<u>B450C (controllato in stabilimento)</u>	<u>Classe di resistenza</u>
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a rottura
$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica di snervamento
$\gamma_s = 1.15$	Coefficiente parziale di sicurezza
$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$	Modulo elastico
$\nu = 0.3$	Coefficiente di Poisson
$k = (f_t/f_y)_k = 1.2$	Rapporto di sovraresistenza
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 0.075$	Deformazione ultima caratteristica
$\epsilon_{ud} = 0.9 * \epsilon_{uk} = 0.0675$	Deformazione ultima di calcolo

#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

##### 4.1. PARAMETRI CARATTERISTICI

Per la caratterizzazione geotecnica dei materiali interessati dall'intervento si è fatto riferimento alla "Relazione geotecnica generale" (rif. T00GE02GETRE01).

Le fondazioni dei viadotti interagiscono unicamente con le unità geotecniche sciolte e mai con le unità rocciose.

I range di variabilità dei parametri geotecnici caratteristici sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 4-1: parametri fisico-meccanici dei terreni di sito.

U.G.	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]		$E'$ [MPa]	
R	18÷19	28÷32	0÷5	-		15÷25	
UG1	18÷19	25÷27	5÷10	50÷80		20÷25	
UG2	18÷22	29÷35	0÷5	-		40÷60	
UG3	19÷21	24÷30	5÷20	z<10	170÷200	45÷60	
				10<z<30	200÷250		
				z>30	250÷300		
UG4	18÷20	25÷29	0÷10	100÷140		z<10	25÷35
						10<z<30	35÷45

Dove:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

$c'$  = coesione drenata

$c_u$  = coesione non drenata

$E$  = modulo elastico

I parametri di resistenza delle diverse unità geologiche utilizzati nelle verifiche delle fondazioni nella seguente relazione trovano corrispondenza con i valori sopra indicati: per i calcoli si è fatto riferimento, indicativamente, ai valori medi.

##### 4.2. COEFFICIENTE DI REAZIONE ORIZZONTALE DEI TERRENI

Per l'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali è necessario definire il coefficiente di reazione orizzontale.

Per i terreni incoerenti si fa riferimento all'espressione di Matlock e Reese (1956), che assume  $k_h$  variabile linearmente con la profondità:

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

dove il valore di  $n_h$  dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno della falda.

Tabella 4-2 Valori di  $n_h$  per terreni incoerenti.

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
$N_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$N_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12

In alternativa, si può considerare l'ipotesi di  $k_h$  costante con la profondità, definito mediante le seguenti relazioni:

$$k = k_1(b/1.5D) \quad (\text{per terreni coesivi})$$

$$k = k_1[(D + b)/2D]^2 \quad (\text{per terreni incoerenti})$$

dove  $b=30$  cm (lato della piastra) e  $D$  diametro del palo.

Tabella 4-3 Valori tipici di  $k_1$  (N/cm<sup>3</sup>).

Valori tipici di  $k_1$  [N/cm<sup>3</sup>] per terreni coesivi sovraconsolidati (da C. Viggiani, Fondazioni)

Consistenza	Compatta ( $c_u = 50 \div 100$ kPa)	Molto compatta ( $c_u = 100 \div 200$ kPa)	Dura ( $c_u > 200$ kPa)
Campo	18 ÷ 35	35 ÷ 70	> 70
Valore consigliato	25	50	100

Valori tipici di  $k_1$  [N/cm<sup>3</sup>] per terreni incoerenti (da C. Viggiani, Fondazioni)

Tipo di sabbia	Stato di addensamento			
	Sciolto	Medio	Denso	
Campo	7 ÷ 20	20 ÷ 100	100 ÷ 350	
Valore consigliato	Non satura	15	50	175
	Satura	10	30	110

### 4.3. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione non costituisce un problema nell'ambito di questo progetto.

Si rimanda alla relazione sismica (rif. T00GE03GEORE01) per le considerazioni sui fattori di sicurezza nei confronti della liquefazione e per la determinazione del potenziale di liquefazione.

## 5. TIPOLOGIA DI FONDAZIONI

Lungo il tracciato sono presenti n. 10 viadotti come riportato nella seguente tabella:

**Tabella 5-1: viadotti di progetto.**

	da prog.	a prog.	L (m)	n. campate
Viadotto Madonna del piano	393.80	611.20	217.4	7
Viadotto Tevere dx	3+280	3+940	660	10
Viadotto Tevere sx	3+282.30	3+942.30	660	10
Viadotto Collestrada dx	6+889.87	7+213.57	323.70	11
Viadotto Collestrada sx	6+864.12	7+204.52	340.40	11
Rampa bidirezionale	Svincolo Collestrada		161.20	5
Uscita SS75 Ovest			100	5
Rampa A Imm. SS75 Ovest			60	3
Cappio Ovest			99.45	5
Rampa Uscita Sud-Ovest			325	10

Le fondazioni dei viadotti sono di tipo profondo, realizzate su pali di grande diametro ( $\varnothing 1200$ ), eseguiti con perforazione a percussione o rotopercussione.



## 6. METODO DI CALCOLO

Nel presente paragrafo sono descritti i criteri di verifica e dimensionamento delle opere geotecniche.

Le verifiche sono state eseguite in accordo al DM 17/01/2018.

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

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

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

ovvero

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

con  $\gamma_E = \gamma_F$

e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

L'effetto delle azioni e la resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F \cdot F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

### *Azioni*

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I del DM 17/01/2018. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 della citata norma. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Cap. 2 del DM 17/01/2018.

PROGETTAZIONE ATI:

In caso di analisi in condizione statica, si adottano i seguenti coefficienti parziali

**Tabella 6-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tab. 6.2.1 del DM 17/01/2018).**

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

### Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella Tab. 6.2.II del DM 17/01/2018 e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ ;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ ;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ .

**Tabella 6-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II del DM 14/01/2018).**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_u$	$\gamma_{c_u}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

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.

### 6.1. FONDAZIONI SU PALI

Le verifiche di sicurezza si effettuano nei confronti degli stati limite ultimi di tipo geotecnico:

- 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;
- Stabilità globale.

Le verifiche (ad eccezione della stabilità globale) devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1 + M1 + R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI, del DM 17/01/2018.

**Tabella 6-3 Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (tab. 6.4.II del DM 17/01/2018).**

	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
Resistenza	R3	R3	R3
Base	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	1,25	1,25	1,25

Il valore della resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è determinata con metodi di calcolo analitici, applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione  $\xi$ , che dipendono dal numero di verticali indagate e riportati nella tabella 6.4.IV del DM 17/01/2018.

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

**Tabella 6-4 Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV del DM 17/01/2018).**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali sono stati applicati i coefficienti parziali  $\gamma_T$  riportati nella Tab. 6.4.VI del DM 17/01/2018.

**Tabella 6-5 Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali (tab. 6.4.VI del DM 17/01/2018).**

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

### 6.1.1. CARICO LIMITE VERTICALE DEL PALO

Il carico limite di un palo è convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta (P) e la resistenza laterale (S):

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

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.

La resistenza laterale lungo il fusto del palo e la resistenza alla punta vengono calcolate con le seguenti espressioni, in funzione del litotipo attraversato:

PROGETTAZIONE ATI:

$$p = N_q^* * \sigma'_{v0}$$

$$s = k * \sigma'_{v0} * \tan \delta$$

dove:

$\sigma'_{v0}$  = tensione litostatica efficace;

$N_q^*$  = fattore di capacità portante ridotto;

$K = (0,7 \div 1) K_0$ ;

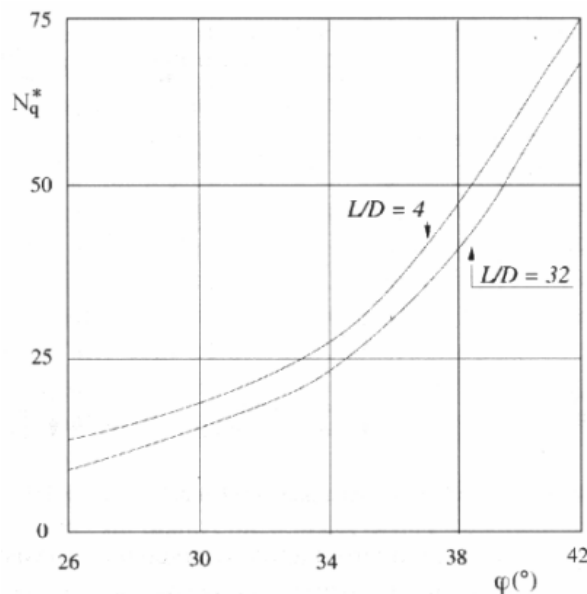
$K_0$  = coefficiente di spinta a riposo;

$\delta = (0,5 \div 1) \varphi$  (Nel caso in esame si è assunto  $\delta = \varphi$ );

$\varphi$  = angolo di resistenza a taglio.

Il fattore di capacità portante ridotto (impiegato per i pali di grande diametro)  $N_q^*$  viene calcolato dall' interpolazione delle due curve riportate in Figura 6-1, ovvero dall'abaco di Berezantzev (1965), funzione dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  e del rapporto L/D per ogni palo. Il valore di  $N_q^*$  di ogni palo è esplicitato nelle Verifiche fondazioni viadotti (Cap.7).

**Figura 6-1 Valori del coefficiente di capacità portante ridotto di Berezantzev (1965)**



### 6.1.2. CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO

Per la valutazione del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita). Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluenza rispetto al carico limite orizzontale, il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue

all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;

- il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore del momento di plasticizzazione ( $M_{plast}$ ). A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

La resistenza del terreno si calcola nel caso di rottura drenata ( $c'$  e  $\phi'$ ) e si considera il terreno omogeneo.

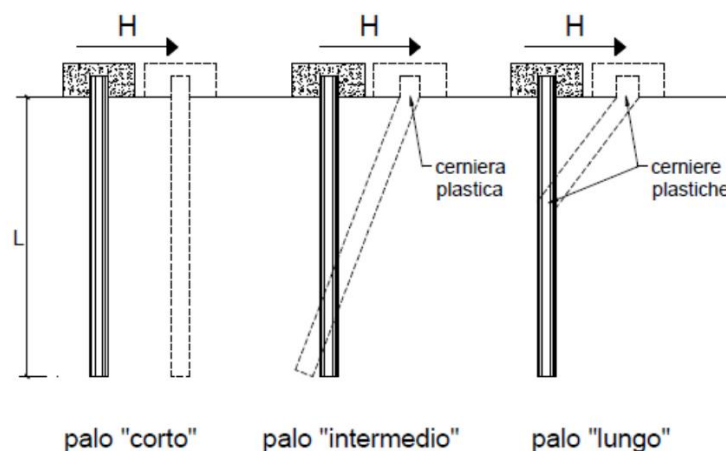
Per il caso generale di un terreno incoerente, l'andamento della pressione limite, alla generica profondità  $z$ , risulta pari a:

$$p = 3 \cdot K_p \cdot \sigma_{vo} \cdot d$$

dove con  $\sigma_{vo}$  si indica la tensione litostatica, con  $K_p$  il coefficiente di spinta a riposo e con  $d$  il diametro del palo.

Nella fase di calcolo, si verifica il meccanismo di rottura del palo vincolato in testa: i pali "corti" sono quelli in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "intermedi" e "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso. Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, attraverso le espressioni:

PALO CORTO	$H = 1,5L^2 k_p \gamma d$
PALO INTERMEDIO	$H = \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L} \right] k_p \gamma d^3$
PALO LUNGO	$H = \sqrt[3]{ \left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right) k_p \gamma d^3 }$



Il meccanismo di rottura di ogni palo è riportato nei sottoparagrafi della verifica ai carichi orizzontali dei singoli viadotti.

PROGETTAZIONE ATI:

### 6.1.3. EFFICIENZA DELLA PALIFICATA

Il carico limite di un gruppo di pali  $Q_{Glim}$  differisce, in generale, dal prodotto del carico limite del singolo palo  $Q_{lim}$  per il numero di pali  $N$  del gruppo. In generale:

$$Q_{Glim} = N E Q_{lim}$$

in cui  $E$  è detto efficienza della palificata e necessita di diverse considerazioni in funzione della tipologia di terreno all'interno del quale si trovano i pali.

Per un gruppo costituito da  $m$  file di pali con  $n$  pali per ciascuna fila, per il calcolo dell'efficienza rispetto i carichi verticali, si può adottare la formula di *Converse Labarre*:

$$E = 1 - \frac{\tan^{-1}(d/i)}{\pi/2} \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

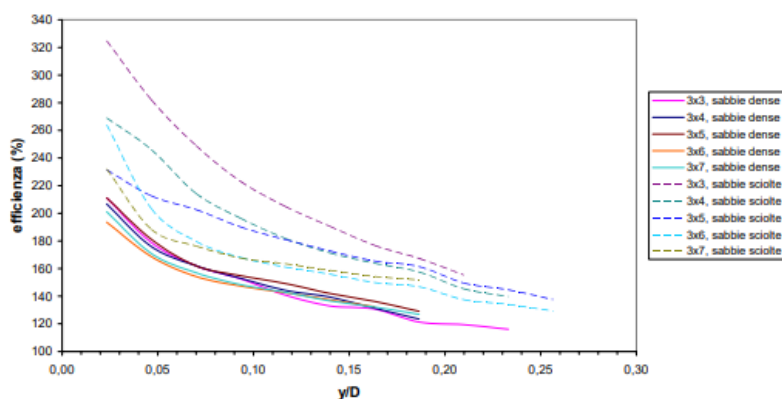
in cui  $i$  è l'interasse tra i pali.

I risultati forniscono un valore di efficienza compreso tra 0,98 e 1 (quando  $i=3D$ ). Tale formula non tiene però in considerazione le caratteristiche meccaniche del terreno. Evidenze sperimentali e su casi reali hanno mostrato che per palificate in terreni incoerenti l'efficienza risulta non minore dell'unità (Vesic, 1968).

Per questo, nel progetto si assume un valore di efficienza della palificata rispetto i carichi verticali pari all'unità.

Anche per quanto riguarda il comportamento ai carichi orizzontali dei pali in gruppo, il carico limite di un gruppo di pali può essere inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali.

Evidenze sperimentali hanno mostrato che nel caso in cui il vincolo in testa ai pali del gruppo è un incastro, l'efficienza alle azioni orizzontali ottenuta è significativamente superiore all'unità, a conferma del benefico effetto generato dall'incastro in testa in relazione agli spostamenti. L'andamento dell'efficienza rimane decrescente (McVay et al., 1998), come riportato nel grafico sottostante.



**Figura 6-2: Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in centrifuga con testa impedita di ruotare (McVay et al., 1998).**

Data la condizione di palo vincolato in testa, che si sviluppa all'interno di terreno a grana grossa, nel progetto si assume, anche per il calcolo del carico limite orizzontale, un valore di efficienza della palificata pari all'unità.

PROGETTAZIONE ATI:

## **7. SCAVI E OPERE PROVVISORIALI**

### **7.1. VIADOTTO TEVERE**

Per la realizzazione delle fondazioni del Viadotto Tevere, interessate dal fenomeno di scalzamento, è necessario raggiungere quote dal piano campagna dell'ordine dei 5-8 m. Si prevede l'impiego di palancole per il sostegno degli scavi.

Le palancole metalliche sono infisse lungo il perimetro della fondazione, a costituire una sezione chiusa, separatamente per le due carreggiate. Per le pile in prossimità dell'argine del fiume Tevere le quote di testa delle paratie sono mantenute in prossimità del piano campagna, per ridurre gli scavi. Per tutte le altre pile, si procede con un pre-scavo di 2 m circa e con la posa delle palancole. Alla fine delle lavorazioni (realizzazione dei pali, getto del plinto e della pila) le palancole saranno rimosse e si procederà al ritombamento e riprofilatura degli scavi.

#### **7.1.1. PARATIE DI PALANCOLE METALLICHE**

Si riportano di seguito le verifiche della paratia di palancole metalliche eseguita adottando per la sezione della palancola una sezione U tipo PU32 le cui caratteristiche sono riassunte nella Tabella 7-1.

Le verifiche sono state condotte solamente in condizioni statiche per i limitati tempi previsti per la realizzazione delle fondazioni.

**Tabella 7-1: Caratteristiche sezione palancola PU32.**

Interasse profili/larghezza profilo [cm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	Inerzia [cm <sup>4</sup> ]	Modulo resistente [cm <sup>3</sup> ]	Momento ultimo [kN/m]
60	242	72 320	3 687	1 825

### **Geometria paratia**

Tipo paratia: **Paratia in acciaio con parametri definiti per singolo elemento da sagomario**

Altezza fuori terra	4.50	[m]
Profondità di infissione	7.50	[m]
Altezza totale della paratia	12.00	[m]
Lunghezza paratia	13.25	[m]

Tipo profilato del sagomario:

Base del sagomario	58,00	[cm]
Altezza del sagomario	48,00	[cm]
Area del profilato	242,00	[cmq]
Inerzia del profilato	72320,00	[cm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza del profilato	3687,00	[cm <sup>3</sup> ]
Momento ultimo della sezione del profilato	1825,0000	[kNm]
Fattore di taglio	1.20	
Numero di file di profilati	1	
Interasse fra i profilati della fila	0,60	[m]
Numero totale di profilati	21	
Numero di profilati per metro lineare	1.58	

### **Descrizione terreni**

*Simbologia adottata*

PROGETTAZIONE ATI:

n° numero d'ordine

Descrizione Descrizione del terreno

$\gamma$  peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

$\gamma_{sat}$  peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

$\phi$  angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

$\delta$  angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [kPa]

ca adesione terreno/paratia espressa in [kPa]

Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix

Cesp coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato

$\tau_1$  tensione tangenziale minima e media lungo il tirante espresso in [kPa]

I parametri medi e minimi vengono usati per il calcolo di portanza di progetto dei pali e per la resistenza di progetto a sfilamento dei tiranti

N°	Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	c	ca	Cesp	$\tau_1$	
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]		[kPa]	
1	UG1	18.000	19.000	26.00	0.00	7.0	0.0	1.00	0.0	CAR
				26.00	0.00	7.0	0.0		0.0	MIN
				26.00	0.00	7.0	0.0		0.0	MED
2	UG2	20.000	21.000	32.00	0.00	5.0	0.0	1.00	0.0	CAR
				32.00	0.00	5.0	0.0		0.0	MIN
				32.00	0.00	5.0	0.0		0.0	MED
3	UG3	20.000	21.000	27.00	0.00	10.0	0.0	1.00	0.0	CAR
				27.00	0.00	10.0	0.0		0.0	MIN
				27.00	0.00	10.0	0.0		0.0	MED

### **Descrizione stratigrafia**

*Simbologia adottata*

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in [Kg/cm<sup>2</sup>/cm]

$\alpha$  inclinazione dello strato espressa in [°] (M: strato di monte, V: strato di valle)

Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte, V: strato di valle)

N°	sp	$\alpha_M$	$\alpha_V$	Kw <sub>M</sub>	Kw <sub>V</sub>	Terreno M	Terreno V
	[m]	[°]	[°]	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]		
1	4.50	0.00	0.00	0.81	0.81	UG1	UG1
2	3.00	0.00	0.00	2.38	2.38	UG2	UG2
3	10.00	0.00	0.00	4.05	4.05	UG3	UG3

### **Falda**

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 5.00 [m]

Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 5.00 [m]

Regime delle pressioni neutre:

**Idrostatico**

### **Impostazioni di analisi**

**Analisi per Combinazioni di Carico.**

Rottura del terreno:

Pressione passiva



Influenza  $\delta$  (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale:

Metodo: Metodo di Fellenius  
Maglia dei centri Passo maglia **Automatica**  
Resistenza a taglio paratia  **$V_{Rd}$**

Impostazioni analisi sismica

Non sono state analizzate Combinazioni/Fasi sismiche.

**Forze agenti sulla paratia**

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

*Simbologia adottata*

$n^\circ$  Indice della Combinazione/Fase  
Tipo Tipo della Combinazione/Fase  
 $P_a$  Spinta attiva, espressa in [kN]  
 $I_s$  Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]  
 $P_w$  Spinta della falda, espressa in [kN]  
 $P_p$  Resistenza passiva, espressa in [kN]  
 $P_c$  Controspinta, espressa in [kN]

$n^\circ$	Tipo	$P_a$ [kN]	$Y_{P_a}$ [m]	$I_s$ [kN]	$Y_{I_s}$ [m]	$P_w$ [kN]	$Y_{P_w}$ [m]	$P_p$ [kN]	$Y_{P_p}$ [m]	$P_c$ [kN]	$Y_{P_c}$ [m]
1	SLU - STR	79.45	3.36	--	--	0.00	0.00	-134.81	6.42	55.36	10.82
2	SLU - GEO	79.37	3.36	--	--	0.00	0.00	-166.04	7.42	86.66	11.14
3	SLE - Rara	52.39	3.43	--	--	0.00	0.00	-84.79	6.23	32.39	10.77
4	SLE - Frequente	52.39	3.43	--	--	0.00	0.00	-84.79	6.23	32.39	10.77
5	SLE - Quasi permanente	52.39	3.43	--	--	0.00	0.00	-84.79	6.23	32.39	10.77

*Simbologia adottata*

$n^\circ$  Indice della Combinazione/Fase  
Tipo Tipo della Combinazione/Fase  
 $R_c$  Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]  
 $R_t$  Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]  
 $R_v$  Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]  
 $R_p$  Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

$n^\circ$	Tipo	$R_c$ [kN]	$Y_{R_c}$ [m]	$R_t$ [kN]	$Y_{R_t}$ [m]	$R_v$ [kN]	$Y_{R_v}$ [m]	$R_p$ [kN]	$Y_{R_p}$ [m]
1	SLU - STR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	SLU - GEO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	SLE - Rara	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	SLE - Frequente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	SLE - Quasi permanente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia**

*Simbologia adottata*

$n^\circ$  Indice della combinazione/fase

PROGETTAZIONE ATI:

Tipo Tipo della combinazione/fase  
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]  
 M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]  
 N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)  
 T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M [kNm]	Y <sub>M</sub> [m]	T [kN]	Y <sub>T</sub> [m]	N [kN]	Y <sub>N</sub> [m]	
1	SLU - STR	194.13	6.50	79.45	4.70	47.15	12.00	MAX
		0.00	1.40	-55.36	8.80	0.00	0.00	MIN
2	SLU - GEO	256.83	7.45	79.37	4.95	47.15	12.00	MAX
		0.00	1.40	-86.66	9.50	0.00	0.00	MIN
3	SLE - Rara	116.04	6.40	52.39	4.60	47.15	12.00	MAX
		0.00	1.80	-32.39	8.70	0.00	0.00	MIN
4	SLE - Frequente	116.04	6.40	52.39	4.60	47.15	12.00	MAX
		0.00	1.80	-32.39	8.70	0.00	0.00	MIN
5	SLE - Quasi permanente	116.04	6.40	52.39	4.60	47.15	12.00	MAX
		0.00	1.80	-32.39	8.70	0.00	0.00	MIN

### Spostamenti massimi e minimi della paratia

*Simbologia adottata*

n° Indice della combinazione/fase  
 Tipo Tipo della combinazione/fase  
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]  
 U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle  
 V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U [cm]	Y <sub>U</sub> [m]	V [cm]	Y <sub>V</sub> [m]	
1	SLU - STR	1.6563	0.00	0.0027	0.00	MAX
		-0.0721	12.00	0.0000	0.00	MIN
2	SLU - GEO	2.7684	0.00	0.0027	0.00	MAX
		-0.1637	12.00	0.0000	0.00	MIN
3	SLE - Rara	0.9595	0.00	0.0027	0.00	MAX
		-0.0400	12.00	0.0000	0.00	MIN
4	SLE - Frequente	0.9595	0.00	0.0027	0.00	MAX
		-0.0400	12.00	0.0000	0.00	MIN
5	SLE - Quasi permanente	0.9595	0.00	0.0027	0.00	MAX
		-0.0400	12.00	0.0000	0.00	MIN

### Stabilità globale

*Simbologia adottata*

n° Indice della combinazione/fase  
 Tipo Tipo della combinazione/fase  
 (X<sub>c</sub>; Y<sub>c</sub>) Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]  
 R Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]  
 (X<sub>v</sub>; Y<sub>v</sub>) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]  
 (X<sub>m</sub>; Y<sub>m</sub>) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]  
 FS Coefficiente di sicurezza  
 R Coefficiente di sicurezza richiesto

PROGETTAZIONE ATI:

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X <sub>c</sub> , Y <sub>c</sub> [m]	R [m]	X <sub>v</sub> , Y <sub>v</sub> [m]	X <sub>M</sub> , Y <sub>M</sub> [m]	FS	R
2	SLU - GEO	-2.40; 0.00	12.24	-13.79; -4.48	9.80; -0.92	1.729	1.100

### Verifica a flessione

#### Simbologia adottata

- n° numero d'ordine della sezione  
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]  
 M momento flettente espresso in [kNm]  
 M<sub>u</sub> momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]  
 FS coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

La verifica a flessione è stata eseguita considerando una sezione di area A = 322.00 cmq

n° - Tipo	Y [m]	M [kNm]	M <sub>u</sub> [kNm]	FS
2 - SLU - GEO	7.45	162.05	2910.00	17.957

### Verifica a taglio

#### Simbologia adottata

- n° numero d'ordine della sezione  
 Tipo Tipo della Combinazione/Fase  
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]  
 V<sub>Ed</sub> taglio agente espresso in [kN]  
 V<sub>Rd</sub> taglio resistente, espresso in [kN]  
 FS coefficiente di sicurezza a taglio

Area sezione resistente a taglio A = 268.33 cmq

n° - Tipo	Y [m]	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]	FS
2 - SLU - GEO	9.50	-54.68	6639.53	121.422

### Verifica tensioni

#### Simbologia adottata

- n° numero d'ordine della sezione  
 Tipo Tipo della Combinazione/Fase  
 Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]  
 σ<sub>f</sub> tensione di compressione nell'acciaio espressa in [kPa]  
 σ'<sub>f</sub> tensione di trazione nell'acciaio espressa in [kPa]  
 τ<sub>f</sub> tensione tangenziale in [kPa]  
 σ<sub>id</sub> tensione ideale espressa in [kPa]

La verifica tensionale è stata eseguita considerando una sezione di area A = 322.00 cmq

σ <sub>f</sub> [kPa]	σ' <sub>f</sub> [kPa]	τ <sub>f</sub> [kPa]	σ <sub>id</sub> [kPa]	cmb
13081	-12096	32	13082	3

## 8. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI DEI VIADOTTI

Per ogni viadotto si riportano i calcoli per la determinazione del carico limite verticale (Nd) e orizzontale (Td), con indicazione della stratigrafia di calcolo, dei parametri geotecnici e del livello di falda.

Cautelativamente per il calcolo della capacità portante orizzontale dei pali è stata considerata un'armatura minima di 26Φ26.

I valori di capacità portante verticale e orizzontale sono determinati per ogni fondazione in funzione della stratigrafia e al variare della lunghezza del palo in un intervallo di valori 10-50 metri.

### 8.1. VIADOTTO MADONNA DEL PIANO

La stratigrafia di interesse per i pali delle fondazioni di spalle e pile del viadotto Madonna del piano sono descritti dalla Tabella 8-1 che trova riscontro con quanto indicato dal profilo geotecnico. La falda è posizionata a 6.8 metri dal piano campagna.

Cautelativamente si considera una sola verticale di indagine adottando  $\xi_3=\xi_4=1,7$ .

Tabella 8-1: stratigrafia dal p.c. specifica per i pali di fondazione del viadotto Madonna del piano.

stratigrafia				
strato	UG	z <sub>i</sub> da testa palo [m]	z <sub>f</sub> da p.c. [m]	spessore [m]
1	UG1	0	3.3	3.3
2	UG2	3.3	6.9	3.6
3	UG3	6.9	-	variabile

Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante verticale e orizzontale per la stratigrafia appena definita per un palo di D=1,2 metri e lunghezza 20 m.

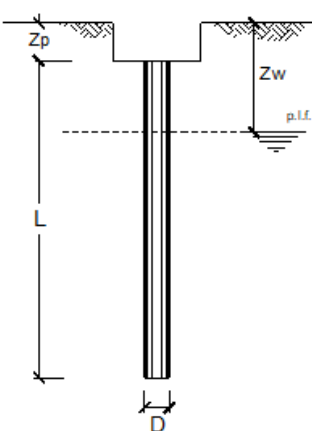
### Capacità portante verticale condizioni drenate

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	6.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	100.00	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	20.00	(m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
			γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>			
SUS	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
DM88			○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			○	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



PROGETTAZIONE ATI:

PARAMETRI MEDI							Coefficienti di Calcolo			
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k	μ	a	α
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' <sub>med</sub> (kPa)	Φ' <sub>med</sub> (°)	C <sub>u med</sub> (kPa)				
(-)	(m)					(-)	(-)	(-)	(-)	
1	0.30	UG1	19.00	10.0	26.0	0.56	0.49		0.40	
2	3.60	UG2	20.00	5.0	32.0	0.47	0.62		0.40	
3	16.10	UG3	20.00	15.0	27.0	0.55	0.51		0.40	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)							Coefficienti di Calcolo			
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k	μ	a	α
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' <sub>min</sub> (kPa)	Φ' <sub>min</sub> (°)	C <sub>u min</sub> (kPa)				
(-)	(m)					(-)	(-)	(-)	(-)	
1	0.30	UG1	19.00	10.0	26.0	0.56	0.49		0.40	
2	3.60	UG2	20.00	5.0	32.0	0.47	0.62		0.40	
3	16.10	UG3	20.00	15.0	27.0	0.55	0.51		0.40	

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4147.95 \text{ (kN)}$$

**Capacità portante verticale condizioni non drenate**

PARAMETRI MEDI							Coefficienti di Calcolo			
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k	μ	a	α
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' <sub>med</sub> (kPa)	Φ' <sub>med</sub> (°)	C <sub>u med</sub> (kPa)				
(-)	(m)					(-)	(-)	(-)	(-)	
1	0.30	UG1	19.00			0.00	0.00		0.40	
2	3.60	UG2	20.00	2.0	32.0	0.47	0.62		0.40	
3	6.10	UG3	20.00			0.00	0.00		0.40	
4	10.00	UG3	20.00			0.00	0.00		0.40	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)							Coefficienti di Calcolo			
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k	μ	a	α
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' <sub>min</sub> (kPa)	Φ' <sub>min</sub> (°)	C <sub>u min</sub> (kPa)				
(-)	(m)					(-)	(-)	(-)	(-)	
1	0.30	UG1	19.00			0.00	0.00		0.40	
2	3.60	UG2	20.00	2.0	32.0	0.47	0.62		0.40	
3	6.10	UG3	20.00			0.00	0.00		0.40	
4	10.00	UG3	20.00			0.00	0.00		0.40	

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

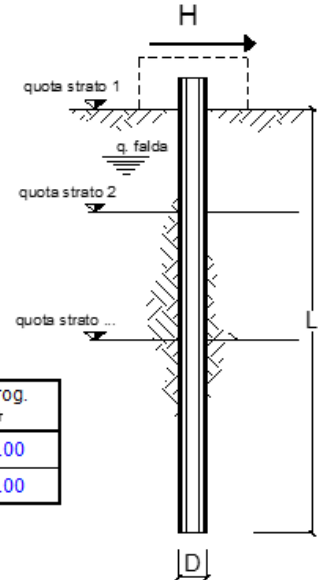
$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4422.98 \text{ (kN)}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Capacità portante orizzontale

La capacità portante orizzontale considerando un palo armato con 26  $\Phi 26$ .

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_\psi$	$\gamma_{\psi_{ov}}$	$\gamma_T$	
S.U.	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	
DM88				1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista				1.10	1.20	1.50	1.30	1.30



n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	UG1	100.00	19	9	26	2.56	80	26	2.56	80
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	UG2	99.70	20	10	32	3.25		32	3.25	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	UG3	96.10	20	10	27	2.66	250	27	2.66	250
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 96.2 (m)  
 Diametro del palo D 1.20 (m)  
 Lunghezza del palo L 20.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  2484.90 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

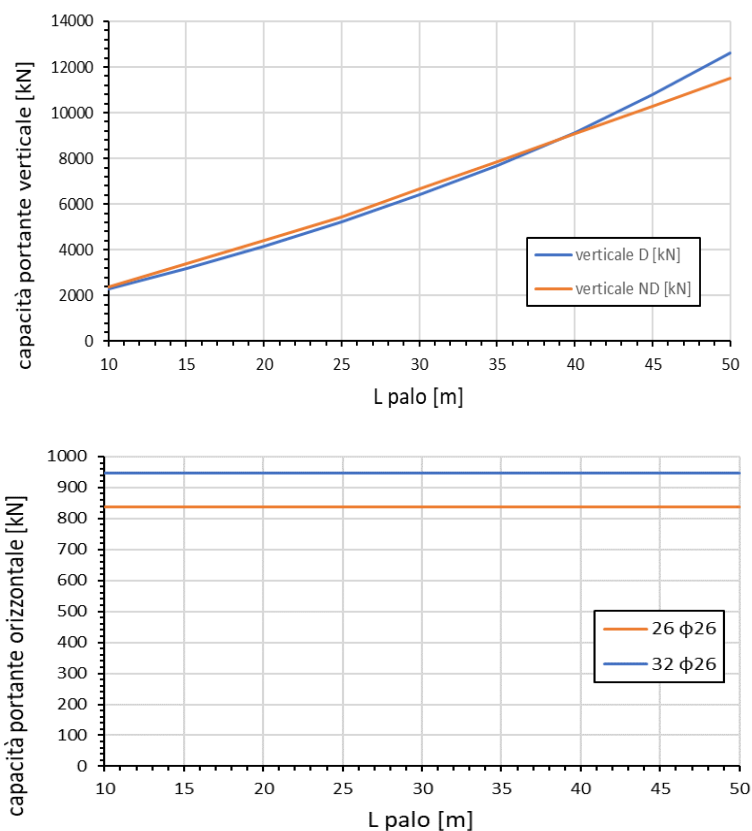
	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	1852.8 (kN)		1852.8 (kN)	
Palo intermedio	14907.3 (kN)		14907.3 (kN)	
Palo corto	45228.3 (kN)		45228.3 (kN)	
$H_{med}$	<b>1852.8 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	$H_{min}$	<b>1852.8 (kN)</b>
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1089.88 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			<b>838.37 (kN)</b>	

Le capacità portanti verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-1 al variare della lunghezza del palo sono riassunte in Tabella 8-2 e graficate in Figura 8-1.

Per quanto riguarda la capacità portante orizzontale, questa risulta costante nell'intervallo 10-50 metri della lunghezza del palo perché il meccanismo risulta sempre a palo lungo.

**Tabella 8-2: Capacità portanti verticale e orizzontale per le fondazioni del viadotto Madonna del piano.**

L <sub>palo</sub> [m]	verticale D [kN]	capacità portante		
		verticale ND [kN]	orizzontale [kN]	
			26 φ26	32 φ26
10	2311	2396	838	948
15	3176	3409	838	948
20	4147	4422	838	948
25	5225	5436	838	948
30	6408	6671	838	948
35	7698	7877	838	948
40	9141	9084	838	948
45	10808	10290	838	948
50	12609	11496	838	948



**Figura 8-1: andamento delle capacità portanti verticale e orizzontale per i pali di fondazione del viadotto Madonna del piano in funzione della lunghezza del palo.**

## 8.2. VIADOTTO TEVERE

La stratigrafia di interesse per i pali delle fondazioni del viadotto Tevere è descritta dalla Tabella 8-3 in funzione della spalla e pila di riferimento e trova riscontro con quanto indicato dal profilo geotecnico.

Le fondazioni del viadotto Tevere sono interessate dal fenomeno dello scalzamento. Si rimanda alla Relazione idraulica attraversamenti maggiori (elaborato T00ID00IDRRE03) per il calcolo delle profondità. Le quote imposta delle fondazioni sono pertanto state definite in funzione della profondità di erosione del terreno, in modo da garantire che l'estradosso fondazione sia al di sotto della quota di massimo scavo. Le pile interessate da questo fenomeno sono le pile dalla 3 alla 9, per entrambe le carreggiate.

Cautelativamente si considera una sola verticale di indagine adottando  $\xi_3=\xi_4=1,7$ .

Tabella 8-3: stratigrafia specifica per i pali di fondazione del viadotto Madonna del piano.

gruppo	strato	UG	$z_i$ da testa palo [m]	$z_f$ da p.c. [m]	spessore [m]	$z_w$ [m]
Spalla A Pila 1 Pila2	1	UG1	0	6.5	6.5	7.4
	2	UG2	6.5	10.1	3.6	
	3	UG3	10.1	-	variabile	
Pile 3 ÷ 9	1	UG1	0	5	5	5
	2	UG2	5	10	5	
	3	UG3	10	-	variabile	
Spalla B	1	UG1	0	8.4	8.4	6.1
	2	UG2	8.4	12.7	4.3	
	3	UG3	12.7	-	variabile	

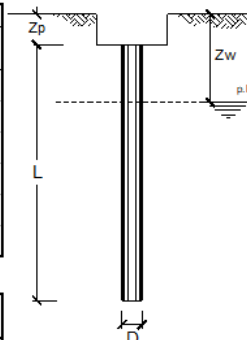
### 8.2.1. SPALLA A, PILA 1, PILA 2

Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante verticale e orizzontale per la stratigrafia appena definita per il gruppo 1 per un palo di  $D=1,2$  metri e lunghezza 20 m.

#### Capacità portante verticale in condizione drenate

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo ( $A_p$ ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. ( $z_p$ ):	2.60	(m)	Quota falda dal p.c. ( $z_w$ ):	7.40	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6444.82	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		$L_{palo} =$	20.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{traz}}$	
SUD	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
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:



		PARAMETRI MEDI				
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\Phi'_{med}$ (°)	$C_{u,med}$ (kPa)
1	3.50	UG1	19.00	10.0	26.0	
2	3.60	UG2	20.00	5.0	32.0	
3	12.90	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		0.40
0.47	0.62		0.40
0.55	0.51		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

		PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)				
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\Phi'_{min}$ (°)	$C_{u,min}$ (kPa)
1	3.50	UG1	19.00	10.0	26.0	
2	3.60	UG2	20.00	5.0	32.0	
3	12.90	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		0.40
0.47	0.62		0.40
0.55	0.51		0.40

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4117.08 \text{ (kN)}$$

*Capacità portante verticale in condizione non drenate*

		PARAMETRI MEDI				
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\Phi'_{med}$ (°)	$C_{u,med}$ (kPa)
1	3.50	UG1	19.00			80.0
2	3.60	UG2	20.00	5.0	32.0	
3	2.90	UG3	20.00			200.0
4	10.00	UG3	20.00			250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.47	0.62		0.40
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

		PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)				
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\Phi'_{min}$ (°)	$C_{u,min}$ (kPa)
1	3.50	UG1	19.00			80.0
2	3.60	UG2	20.00	5.0	32.0	
3	2.90	UG3	20.00			200.0
4	10.00	UG3	20.00			250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.47	0.62		0.40
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4214.99 \text{ (kN)}$$

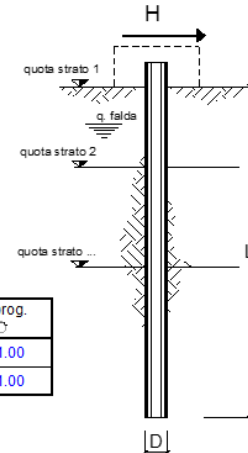
PROGETTAZIONE ATI:

Capacità portante orizzontale

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_g$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_r$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<b>1.10</b>	<b>1.20</b>	<b>1.50</b>	<b>1.30</b>	<b>1.30</b>

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	UG1	100.00	19	9	26	2.56	80	25	2.46	80
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	UG2	96.50	20	10	32	3.25		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	UG3	92.90	20	10	27	2.66	250	24	2.37	250
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **92.6** (m)  
 Diametro del palo D **1.20** (m)  
 Lunghezza del palo L **20.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **2484.90** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

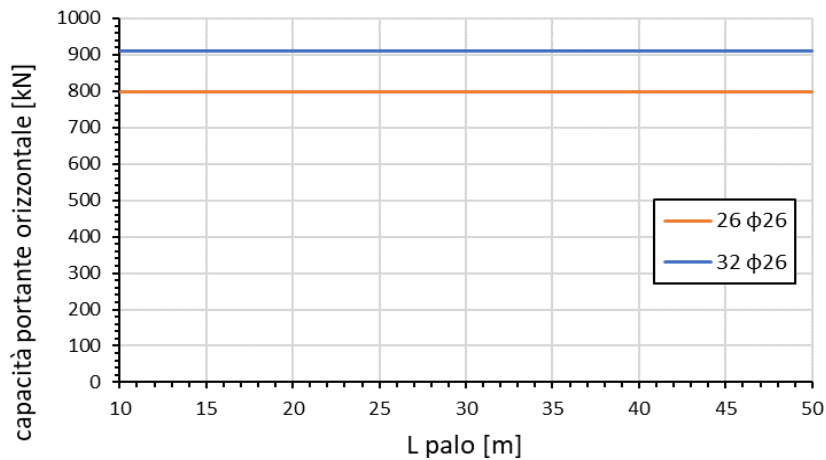
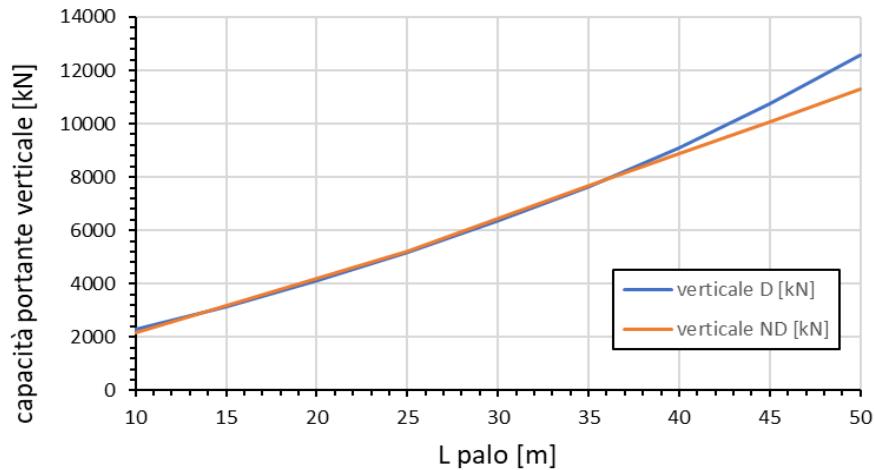
	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	1768.8 (kN)		1766.2 (kN)	
Palo intermedio	11983.8 (kN)		11651.0 (kN)	
Palo corto	40630.8 (kN)		40136.0 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 1768.8 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 1766.2 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>
	<b><math>H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)</math></b>		<b>1038.92 (kN)</b>	
	<b><math>H_d = H_k/\gamma_r</math></b>		<b>799.17 (kN)</b>	

Le capacità portanti verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-3 relativa al gruppo di fondazioni 1 al variare della lunghezza del palo sono riassunte in Tabella 8-4 e graficate in Figura 8-2

Per quanto riguarda la capacità portante orizzontale, questa risulta costante nell'intervallo 10-50 metri della lunghezza del palo perché il meccanismo risulta sempre a palo lungo.

**Tabella 8-4: capacità portanti verticale e orizzontale per le fondazioni della Spalla A, Pila 1 e Pila 2 del viadotto Tevere.**

L <sub>palo</sub> [m]	verticale D [kN]	capacità portante		
		verticale ND [kN]	orizzontale	
			26 φ26	32 φ26
10	2284	2169	799	911
15	3147	3201	799	911
20	4117	4214	799	911
25	5192	5228	799	911
30	6374	6463	799	911
35	7662	7669	799	911
40	9103	8876	799	911
45	10767	10082	799	911
50	12566	11288	799	911



**Figura 8-2: andamento delle capacità portanti verticale e orizzontale per i pali di fondazione della Spalla A, Pila 1 e Pila 2 del viadotto Tevere in funzione della lunghezza del palo.**

PROGETTAZIONE ATI:

**8.2.2. PILA 3, PILA 4, PILA 5, PILA 6, PILA 7, PILA 8, PILA 9**

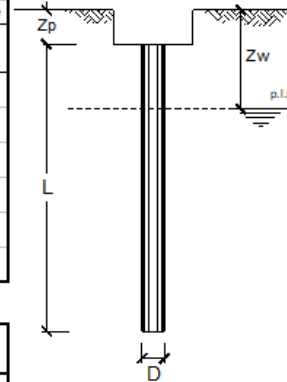
Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-3 relativa al gruppo 2 per un palo di D=1,2 metri e lunghezza 20 m.

Capacità portante verticale in condizioni drenate

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	7.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	4.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6356.61	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2 $\frac{2}{1}$		L <sub>palo</sub> =	20.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s trac</sub>	
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
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	C <sub>u med</sub> (kPa)
1	3.00	UG2	20.00	5.0	32.0	
2	17.00	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
0.47	0.62		0.40
0.55	0.51		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	C <sub>u min</sub> (kPa)
1	3.00	UG2	20.00	5.0	32.0	
2	17.00	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
0.47	0.62		0.40
0.55	0.51		0.40

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{e,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4450.76 \text{ (kN)}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Capacità portante verticale in condizioni non drenate

PARAMETRI MEDI							Coefficienti di Calcolo			
Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	C <sub>u med</sub> (kPa)				
1	2.00	UG1	19.00			60.0	0.00	0.00	0.40	
2	5.00	UG2	20.00	2.0	32.0		0.47	0.62	0.40	
3	3.00	UG3	20.00			185.0	0.00	0.00	0.40	
4	10.00	UG3	20.00			225.0	0.00	0.00	0.40	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)							Coefficienti di Calcolo			
Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	C <sub>u min</sub> (kPa)				
1	2.00	UG1	18.00			50.0	0.00	0.00	0.40	
2	5.00	UG2	18.00	0.0	29.0		0.52	0.55	0.40	
3	3.00	UG3	19.00			170.0	0.00	0.00	0.40	
4	10.00	UG3	19.00			200.0	0.00	0.00	0.40	

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 3538.21 \text{ (kN)}$$

Capacità portante verticale in condizioni drenate e di scalzamento

Si riporta ora il calcolo della capacità portante dei pali delle pile di riferimento del viadotto Tevere in condizioni di scalzamento, considerando cioè che il terreno di ricoprimento venga rimosso dalla corrente.

Cautelativamente si considera che venga rimosso tutto il terreno al di sopra della testa pali.

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	0.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	0.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6390.54	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		L <sub>palo</sub> =	20.00	(m)

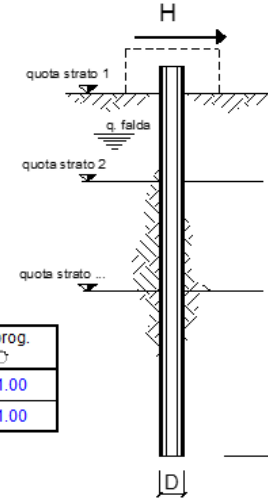
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 2547.42 \text{ (kN)}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Capacità portante orizzontale

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_R$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
SILU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<b>1.10</b>	<b>1.20</b>	<b>1.50</b>	<b>1.30</b>	<b>1.30</b>



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	UG2	100.00	20	10	32	3.25		25	2.46	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	UG3	97.00	20	10	27	2.66	200	29	2.88	180
<input type="checkbox"/> strato 3										
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **97** (m)  
 Diametro del palo D **1.20** (m)  
 Lunghezza del palo L **20.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My **2484.90** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

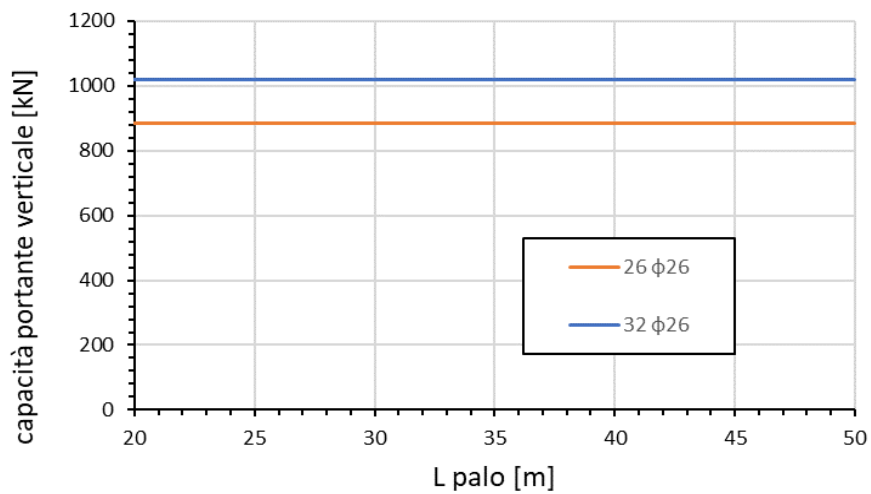
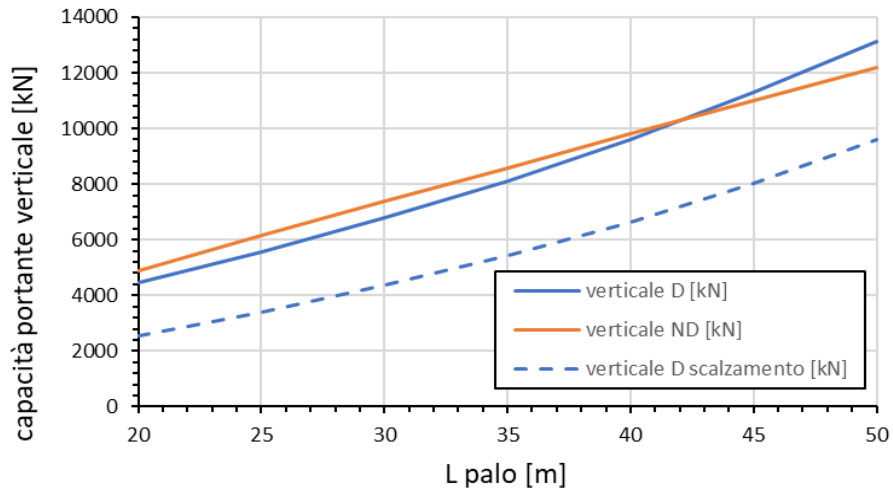
	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	1959.0 (kN)		1959.0 (kN)	
Palo intermedio	16201.5 (kN)		16201.5 (kN)	
Palo corto	46954.5 (kN)		46954.5 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 1959.0 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 1959.0 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>
	<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>		1152.35 (kN)	
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>		<b>886.42 (kN)</b>	

Le capacità portanti verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-3 relativa al gruppo di fondazioni 2 al variare della lunghezza del palo sono riassunte in Tabella 8-5 e graficate in Figura 8-3.

Per quanto riguarda la capacità portante orizzontale, questa risulta costante nell'intervallo 20-50 metri della lunghezza del palo perché il meccanismo risulta sempre a palo lungo.

**Tabella 8-5: capacità portanti verticale e orizzontale per le fondazioni della Pila 3, Pila 4, Pila 5, Pila 6, Pila 7, Pila 8 e Pila 9 del viadotto Tevere.**

L <sub>palo</sub> [m]	verticale D [kN]	verticale D scalzamento [kN]	capacità portante		
			verticale ND [kN]	orizzontale	
				26 φ26	32 φ26
20	4450	2547	4865	886	1020
25	5564	3397	6177	886	1020
30	6785	4353	7384	886	1020
35	8111	5415	8590	886	1020
40	9592	6622	9796	886	1020
45	11300	8035	11002	886	1020
50	13142	9582	12209	886	1020



**Figura 8-3: andamento delle capacità portanti verticale e orizzontale per i pali di fondazione della Pila 3, Pila 4 Pila 5, Pila 6, Pila 7, Pila 8 e Pila 9 del viadotto Tevere in funzione della lunghezza del palo.**

**8.2.3. SPALLA B**

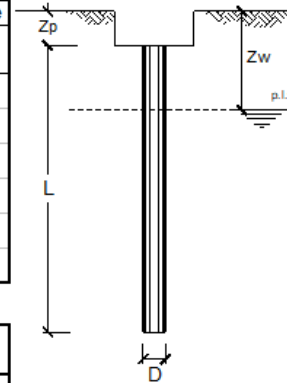
Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-3 relativa al gruppo 4 per un palo di D=1,2 metri e lunghezza 20 m.

Capacità portante verticale in condizioni drenate

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	2.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	6.10	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6427.86	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	20.00	(m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
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
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' med (kPa)	φ' med (°)	C <sub>u</sub> med (kPa)
1	5.40	UG1	19.00	10.0	26.0	
2	4.30	UG2	20.00	5.0	32.0	
3	10.30	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		0.40
0.47	0.62		0.40
0.55	0.51		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' min (kPa)	φ' min (°)	C <sub>u</sub> min (kPa)
1	5.40	UG1	19.00	10.0	26.0	
2	4.30	UG2	20.00	5.0	32.0	
3	10.30	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		0.40
0.47	0.62		0.40
0.55	0.51		0.40

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 3931.17 \text{ (kN)}$$

PROGETTAZIONE ATI:



Capacità portante verticale in condizioni non drenate

PARAMETRI MEDI					
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\Phi'_{med}$ (°)
1	5.40	UG1	19.00		80.0
2	4.30	UG2	20.00	2.0	32.0
3	0.30	UG3	20.00		200.0
4	10.00	UG3	20.00		250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.47	0.62		0.40
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)					
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\Phi'_{min}$ (°)
1	5.40	UG1	19.00		80.0
2	4.30	UG2	20.00	2.0	32.0
3	0.30	UG3	20.00		200.0
4	10.00	UG3	20.00		250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.47	0.62		0.40
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

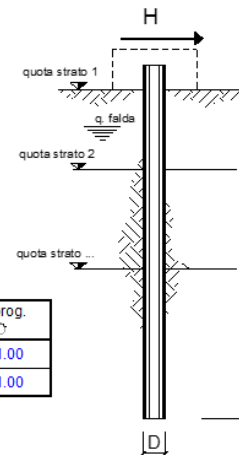
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{Bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4018.01 \text{ (kN)}$$

Capacità portante orizzontale

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_r$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_r$
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
DM88		⊗	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		⊗	1.10	1.20	1.50	1.30	1.30

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



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$K_p$	$C_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$K_p$	$C_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	UG1	100.00	19	9	26	2.56	80	26	2.56	80
☑ strato 2	UG2	94.60	20	10	32	3.25		32	3.25	
☑ strato 3	UG3	90.30	20	10	27	2.66	250	27	2.66	250
☐ strato 4						1.00			1.00	
☐ strato 5						1.00			1.00	
☐ strato 6						1.00			1.00	

PROGETTAZIONE ATI:

STUDI E INDAGINI – GEOLOGIA E GEOTECNICA – RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

Quota falda	93.9	(m)
Diametro del palo D	1.20	(m)
Lunghezza del palo L	20.00	(m)
Momento di plasticizzazione palo $M_y$	2484.90	(kNm)
Step di calcolo	0.01	(m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

Calcolo  
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1766.9	(kN)	1766.9	(kN)
Palo intermedio	10532.3	(kN)	10532.3	(kN)
Palo corto	37505.3	(kN)	37505.3	(kN)
<b><math>H_{med}</math></b>	<b>1766.9</b>	<b>(kN)</b>	<b><math>H_{min}</math></b>	<b>1766.9 (kN) Palo lungo</b>
<b><math>H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)</math></b>			1039.34	(kN)
<b><math>H_d = H_k/\gamma_T</math></b>			<b>799.49</b>	<b>(kN)</b>

Le capacità portanti verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-3 relativa al gruppo di fondazioni 3 al variare della lunghezza del palo sono riassunte in Tabella 8-6 e graficate in Figura 8-4.

Per quanto riguarda la capacità portante orizzontale, questa risulta costante nell'intervallo 10-50 metri della lunghezza del palo perché il meccanismo risulta sempre a palo lungo.

Tabella 8-6: capacità portanti verticale e orizzontale per le fondazioni della Spalla B del viadotto Tevere.

$L_{palo}$ [m]	verticale D [kN]	verticale ND [kN]	capacità portante	
			orizzontale	
			26 $\phi$ 26	32 $\phi$ 26
10	2161	1981	799	912
15	2993	3004	799	912
20	3931	4018	799	912
25	4975	5031	799	912
30	6125	6266	799	912
35	7381	7472	799	912
40	8790	8679	799	912
45	10419	9885	799	912
50	12183	11091	799	912

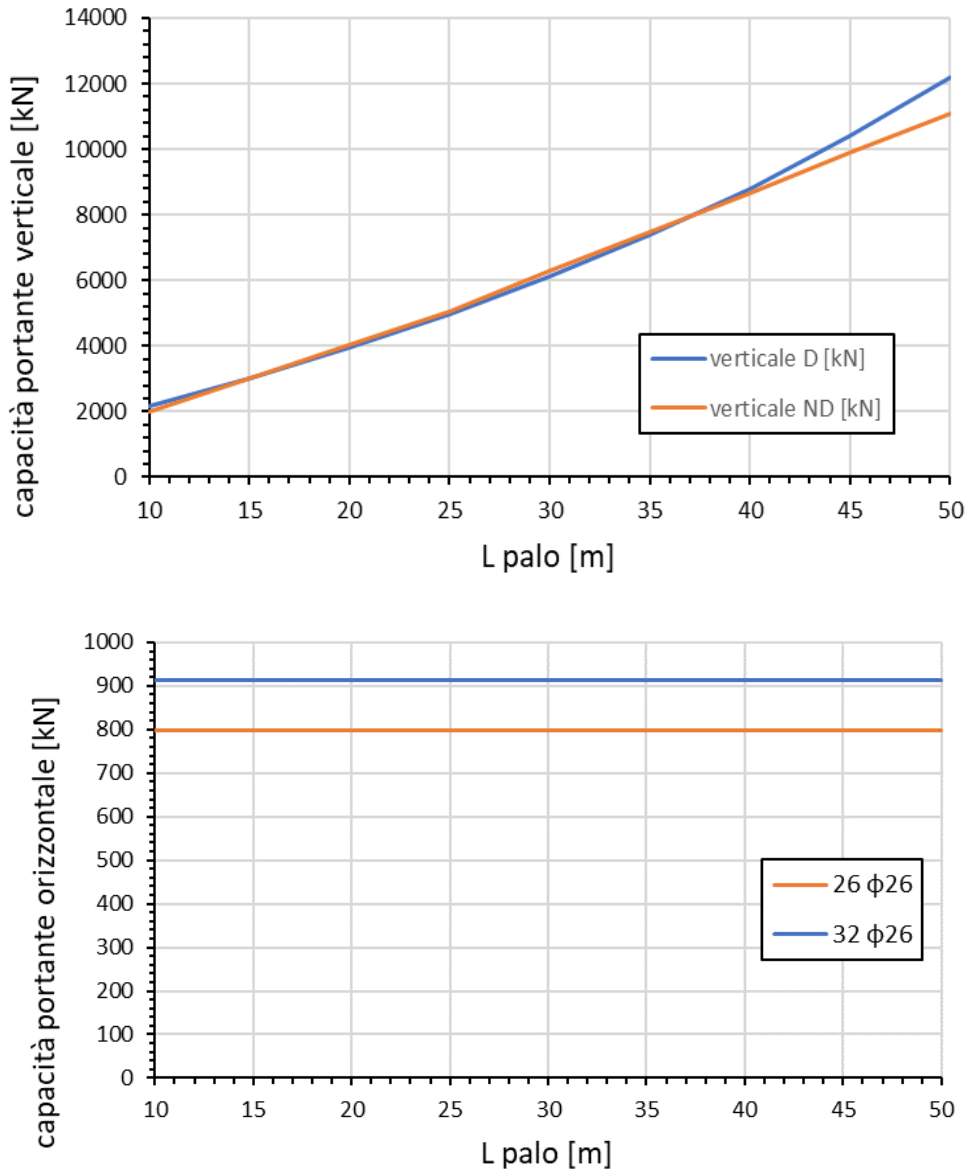


Figura 8-4: andamento delle capacità portanti verticale e orizzontale per i pali di fondazione della Spalla A del viadotto Tevere in funzione della lunghezza del palo.

### 8.3. VIADOTTO COLLESTRADA, RAMPE DI IMMISSIONE E USCITA E RAMPE PER SS75

La stratigrafia di interesse per i pali delle fondazioni del viadotto Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest sono descritti dalle Tabella 8-7 Tabella 8-8 in funzione della spalla e pila di riferimento e trova riscontro con quanto indicato dal profilo geotecnico. Cautelativamente si considera una verticale di indagine e si adotta  $\xi_3=\xi_4=1,7$ .

**Tabella 8-7: Stratigrafie dei pali di fondazione di spalle e pile dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest divisi per gruppi caratterizzati da spessori delle unità geotecniche di interesse paragonabili.**

Gruppo	Viadotto e spalla/pila
Gruppo 1	Viadotto Collestrada: Spalla A, Pila 1, Pila 4 Rampa bidirezionale: Pila 4, Spalla B Uscita SS75 Ovest: Spalla B Rampa di immissione SS75 Ovest: Spalla B Cappio Ovest: Spalla A Uscita Sud-Ovest: Spalla A
Gruppo 2	Viadotto Collestrada: Pila 2, Pila 3, Pila 7, Pila 8, Pila 9 Rampa bidirezionale: Pila 2, Pila 3 Uscita SS75 Ovest: Pila 3, Pila 4, Pila 6 Rampa di immissione SS75 Ovest: Pila 3 Cappio Ovest: Pila 1 Uscita Sud-Ovest: Pila 2, Pila 3, Pila 4, Pila 5
Gruppo 3	Viadotto Collestrada: Pila 5, Pila 6, Pila 10, Spalla B Rampa bidirezionale: Spalla A, Pila 1 Uscita SS75 Ovest: Spalla A, Pila 1, Pila 2 Rampa di immissione SS75 Ovest: Spalla A, Pila 1, Pila 2 Cappio Ovest: Pila 2, Pila 3, Pila 4, Spalla B Uscita Sud-Ovest: Pila 1, Pila 6, Pila 7, Pila 8, Pila 9, Pila 10, Spalla B

**Tabella 8-8: Stratigrafie dal p.c. dei distinti gruppi definiti per i dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest.**

gruppo	stratigrafia					z <sub>w</sub> [m]
	strato	UG	z <sub>i</sub> da testa palo [m]	z <sub>r</sub> da p.c. [m]	spessore [m]	
1	1	UG4	0	10.3	10.3	3.8
	2	UG3	10.3	-	variabile	
2	1	UG4	0	15.5	12.5	4.5
	2	UG3	15.5	-	variabile	
3	1	R	0	5.5	5.5	6.5
	2	UG4	5.5	19.5	14	
	3	UG3	19.5	-	variabile	

**8.3.1. GRUPPO 1**

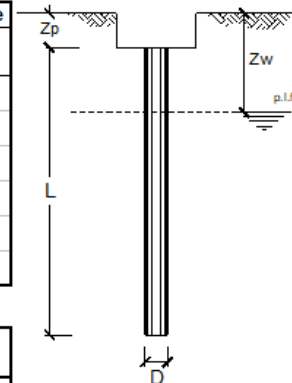
Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-8 relativa al Gruppo 1 di Tabella 8-7 per un palo di D=1,2 metri e lunghezza 20 m.

Capacità portante verticale in condizioni drenate

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo ( $A_p$ ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. ( $z_p$ ):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. ( $z_w$ ):	3.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6399.59	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		$L_{palo} =$	20.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanententi	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{traz}}$	
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
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
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$c_{u\ med}$ (kPa)
1	7.30	UG4	19.00	5.0	27.0	
2	12.70	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.55	0.51		0.40
0.55	0.51		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u\ min}$ (kPa)
1	7.30	UG4	19.00	5.0	27.0	
2	12.70	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.55	0.51		0.40
0.55	0.51		0.40

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 3551.85 \text{ (kN)}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Capacità portante verticale in condizioni non drenate

		PARAMETRI MEDI				Coefficienti di Calcolo				
Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' med (kPa)	φ' med (°)	C <sub>u</sub> med (kPa)				
1	7.30	UG4	19.00			140.0	0.00	0.00	0.40	
2	2.70	UG3	20.00			200.0	0.00	0.00	0.40	
3	10.00	UG3	20.00			250.0	0.00	0.00	0.40	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradasso del plinto)

		PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)				Coefficienti di Calcolo				
Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C' min (kPa)	φ' min (°)	C <sub>u</sub> min (kPa)				
1	7.30	UG4	19.00			140.0	0.00	0.00	0.40	
2	2.70	UG3	20.00			200.0	0.00	0.00	0.40	
3	10.00	UG3	20.00			250.0	0.00	0.00	0.40	

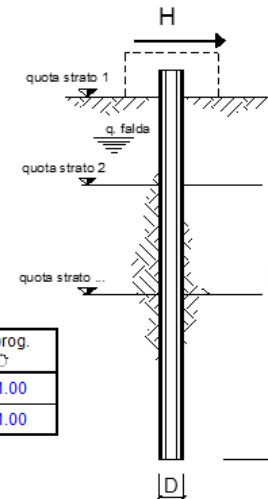
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4463.58 \text{ (kN)}$$

Capacità portante orizzontale

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>φ</sub>	γ <sub>c<sub>u</sub></sub>	γ <sub>r</sub>	
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	
DM88		⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.50	1.30	1.30	

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
γ <sub>s</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ <sub>d</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	Parametri medi				Parametri minimi			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	γ' (kN/m <sup>3</sup> )	φ (°)	k <sub>p</sub>	C <sub>u</sub> (kPa)	φ (°)	k <sub>p</sub>	C <sub>u</sub> (kPa)
p.c.=strato 1	UG4	100.00	19	9	27	2.66	140	27	2.66	140
☑ strato 2	UG3	92.70	20	10	27	2.66	250	27	2.66	250
☐ strato 3										
☐ strato 4						1.00			1.00	
☐ strato 5						1.00			1.00	
☐ strato 6						1.00			1.00	

PROGETTAZIONE ATI:

Quota falda	96.2	(m)
Diametro del palo D	1.20	(m)
Lunghezza del palo L	10.00	(m)
Momento di plasticizzazione palo $M_y$	2484.90	(kNm)
Step di calcolo	0.01	(m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

Calcolo  
(ctrl+r)

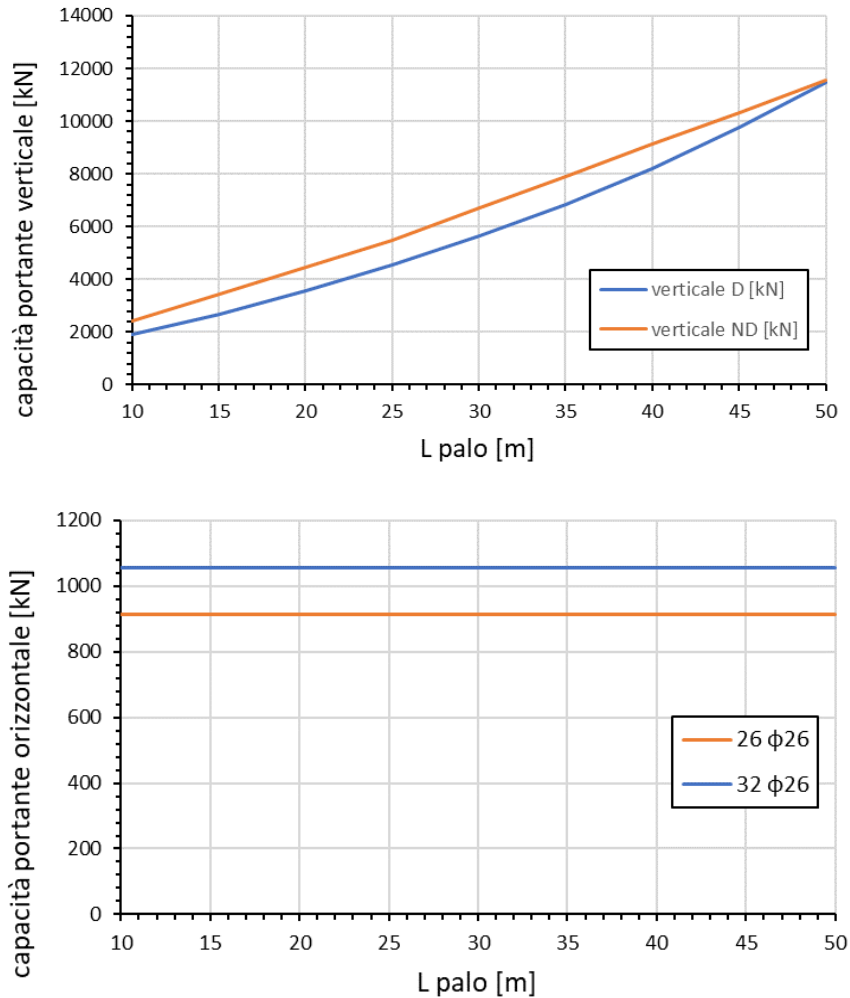
	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	2018.5	(kN)	2018.5	(kN)
Palo intermedio	4686.1	(kN)	4686.1	(kN)
Palo corto	15621.1	(kN)	15621.1	(kN)
	$H_{med}$	<b>2018.5</b>	(kN)	<b>Palo lungo</b>
			$H_{min}$	<b>2018.5</b>
				(kN)
				<b>Palo lungo</b>
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		1187.36	(kN)
	$H_d = H_k/\gamma_T$		<b>913.36</b>	(kN)

Le capacità portanti verticale e orizzontale per la stratigrafia del Gruppo 1 definita in Tabella 8-8 al variare della lunghezza del palo sono riassunte in Tabella 8-9 e graficate in Figura 8-5.

Per quanto riguarda la capacità portante orizzontale, questa risulta costante nell'intervallo 10-50 metri della lunghezza del palo perché il meccanismo risulta sempre a palo lungo.

**Tabella 8-9: capacità portanti verticale e orizzontale per le fondazioni del Gruppo 1 di pali di spalle e pile dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest.**

$L_{palo}$ [m]	verticale D [kN]	capacità portante		
		verticale ND [kN]	orizzontale	
			26 $\phi$ 26	32 $\phi$ 26
10	1893	2435	913	1057
15	2669	3450	913	1057
20	3551	4463	913	1057
25	4540	5477	913	1057
30	5635	6712	913	1057
35	6835	7918	913	1057
40	8186	9124	913	1057
45	9754	10331	913	1057
50	11456	11537	913	1057



**Figura 8-5: andamento delle capacità portanti verticale e orizzontale in funzione della lunghezza del palo di fondazione del Gruppo 1 per le fondazioni di spalle e pile dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest.**

### 8.3.2. GRUPPO 2

Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-8 relativa al Gruppo 2 di Tabella 8-7 per un palo di  $D=1,2$  metri e lunghezza 20 m.

#### Capacità portante verticale in condizioni drenate

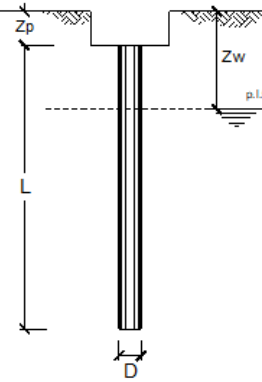
##### **DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo ( $A_p$ ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. ( $z_p$ ):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. ( $z_w$ ):	3.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6399.59	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		$L_{palo} =$	20.00	(m)

PROGETTAZIONE ATI:



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{ base}}$	
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
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	
DM88			○	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\Phi'_{med}$ (°)	$C_{u\ med}$ (kPa)
1	12.50	UG4	19.00	5.0	27.0	
2	7.50	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.55	0.51		0.40
0.55	0.51		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\Phi'_{min}$ (°)	$C_{u\ min}$ (kPa)
1	12.50	UG4	19.00	5.0	27.0	
2	7.50	UG3	20.00	15.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.55	0.51		0.40
0.55	0.51		0.40

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 3489.96 \text{ (kN)}$$

Capacità portante verticale in condizioni non drenate

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\Phi'_{med}$ (°)	$C_{u\ med}$ (kPa)
1	12.50	UG4	19.00			140.0
2	7.50	UG3	20.00			250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

PROGETTAZIONE ATI:

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$C_{u, min}$ (kPa)
1	12.50	UG4	19.00			140.0
2	7.50	UG3	20.00			250.0

Coefficients di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

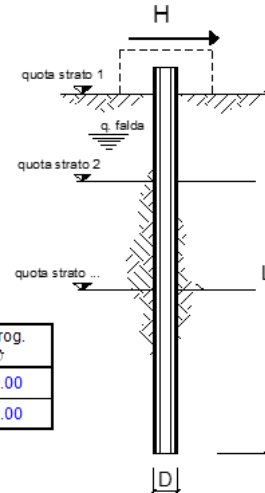
**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 4123.94 \text{ (kN)}$$

Capacità portante orizzontale

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_\phi$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_r$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.10	1.20	1.50	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$K_p$	$C_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$K_p$	$C_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	UG4	100.00	19	9	27	2.66	140	27	2.66	140
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	UG3	87.50	20	10	27	2.66	250	27	2.66	250
<input type="checkbox"/> strato 3										
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **95.5 (m)**  
 Diametro del palo D **1.20 (m)**  
 Lunghezza del palo L **20.00 (m)**  
 Momento di plasticizzazione palo **2484.90 (kNm)**  
 Step di calcolo **0.01 (m)**

- palo impedito di ruotare
- palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>			<b>H minimo</b>		
Palo lungo	2018.5	(kN)		2018.5	(kN)	
Palo intermedio	11414.5	(kN)		11414.5	(kN)	
Palo corto	36443.5	(kN)		36443.5	(kN)	
	<b>H<sub>med</sub></b>	<b>2018.5 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>2018.5 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>
	<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>			1187.36	(kN)	
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>			<b>913.36</b>	<b>(kN)</b>	

Le capacità portanti verticale e orizzontale per la stratigrafia del Gruppo 2 definita in Tabella 8-8 al variare della lunghezza del palo sono riassunte in Tabella 8-10 e graficate in Figura 8-6.

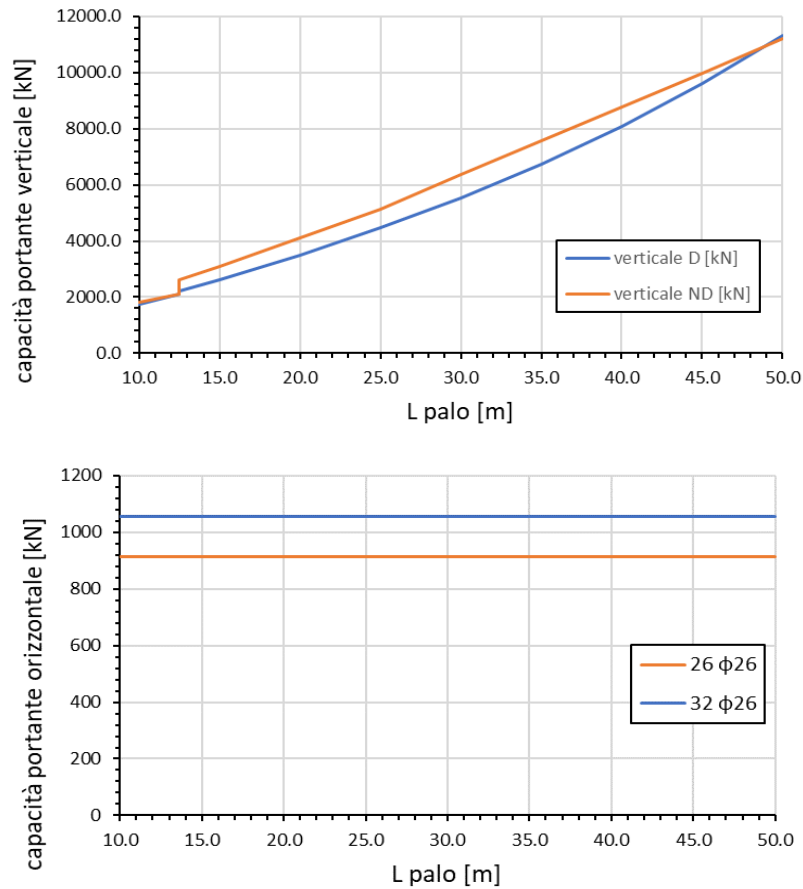
Per quanto riguarda la capacità portante orizzontale, questa risulta costante nell'intervallo 10-50 metri della lunghezza del palo perché il meccanismo risulta sempre a palo lungo.

L'andamento della capacità portante verticale, invece, presenta un salto e una variazione di pendenza a 12,5 metri di lunghezza del palo a causa dell'esclusione o meno dello strato inferiore, relativo a UG3, nel calcolo.

**Tabella 8-10: capacità portanti verticale e orizzontale per le fondazioni del Gruppo 2 di pali di spalle e pile dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del coppia Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest.**

L <sub>palo</sub> [m]	verticale D [kN]	capacità portante		
		verticale ND [kN]	orizzontale	
			26 φ26	32 φ26
10.0	1744.0	1822	913	1057
12.5	2099	2115	913	1057
12.5	2225.0	2603	913	1057
15.0	2620.0	3110	913	1057
20.0	3489.0	4123	913	1057
25.0	4465.0	5137	913	1057
30.0	5548.0	6372	913	1057
35.0	6736	7578	913	1057
40.0	8074	8785	913	1057
45.0	9627	9991	913	1057
50.0	11315	11197	913	1057

STUDI E INDAGINI – GEOLOGIA E GEOTECNICA – RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI



**Figura 8-6: andamento delle capacità portanti verticale e orizzontale in funzione della lunghezza del palo di fondazione del Gruppo 2 per le fondazioni di spalle e pile dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest.**

**8.3.3. GRUPPO 3**

Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante verticale e orizzontale per la stratigrafia definita in Tabella 8-8 relativa al Gruppo 3 di Tabella 8-7 per un palo di D=1,2 metri e lunghezza 20 m.

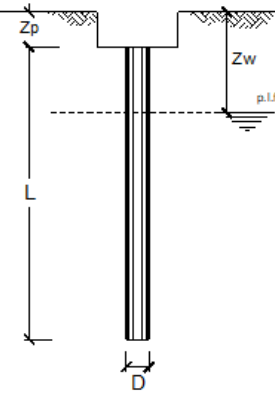
Capacità portante verticale in condizioni drenate

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo ( $A_p$ ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. ( $z_p$ ):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. ( $z_w$ ):	5.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6413.16	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3 $\frac{1}{2}$		$L_{palo} =$	20.00	(m)

PROGETTAZIONE ATI:

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{traz}}$	
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
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
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\Phi'_{med}$ (°)	$C_{u\ med}$ (kPa)
1	2.50	R	19.00	5.0	30.0	
2	14.00	UG4	19.00	5.0	27.0	
3	3.50	UG3	20.00	13.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.50	0.58		0.40
0.55	0.51		0.40
0.55	0.51		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\Phi'_{min}$ (°)	$C_{u\ min}$ (kPa)
1	2.50	R	19.00	5.0	30.0	
2	14.00	UG4	19.00	5.0	27.0	
3	3.50	UG3	20.00	13.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.50	0.58		0.40
0.55	0.51		0.40
0.55	0.51		0.40

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 3630.31 \text{ (kN)}$$

Capacità portante verticale in condizioni non drenate

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\Phi'_{med}$ (°)	$C_{u\ med}$ (kPa)
1	2.50	R	19.00	5.0	30.0	
2	14.00	UG4	19.00			140.0
3	3.50	UG3	20.00			250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.50	0.58		0.40
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

PROGETTAZIONE ATI:

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u, min}$ (kPa)
1	2.50	R	19.00	5.0	30.0	
2	14.00	UG4	19.00			140.0
3	3.50	UG3	20.00			250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.50	0.58		0.40
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

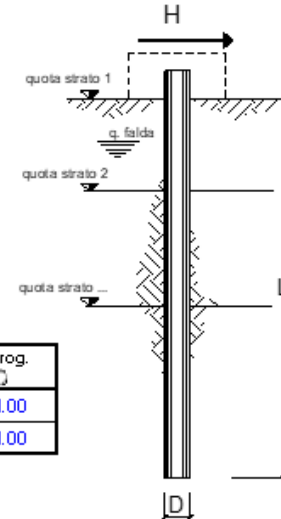
**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s = 3624.30 \text{ (kN)}$$

Capacità portante orizzontale

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_g$	variabili $\gamma_q$	$\gamma_e$	$\gamma_{red}$	$\gamma_r$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.10	1.20	1.50	1.30	1.30

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



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_s$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_s$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	R	100.00	19	9	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	UG4	97.50	19	9	27	2.66	140	27	2.66	140
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	UG3	83.50	20	10	27		250	27		250
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 93.5 (m)  
 Diametro del palo D 1.20 (m)  
 Lunghezza del palo L 50.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 2484.90 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>			<u>H minimo</u>		
Palo lungo	1964.2	(kN)		1964.2	(kN)	
Palo intermedio	37874.3	(kN)		37874.3	(kN)	
Palo corto	112259.3	(kN)		112259.3	(kN)	
	$H_{med}$	<b>1964.2 (kN)</b>	Palo lungo	$H_{min}$	<b>1964.2 (kN)</b>	Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1155.44	(kN)	
	$H_d = H_k/\gamma_r$			<b>888.80</b>	<b>(kN)</b>	

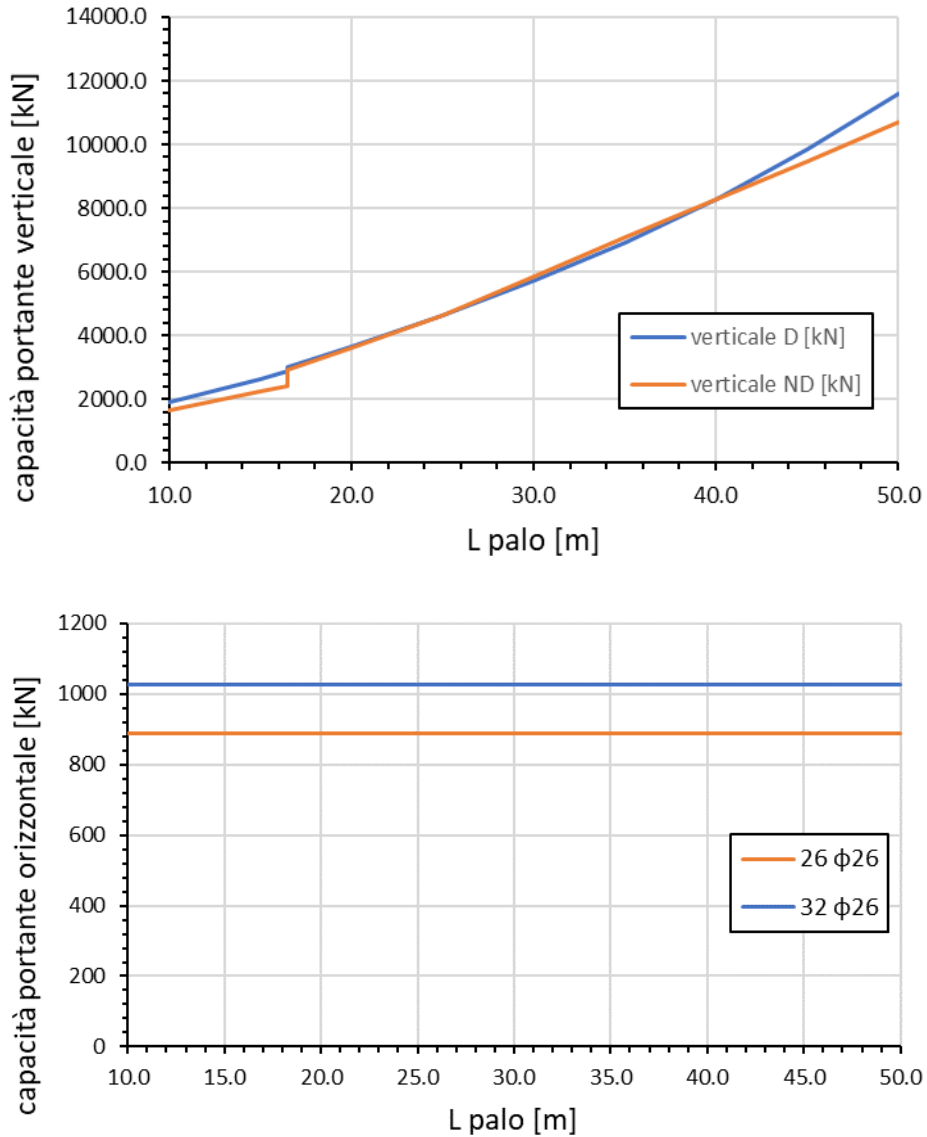
Le capacità portanti verticale e orizzontale per la stratigrafia del Gruppo 3 definita in Tabella 8-8 al variare della lunghezza del palo sono riassunte in Tabella 8-11 e graficate in Figura 8-7.

Per quanto riguarda la capacità portante orizzontale, questa risulta costante nell'intervallo 10-50 metri della lunghezza del palo perché il meccanismo risulta sempre a palo lungo.

L'andamento della capacità portante verticale, invece, presenta un salto e una variazione di pendenza a 16,5 metri di lunghezza del palo a causa dell'esclusione o meno dello strato inferiore, relativo a UG3, nel calcolo.

**Tabella 8-11: capacità portanti verticale e orizzontale per le fondazioni del Gruppo 3 di pali di spalle e pile dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest.**

L <sub>palo</sub> [m]	verticale D [kN]	capacità portante		
		verticale ND [kN]	orizzontale	
			26 φ26	32 φ26
10.0	1888.0	1664	888	1025
15	2651	2250	888	1025
16.5	2898.0	2427	888	1025
16.5	2996.0	2914	888	1025
20.0	3630.0	3624	888	1025
25.0	4626.0	4637	888	1025
30.0	5729.0	5872	888	1025
35.0	6937.0	7079	888	1025
40.0	8296.0	8285	888	1025
45.0	9871.0	9491	888	1025
50.0	11580.0	10698	888	1025



**Figura 8-7: andamento delle capacità portanti verticale e orizzontale in funzione della lunghezza del palo di fondazione del Gruppo 3 per le fondazioni di spalle e pile dei viadotti Collestrada, della rampa bidirezionale, dell'uscita SS75 Ovest, della rampa di immissione SS75 Ovest, del cappio Ovest e della rampa di uscita Sud-Ovest.**