

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI

VI03 - Nuovo ponte sulla Roggia Speziana Km 11+817,66

Relazione geotecnica dell'opera

SCALA:

-

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

N M 0 Z 2 0 D 2 6 R B V I 0 3 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRATA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	F. Borelli Novembre 2018 	

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Borelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 25172 Sez. A

File: NM0Z20D26RBVI0300001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO	7
	3.2.1 Acciaio per cemento armato	7
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	8
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE	9
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	9
7	COMBINAZIONI DI CARICO	9
8	CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI PALI DI FONDAZIONE	9
9	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	9
9.1	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	9
9.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE	12
9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI	16
	9.3.1 Verifiche geotecniche carichi verticali	17
	9.3.2 Verifiche geotecniche carichi orizzontali	19

1 PREMESSA

Nell'ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.

Il quadruplicamento in oggetto, a partire dall'uscita della stazione Milano Rogoredo, prosegue in affiancamento alla linea storica e su una nuova sede e si sviluppa a sud di Milano, estendendosi per circa 30 km lungo l'attuale linea ferroviaria tra i nodi di Milano Rogoredo e Pavia.

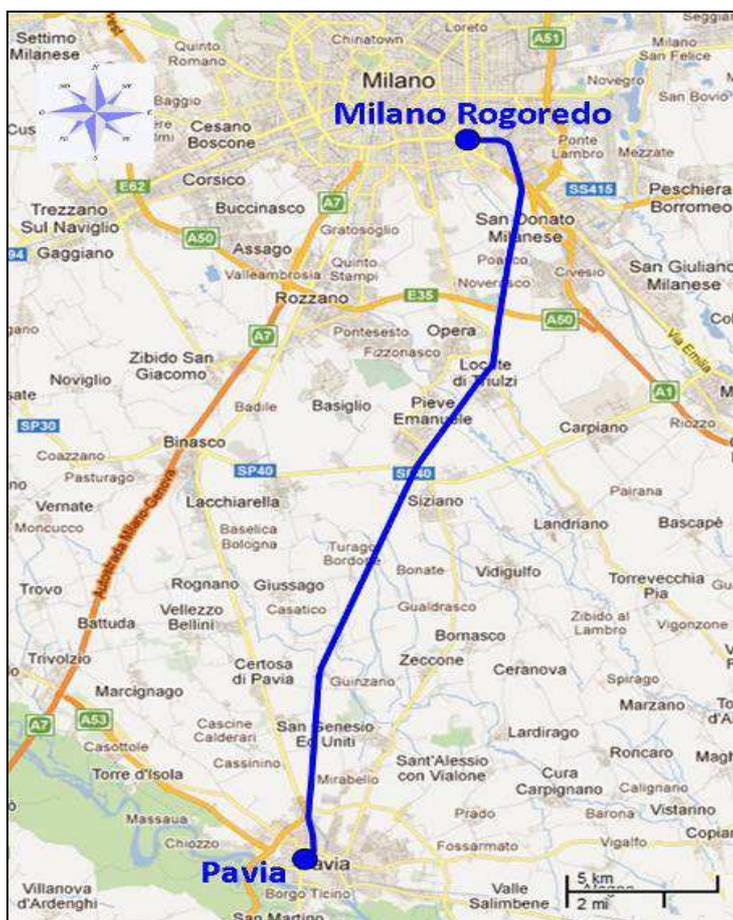


Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato dell'opera in progetto

La presente relazione si riferisce alla WBS VI03 (Nuovo ponte sulla Roggia Speziana) sulla tratta ferroviaria Milano Rogoredo – Pavia dal km 11+817,66 al km 11+831,66.

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica dell'opera.

L'impalcato è costituito da due vasche in acciaio su ciascuna delle quali trova sede un binario.

Il ponte a singola campata in semplice appoggio.

La luce del ponte misurata tra gli appoggi è pari a 14m.

Lunghezza impalcato: 14.8m.

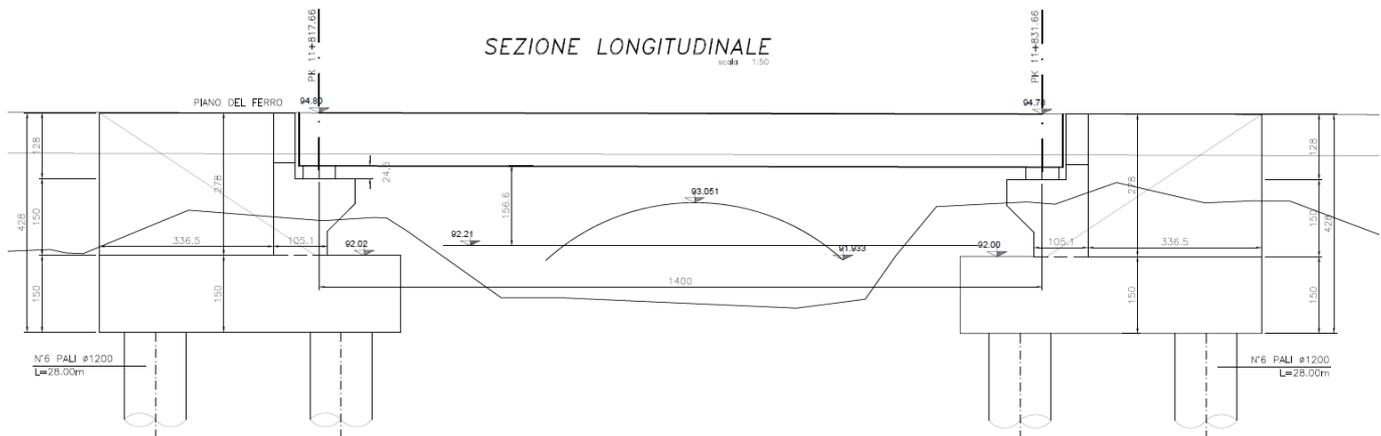
La fondazione delle spalle è costituita da un plinto su pali.

Ciascuna palificata è costituita da n.6 pali di diametro 1.2m e lunghezza 28m.

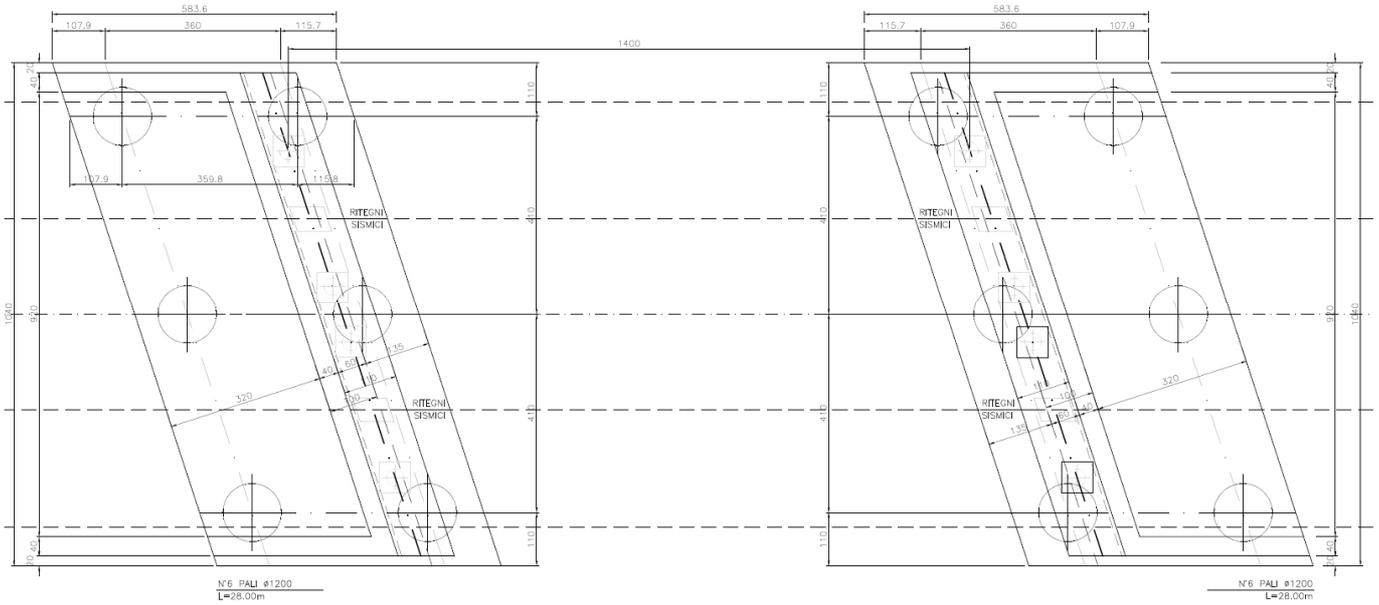
Il plinto di fondazione presenta un'altezza di 1.5m e dimensioni in pianta di 5.836m x 10.400m.

Le dimensioni delle strutture in elevazione delle spalle sono le seguenti:

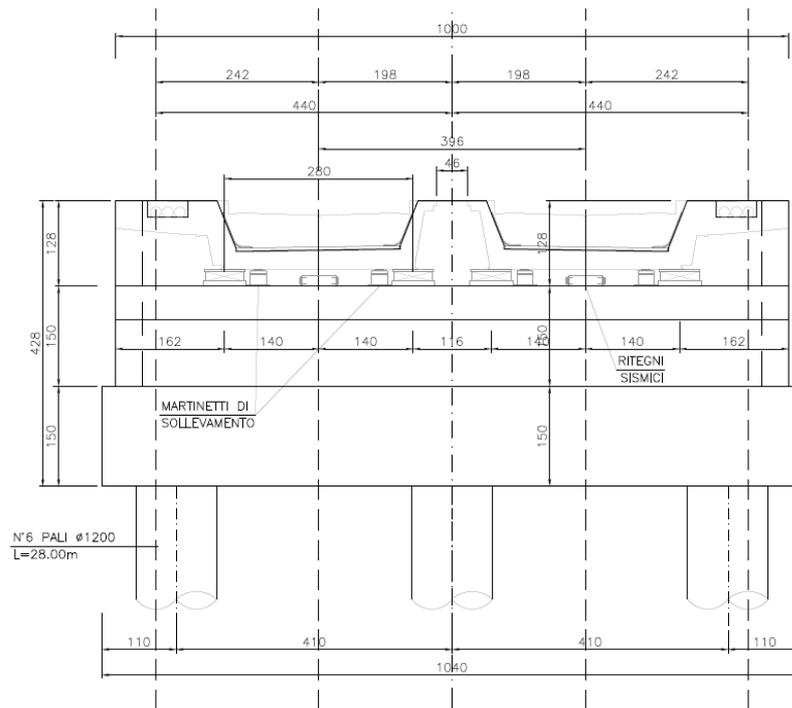
paramento di testata:	spessore: 1.10m	altezza: 1.50m	lunghezza: 10m (in retto)
muro paraghiaia:	spessore: 0.40m	altezza: 1.30m circa	lunghezza: 10m (in retto)
muri andatori:	spessore: 0.40m	altezza: 2.80m circa	lunghezza: 3.36m



Sezione longitudinale



Pianta delle fondazioni



Prospetto frontale

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO RBVI0300001	REV. -A

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti ferroviari.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, e per i ponti ferroviari in particolare, elencate nel seguito.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2008 (NTC-2008);*
- *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"*
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;*
- *Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.*

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 Calcestruzzo

Classe C32/40 (Elevazione spalle)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 32 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,02 \text{ N/mm}^2$$

Classe C25/30 (pali di fondazione; zattera di fondazione delle spalle)

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per l'opera in esame si ha quanto segue:

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	Φ' [°]		Φ' [°]	Φ' [°]
						max	min		
8	PNMP21004	da 0 a 6m	Sg	20	17	25	25		25
		da 6m a 28m	S	20	17	30	22	30	30
		da 28m a 30m	Sg	20	17	30	30		30

PROFONDITA'	E' _{op} [MPa]		Vs [m/s]		categoria	G ₀ [MPa]	
	max	min	max	min	terreno	max	min
da 0 a 6m	6	6	113	113	C	26	26
da 6m a 28m	46	3	331	163		227	55
da 28m a 30m	47	47	254	254		133	133

Profondità della falda da p.c.: 0m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO RBVI0300001	REV. -A

5 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

Per la descrizione delle caratteristiche delle spalle si rimanda al §5 dell'elaborato NM0Z20D26CLVI0304001.

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Per l'analisi dei carichi si rimanda al §6 dell'elaborato NM0Z20D26CLVI0304001.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la definizione delle combinazioni di carico si rimanda al §7 dell'elaborato NM0Z20D26CLVI0304001.

8 CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI PALI DI FONDAZIONE

Per la definizione delle sollecitazioni agenti sui pali si rimanda al §8 dell'elaborato NM0Z20D26CLVI0304001.

9 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

9.1 Metodologia di calcolo della capacità portante verticale

La Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2008 fornisce le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le verifiche geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

in cui

$F_{c,d}$ è il carico verticale di progetto

$R_{c,d}$ è la capacità portante verticale di progetto allo stato limite ultimo

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche (γ_{G1} - γ_{G2} - γ_Q)

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze laterali e di base ($\gamma_b - \gamma_s - \gamma_{st}$)

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre il carico limite di progetto è ricavato come

$$R_{c,d} = R_{bd} + R_{sd}$$

in cui

$R_{b,d}$ è la resistenza alla punta di progetto

$R_{s,d}$ è la resistenza laterale di progetto.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavate dai valori caratteristici $R_{b,k}$, $R_{s,k}$ tramite coefficienti parziali ($\gamma_b - \gamma_s$)

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

I valori caratteristici devono essere determinati come:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

in cui i valori ξ_3, ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV).

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per la definizione delle portanze di calcolo sono state seguite le seguenti metodologie.

Portanza laterale

$q_{li} = k \mu \sigma'_v$ portanza laterale strato i-esimo per unità di superficie

k: coefficiente di spinta assunto pari a 0.6

$\mu = \tan \delta$: coefficiente di attrito, con δ pari a ϕ'

σ'_v = tensione verticale efficace

$Q_{li} = q_{li} \times \pi D \times \Delta H$ portanza laterale risultante strato i-esimo

D: diametro palo

ΔH : spessore strato i-esimo

$Q_L = \sum Q_{li}$ portanza laterale complessiva

Portanza di base

Metodo di Berenzantzev con N_q calcolato attraverso la fig.13.6 del Viggiani entrando con $\phi = \phi - 3^\circ$

$Q_p = \sigma'_v \times N_q \times A_{basePalo}$

σ'_v = tensione verticale efficace alla base del palo

9.2 Metodologia di calcolo della capacità portante orizzontale

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

in cui

$F_{tr,d}$ è il carico orizzontale di progetto

$R_{tr,d}$ è la capacità portante orizzontale di progetto

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche (γ_{G1} - γ_{G2} - γ_Q)

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze trasversali del terreno (γ_T)

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{tr,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre la resistenza di progetto è ricavata da quella caratteristico tramite il coefficiente parziale

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

Il valore caratteristico deve essere determinato come:

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

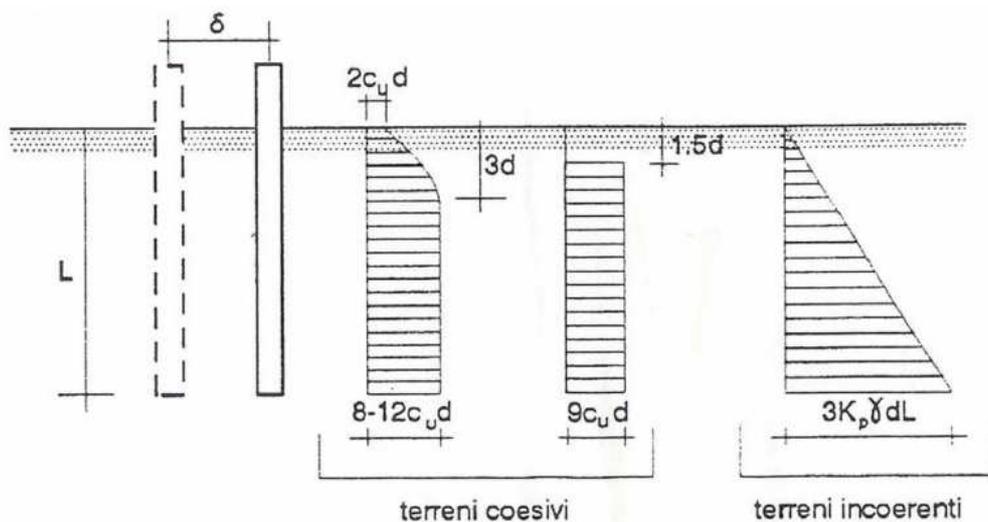
in cui i valori ξ_3, ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate.

Per la definizione delle portanze di calcolo è stata seguita la seguente metodologia.

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato in figura 10 per terreni coesivi e incoerenti.



Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5 d$ (d =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') \quad \text{coefficiente di spinta passiva}$$

$$\gamma \quad \text{peso specifico del terreno}$$

- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo $c = c_u$ e $\phi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\phi' \neq 0$);
- la forma della sezione trasversale del palo è ininfluyente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione $d = D_p$ (diametro reso del palo);
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento;
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento M non perviene al valore M_y (di plasticizzazione);
- quando $M = M_y$, si forma nella sezione una cerniera plastica.

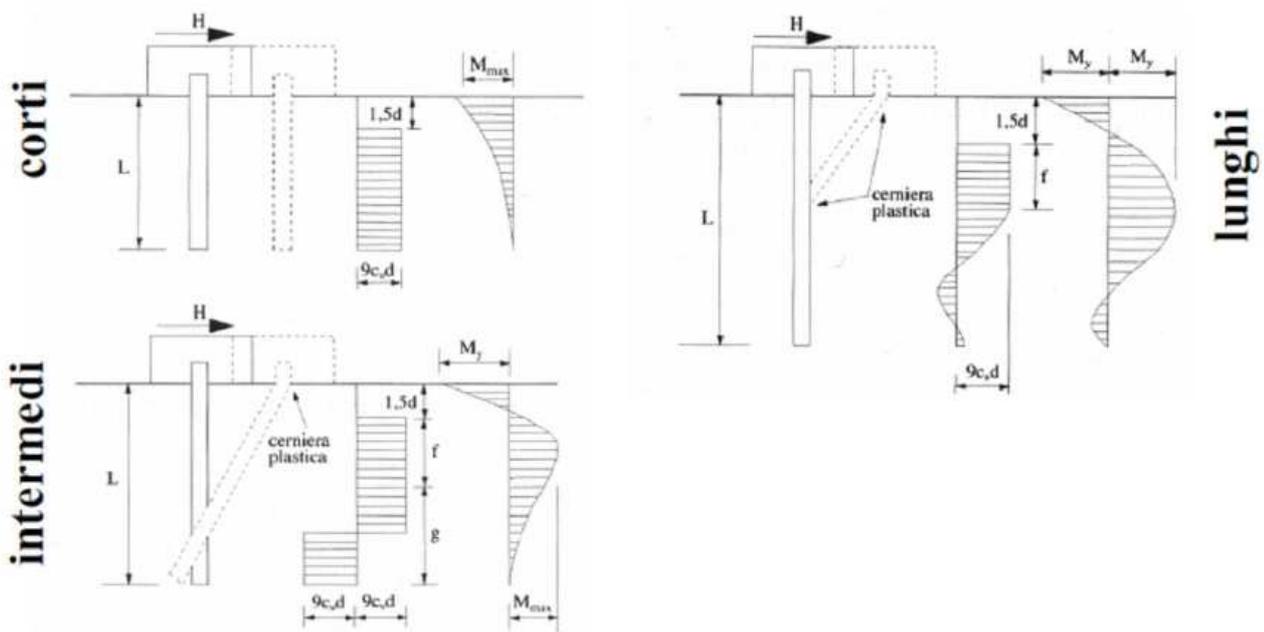
Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

Terreni coesivi

Palo corto
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

Palo intermedio
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(2 \left(\frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4,5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo
$$H_3 = -13,5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left(182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$



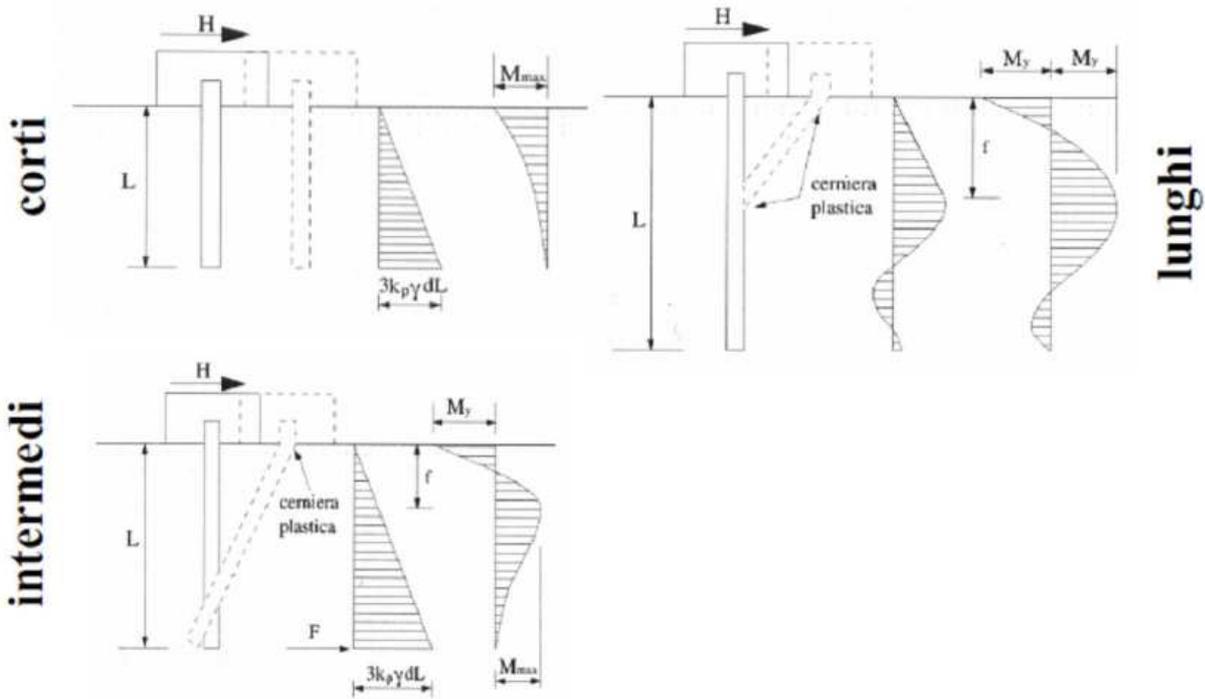
Carico limite trasversale: terreni coesivi

Terreni incoerenti

Palo corto
$$H_1 = 1,5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio
$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo
$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$



Carico limite trasversale: terreni incoerenti

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta: $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

Nel caso in esame si hanno i terreni incoerenti.

9.3 Verifiche geotecniche dei pali

Diametro del palo: 1200 mm

Lunghezza del palo: 28.0 m

Sono descritte in questo paragrafo le verifiche geotecniche dei pali di fondazione delle spalle.

Sono mostrate le verifiche di capacità portante per il palo maggiormente sollecitato.

Nella verifica è stato seguito l'approccio 1 definito dal § 6.4.3.1 delle NTC 2008.

In tal modo in campo statico le verifiche allo SLU sono condotte secondo i due gruppi di combinazione:

SLU STR: A1+M1+R1

SLU GEO: A2+M1+R2

Inoltre è stata definita una verifica in combinazione rara per le sole verifiche della capacità portante verticale:

$Q_L/1.25 > N_{SLE\ RARA}$ (il contributo laterale della capacità portante verticale laterale di calcolo ridotto di un fattore pari ad 1.25 deve risultare maggiore della massima azione verticale in combinazione SLE rara).

In campo sismico le verifiche sono state condotte secondo il seguente gruppo di combinazione:

SLV: A2+M1+R3

9.3.1 Verifiche geotecniche carichi verticali

Portanza di calcolo laterale:

Strato	ΔH	ϕ	TAN ϕ	TAN ϕ/γ_M	ϕ'	k	δ	$\mu=\tan \delta$	u	σ_v	σ'_v	q_{Li}	Q_{Li}
	m	°			°		°		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	6.0	25	0.47	0.466	25.0	0.60	25.0	0.5	30.0	60.9	30.9	8.7	195.6
2	22.0	30	0.58	0.577	30.0	0.60	30.0	0.6	170.0	345.3	175.3	60.7	5033.1
												Q_L	5228.7

Portanza di calcolo di base:

Nq	12.5	Berenzantzev per FI =FI'-3
u	280.0	kN/mq Pressione idraulica alla base del palo
σ'_v	288.7	kPa Pressione efficace alla base del palo
q_p	3595.3	kPa =Nq x σ'_v
A	1.1	mq
Q_p	4064.1	kN =Nq x σ'_v x A

Portanze caratteristiche:

ξ_3	1.7	NTC2018 tab. 6.4.IV
ξ_4	1.7	NTC2018 tab. 6.4.IV
$Q_{L,k,med}$	3075.7	kN Laterale
$Q_{L,k,min}$	3075.7	kN Laterale
$Q_{L,k}$	3075.7	kN =MIN($Q_{L,k,med}; Q_{L,k,min}$)
$Q_{P,k,med}$	2390.6	kN Base
$Q_{P,k,min}$	2390.6	kN Base
$Q_{P,k}$	2390.6	kN =MIN($Q_{P,k,med}; Q_{P,k,min}$)
$Q_{L,k\ PER\ SLE\ RARA}$	5228.7	kN Con $\xi=1$

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBVI0300001	-A	18 di 20

Portanze di progetto:

	R1	R2	R3	SLE RARA	
γ_r	1	1.7	1.35		portanza di base
γ_r	1	1.45	1.15	1.25	portanza laterale compressione
γ_r	1	1.6	1.25		portanza laterale trazione
$Q_{BASE,d} = Q_{P,k} / \gamma_r$	2390.6	1406.3	1770.8		Base
$Q_{COMP.LAT,d} = Q_{LC,k} / \gamma_r$	3075.7	2121.2	2674.5		Laterale compressione
$Q_{TRAZ.LAT,d} = Q_{LT,k} / \gamma_r$	3075.7	1922.3	2460.6		Laterale trazione
$Q_{BASE,d} + Q_{COMP.LAT,d}$	5466.3	3527.4	4445.4		Totale in compressione
$Q_{TRAZ.LAT,d}$	3075.7	1922.3	2460.6		Totale in trazione
$Q_{COMP.LAT,d}$				4183.0	Solo laterale in compressione (per SLE RARA)

Verifiche

Azione Progetto \leq Capacità Portante

FS = Capacità Portante / Azione Progetto \geq 1

		$N_{\text{peso palo}}$
Lunghezza palo sommerso	28	474.8 kN
Lunghezza palo fuori falda	0	0 kN
		474.8 KN

	STR			GEO			SISMA			SLE RARA		
	A1	M1	R1	A2	M1	R2	A2	M1	R3			
Compressione												
$N_{\text{testa palo}}$	3752.8			3099.0			1862.9			2658.3		kN
$N_{\text{peso palo}} - N_{\text{sottospintaU}}$	617.2			474.8			474.8			474.8		kN
$N_{\text{base palo}}$	4370.0			3573.8			2337.6			3133.1		kN
$N_{\text{terreno asportato}}$	424.2			326.3			326.3			326.3		kN
$E_d = N_{\text{base palo}} - N_{\text{terreno asportato}}$	3945.8			3247.5			2011.3			2806.8		kN
$FS = R_d / E_d$	1.39			1.09			2.21			1.49		

>=1 SI SI SI SI

9.3.2 Verifiche geotecniche carichi orizzontali

	strato 1	strato 2	strato 3
H (m)	6.00	22.00	0.00
ϕ' medio (°)	25.0	30.0	30.0
kp medio	2.46	3.00	3.00
ϕ' minimo (°)	25	30	30
kp minimo	2.46	3.00	3.00
g (kN/m ³)	20.31	20.31	20.31

$$M_y = 3836 \text{ kNm}$$

Caso palo corto:

$R_{trd,cal,media}$	82369 kN		
$R_{trd,cal,min}$	82369 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	48452 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	48452 kN		
$R_{tr,k}$	48452 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	48452.4	30282.7	37271.0 kN

Caso palo intermedio:

$R_{trd,cal,media}$	27593 kN		
$R_{trd,cal,min}$	27593 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	16231 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	16231 kN		
$R_{tr,k}$	16231 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	16231	10145	12486 kN

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBVI0300001	-A	20 di 20

Caso palo lungo:

$R_{trd,cal,media}$	2406 kN		
$R_{trd,cal,min}$	2406 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	1415 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	1415 kN		
$R_{tr,k}$	1415 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	1415.3	884.5	1088.7 kN

Nel caso in esame si ricade nella condizione di palo lungo.

Valgono pertanto le seguenti verifiche:

	STR	GEO	SISMA
	A1 M1 R1	A2 M1 R2	A2 M1 R3
V_R (kN)	1415.3	884.5	1088.7
V (kN)	550.9	454.3	341.5
FS	2.57	1.95	3.19
≥ 1	SI	SI	SI