

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J31H03000180008

**DIREZIONE TECNICA  
S.O. PONTI E GRANDI STRUTTURE**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA DI 2^ FASE**

**NPP 0258: GRONDA MERCI DI ROMA - CHIUSURA ANELLO NORD  
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO**

**VIADOTTI E GALLERIE  
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI**

SCALA:

-

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

NR4E 12 R 09 CL VI0102 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per CSLPP	G. Scasserra	Febbraio 2022	A.F. Rotunno	Febbraio 2022	T. Paoletti	Febbraio 2022	A. Vitozzi
B	Emissione per CSLPP	F. Aloe	Luglio 2023	L. Utzerj	Luglio 2023	T. Paoletti		Luglio 2023

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti  
Dist. Ing. Angelo Vitozzi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
N° A20783

File: [NR4E12R09CLVI0102001B.doc](#)

n.Elaborazione:

RELAZIONE FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	DI PREDIMENSIONAMENTO	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 2 di 81
---	--------------------------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	-------------------

## INDICE

1. PREMESSA .....	4
2. INTRODUZIONE.....	6
3. NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
3.1 Normativa e standard di riferimento .....	7
3.2 Bibliografia .....	7
3.3 Documentazione di progetto .....	9
3.4 Software .....	9
4. CRITERI DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE.....	10
4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per fondazioni su pali (SLU).....	10
4.1.1 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali.....	12
4.1.2 Criteri di scelta del fattore di correlazione $\xi$ .....	13
4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).....	14
4.3 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per opere di sostegno .....	15
4.3.1 Stabilità globale.....	15
4.3.2 Stabilità geotecnica e strutturale delle opere di sostegno .....	15
4.3.3 Stati limite ultimi idraulici.....	16
4.3.4 Stati limite di esercizio (SLE) .....	16
5. CALCOLO DEL CARICO LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO E DEL GRUPPO DI PALI.....	17
5.1 Capacità portante del singolo palo in compressione.....	17
5.1.1 Portata laterale.....	17
5.1.2 Portata di base.....	19
5.2 Capacità portante del palo singolo in trazione .....	21
5.3 Capacità portante del gruppo di pali per carico verticale eccentrico .....	22
5.3.1 Dominio di resistenza della palificata .....	22
6. OPERE DI FONDAZIONE .....	27
6.1 Stratigrafie di calcolo e parametri geotecnici .....	27
7. VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	29
7.1 Sollecitazioni agenti ad introdotto fondazione.....	29
7.1.1 P1, P2, P4, P5.....	29
7.1.2 P3, P6 .....	30
7.1.3 P7, P11, P12, P13.....	30
7.1.4 P8, P9, P10, P14, P15 .....	30
7.1.5 P16 – P20.....	31
7.2 Sollecitazioni agenti in testa ai singoli pali.....	31
7.3 Curve di capacità portante a forze verticali del singolo palo.....	32
7.4 Verifiche di capacità portante del gruppo di pali a forze verticali allo SLU/SLV .....	49
7.4.1 Pila P1 .....	51
7.4.2 Pila P2 .....	54

RELAZIONE FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	DI PREDIMENSIONAMENTO	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 3 di 81
---	--------------------------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	-------------------

7.4.3	<i>Pila P3, P6</i> .....	57
7.4.4	<i>Pila P4, P5</i> .....	60
7.4.5	<i>Pile P7, P11, P12, P13</i> .....	63
7.4.6	<i>Pile P8, P9, P10, P14, P15</i> .....	66
7.4.7	<i>Pile P16, P17, P18, P19, P20</i> .....	69
7.5	Verifica di capacità portante a forze verticali del singolo palo allo SLE.....	72
8.	OPERE PROVVISORIALI .....	72
8.1	Descrizione generale delle opere .....	72
8.1.2	<i>Palancole</i> .....	73
8.2	Stratigrafia di progetto e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	74
8.3	Resistenza di progetto degli ancoraggi .....	75
8.3.1	<i>Resistenza a sfilamento di progetto degli ancoraggi</i> .....	75
8.3.2	<i>Resistenza di progetto dei materiali degli ancoraggi</i> .....	75
8.4	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	75
8.4.1	<i>Verifiche di stabilità geotecnica e strutturale dell'opera di sostegno</i> .....	75
8.4.1.1	Modello di calcolo .....	76
8.4.1.2	Risultati.....	77
8.5	Verifiche degli stati limite di esercizio (SLE) .....	79
8.6	Sintesi opere provvisionali previste .....	81

## 1. PREMESSA

Il progetto della chiusura dell'anello nord di Roma è stato oggetto di Progettazione Preliminare (Legge Obiettivo) nell'ambito del più ampio progetto di Gronda Merci di Roma, costituito dalla Cintura Nord e dalla Gronda Sud. Il progetto preliminare è stato oggetto di VIA nel 2004, che si è conclusa con parere positivo, ma con prescrizioni molto impattanti per il tracciato della gronda Sud.

Gli interventi si compongono nello specifico di un itinerario di gronda alla capitale per il traffico merci e un potenziamento per i servizi di tipo metropolitano, al fin di rendere la rete meno vulnerabile a crisi localizzate.

L'area interessata dall'intervento riguarda il territorio di Roma e provincia, ma l'area vasta di ripercussione dei suoi effetti ha carattere regionale e interregionale, essendo Roma un nodo cruciale di attraversamento tra nord e sud del Paese. In Figura 1.1 è rappresentato lo schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo.

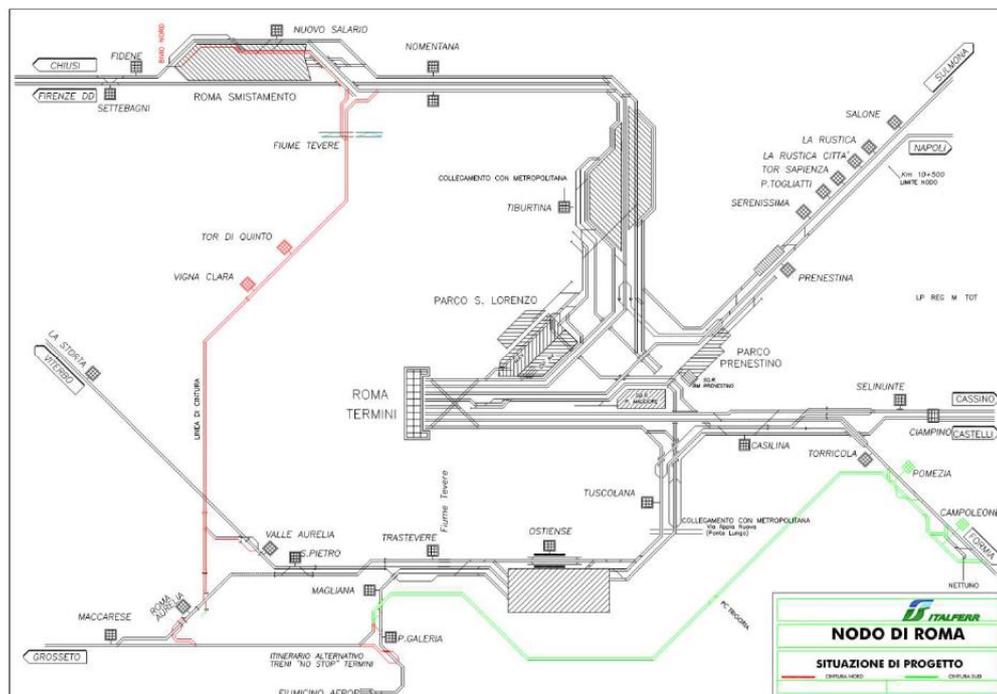


Figura 1.1: Schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo.

Per il suo valore trasportistico, è stato deciso di riprendere la progettazione della Cintura Nord, che consentirebbe di potenziare l'offerta commerciale nel nodo e creare un servizio a ring con vocazione prevalentemente di trasporto passeggeri.

Il presente progetto prevede, come stato di fatto, il progetto di riattivazione della tratta Valle Aurelia – Vigna Clara a doppio binario.

Del progetto oggetto della presente documentazione attualmente risultano realizzati:

- galleria Monte Mario;
- sede ferroviaria da Valle Aurelia fino a Vigna Clara;
- stazione di Vigna Clara;
- raddoppio tratta Valle Aurelia - Vigna Clara

Di seguito il piano schematico di progetto.

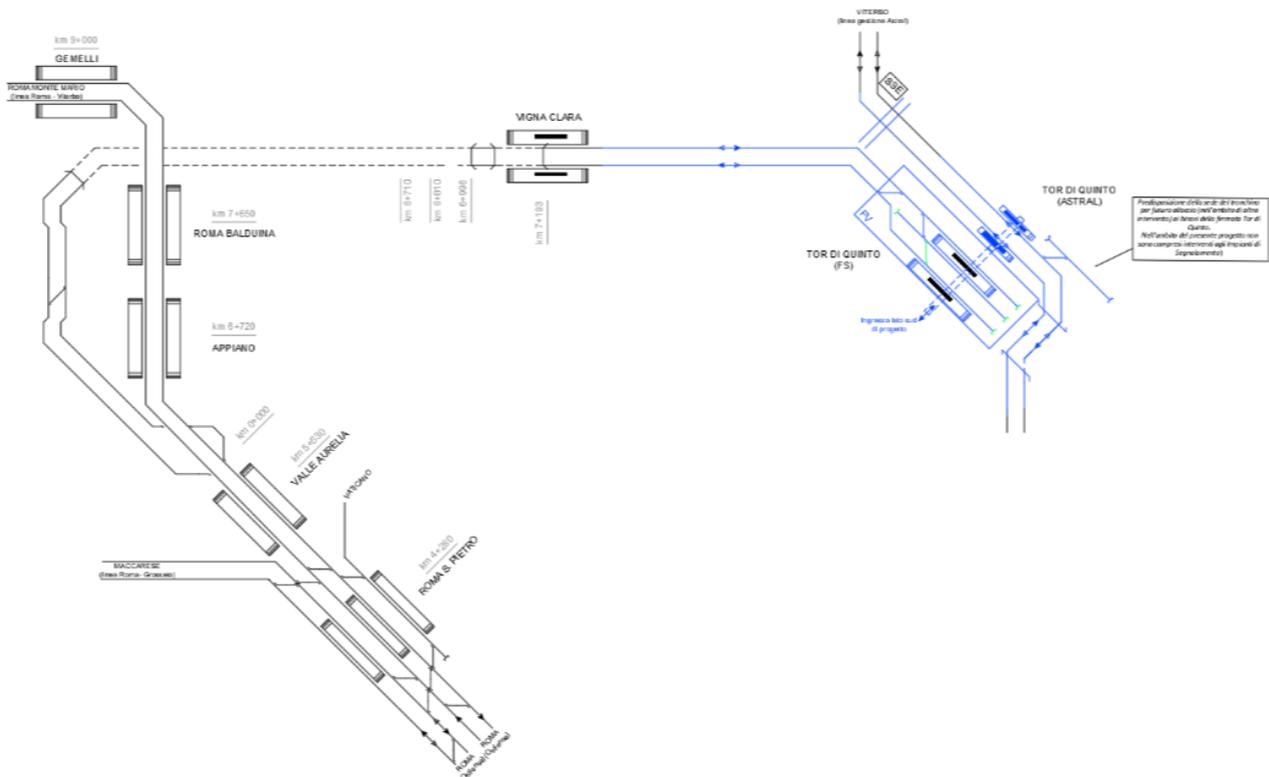


Figura 1.2: Schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 6 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	-------------------

## 2. INTRODUZIONE

Il presente documento riporta il predimensionamento geotecnico delle fondazioni profonde delle pile del viadotto VI01 ed il predimensionamento delle opere provvisorie necessarie per la messa in opera delle fondazioni profonde da utilizzare, nell'ambito della presente fase progettuale lungo la tratta della nuova linea ferroviaria denominata Gronda Merci Anello Nord di Roma.

Nello specifico, sono riportati in questa sede le curve di capacità portante del palo singolo tipo trivellato di diametro D=1500 mm in corrispondenza delle fondazioni del Viadotto Flaminia e Stazione Tor di Quinto (VI01) tra la progressiva km 0+703 e km 1+426 (tratta Vigna Clara-Val D'ala). La capacità portante della palificata è stata verificata mediante il metodo dei domini.

Il predimensionamento delle fondazioni profonde delle spalle dei viadotti sarà affrontato nella successiva fase progettuale. Si evidenzia che il progetto di tali fondazioni è stato calibrato sulla base di progetti di viadotti ferroviari, già in fase realizzativa, aventi carichi e azioni sismiche analoghe (o superiori) a quelle previste nel progetto in esame. Per quanto concerne le opere provvisorie necessarie a permettere lo scavo delle fondazioni, nel presente documento sono riportate le verifiche del tipo delle opere di sostegno provvisorie (palancole) necessarie allo scavo delle pile dei viadotti, considerando un'altezza massima di scavo pari a 3.5 m. Coerentemente con le letture piezometriche aggiornate alla data di emissione del presente documento, la falda è considerata a profondità maggiori del fondo scavo. Inoltre, la stratigrafia "tipo" ed i relativi parametri meccanici sono considerati con valori cautelativamente rappresentativi del livello di conoscenza raggiunto nella presente fase progettuale.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 <sup>a</sup> fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 7 di 81

### 3. NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa e standard di riferimento

Sono state prese a riferimento le seguenti Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento:

- [N.1] *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;*
- [N.2] *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018;*
- [N.3] *RFI DTC SI CS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (2023);*
- [N.4] *UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali*
- [N.5] *UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*

#### 3.2 Bibliografia

- [1]. AGI, Raccomandazioni sui pali di fondazione, Quaderni dell'Associazione Geotecnica Italiana, 1984.
- [2]. Associazione Geotecnica Italiana “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce, raccomandazioni”, Giugno 2012
- [3]. L. Reese e S. J. Wright, «Drilled Shaft Manual - Volume I - Construction Procedures and Design for Axial Loading,» Federal Highway Administration, FHWA- IP-77-21, 1977.
- [4]. S. J. Wright e L. C. Reese, «Design of large diameter bored piles,» Ground Engineering, vol. 12, n. 8, 1979.
- [5]. J. Burland, «Shaft friction of piles in clay--a simple fundamental approach,» Publication of: Ground Engineering/UK, vol. 6, n. 3, 1973.
- [6]. J. Burland, «Closing Address,» in Large-scale Pile Tests in Clay: Proceedings of the Conference, Recent Large-scale Fully Instrumented Pile Tests in Clay, Held at the Institution of Civil Engineers, London, 1993.
- [7]. J. Burland e D. Twine, «The shaft friction of bored piles in terms of effective strength,» in Proceeding of 1st International Conference on Deep Foundations, Bored and Augered Piles, 1988.
- [8]. Y. J. Chen e F. H. Kulhawy, «Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading,» Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December., 1994.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 8 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	-------------------

- [9]. G. G. Meyerhof, «Bearing capacity and settlement of pile foundations,» Journal of the Geotechnical Engineering Division , vol. 102, n. 3, pp. 197-228, 1976.
- [10]. V. Berezantsev, V. Khristoforov e V. Golubkov, «Load bearing capacity and deformation of piled foundations,» in 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Parisn, 1961.
- [11]. V. Berezantsev, «Design of deep foundations,» in Proceedings of 5th ICSMFE, Montreal, Canada, 1965.
- [12]. H. Kishida, «Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand,» Soils and Foundations, vol. 7, n. 3, pp. 20-29, 1967.
- [13]. K. Gwidzala, Large diameter bored piles in non-cohesive soils. Determination of the bearing capacity and settlement from results of static penetration tests (CPT) and standard penetration test (SPT), Swedish Geotechnical Institute, 1984.
- [14]. AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014.
- [15]. M. Tomlinson e J. Woodward, Pile design and construction practice, CRC press, 2007.
- [16]. D. Brown, J. Turner e R. Castelli, Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods, Vol. 1 di 2 FHWA NHI-10-016, Federal Highway Administration, 2010.
- [17]. C. Viggiani, A. Mandolini e G. Russo, Piles and pile foundations, CRC Press, 2014.
- [18]. R. Di Laora, L. de Sanctis e S. Aversa, «Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load,» Acta Geotechnica, vol. 14, n. 1, 2019.
- [19]. F. Potini, D. Gorini e R. Conti, «Rigorous lower and upper bounds for the generalised failure loads of pile groups,» Géotechnique Letters, vol. 13, n. 2, pp. 1-7, 2023.
- [20]. L. C. Reese e W. F. Van Impe, Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, 2010.
- [21]. V. Berezantsev, «Design of deep foundations,» in Proceedings of 5th ICSMFE, Montreal, Canada, 1965.
- [22]. Elson W.K., «Design of laterally-loaded piles» CIRIA Report 103 (1984).
- [23]. Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. «Analysis of laterally loaded piles in sand» Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas (1974).
- [24]. C. Viaggiani, Fondazioni, Hevelius Edizioni, 1999.
- [25]. M. Cecconi, V. Pane, A. Vecchietti e D. Bellavita, «Horizontal capacity of single piles: an extension of Broms' theory for c-φ soils.,» Soils and Foundations, vol. 59, n. 4, pp. 840-856, 2019.
- [26]. J. B. Hansen, «A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity,» Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.
- [27]. H.-Y. Fang, Foundation engineering handbook, Boston, MA: Springer, 1991.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 9 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	-------------------

[28]. M. Bustamante, B. Doix, 1985. Une method pour le calcul des tyrants et des micropieux injectés. Bull. liaison labo P. et Ch. – 140 nov.déc. 1985.

### 3.3 Documentazione di progetto

[29]. ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Profili geotecnici

[30]. ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione Geotecnica Generale

[31]. ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione suscettibilità alla liquefazione

[32]. ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – VI01 - Viadotto Flaminia - Relazione tecnico-descrittiva

### 3.4 Software

[33]. Paratie Plus ver 21.0. CEAS srl, Viale Giustiniano 10 - 20129 Milano

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 10 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 4. CRITERI DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto  $R_d$ , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono ( $X_d$ ) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate ( $a_d$ ), con il corrispondente valore di progetto della domanda  $E_d$ , funzione dei valori di progetto delle azioni ( $F_d$ ) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa mediante la seguente relazione:

$$R_d \geq E_d \quad \text{essendo:} \quad R_d = R_k / \gamma_R$$

dove:

$R_d$  = capacità di progetto;

$E_d$  = domanda di progetto.

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale  $X_d$  è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, attraverso l'espressione:  $X_d = X_k / \gamma_M$ , essendo  $\gamma_M$  il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , attraverso l'espressione:  $F_d = \gamma_M F_k$ , essendo  $\gamma_M$  il fattore parziale relativo alle azioni.

##### 4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per fondazioni su pali (SLU)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Dal punto di vista geotecnico (GEO), le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione riportata al paragrafo precedente sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- 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.

Le verifiche sono effettuate in accordo all'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle di normativa [N.1] 5.2.V (Tabella 4.1), 6.2.II (Tabella 4.2), 6.4.II (Tabella 4.3) e 6.4.VI (Tabella 4.4).

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni pari all'unità.

#### Tabella 4.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLUI

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

#### Tabella 4.2 - Coefficienti parziali $\gamma_M$ per i parametri geotecnici del terreno.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

#### Tabella 4.3 - Coefficienti parziali $\gamma_R$ da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali.

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 <sup>a</sup> fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord				
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001

**Tabella 4.4 - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.**

**Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

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

#### 4.1.1 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tabella 4.3 (Tab. 6.4.II [N.1] ) in funzione della metodologia esecutiva dei pali di fondazione.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito;
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  o  $R_{t,k}$ , rispettivamente valore caratteristico della resistenza a compressione e trazione, è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  (o  $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tabella 4.5 (Tab. 6.4.IV - [N.1] ), in funzione del numero di verticali di indagine:

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

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

**Tabella 4.5 - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine.**

**Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

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

Il valore dei coefficienti di correlazione  $\xi_{3,4}$  è stato assunto per ciascun sistema di fondazione secondo le specifiche riportate al §4.1.2.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 <sup>a</sup> fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 13 di 81

#### 4.1.2 Criteri di scelta del fattore di correlazione $\xi$

Ai fini della valutazione dei fattori di correlazione  $\xi$  per la resistenza dei pali di fondazione, sulla base di quanto prescritto della normativa vigente [N.1], la numerosità delle verticali di indagine deve essere riferita allo stesso sistema di fondazione, tenendo in conto:

- delle verticali di indagine che raggiungono una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in modo da consentire una completa identificazione del modello geotecnico del sottosuolo, per le verifiche a carichi assiali;
- delle verticali di indagine che consentono una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di collasso del sistema palo-terreno, per le verifiche a carichi trasversali.

Inoltre, come chiarito dalla Circ. C.S.LL.PP. 21 /01/2019 [N.2], il numero di verticali di indagine deve essere riferito al volume significativo, ovvero, nel caso di un'opera lineare come un viadotto, tale volume risulta quello relativo ad ogni singola fondazione.

Per quanto sopra, nel dimensionamento delle fondazioni profonde si assume un valore del coefficiente  $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$ , per le verifiche sia a carichi verticali sia a carichi trasversali.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 14 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

In aggiunta a quanto previsto dalle [N.1] , ai sensi del Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI, sarà verificato che la risposta del palo in esercizio (SLE) sia tale da mobilitare solo parzialmente la resistenza laterale. In particolare, sulla resistenza laterale di calcolo  $Q_L$ , verrà verificata la seguente condizione:

$$\frac{Q_L}{1.25} > N_{max,SLE}$$

ovvero la massima sollecitazione assiale sul singolo palo, valutata con la combinazione allo SLE RARA, deve essere inferiore alla resistenza di calcolo per attrito laterale lungo il fusto del palo, ridotta di un fattore pari a 1.25.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 <sup>a</sup> fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord				
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001

### 4.3 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per opere di sostegno

#### 4.3.1 Stabilità globale

In accordo a quanto riportato nella normativa nazionale (Doc. Rif. [N.1] ) e nello specifico, al par. 6.5.3.1 per le opere di sostegno e al par. 6.8.2 per opere di materiali sciolti e fronti di scavo, la stabilità globale dovrà essere esaminata secondo:

- Approccio 1 – Combinazione 2:  $A2+M2+R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II, Tab. 6.8.I del Doc. Rif. [N.1] e di seguito riportati in Tabella 4.1, Tabella 4.2, Tabella 4.6.

**Tabella 4.6: Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche di stabilità globale (R2) (Tabella 6.8.I del Doc. Rif. . [N.1] )**

*Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Nel caso specifico, date le geometrie analizzate, le verifiche di stabilità sono ritenute intrinsecamente soddisfatte e non verranno effettuate.

#### 4.3.2 Stabilità geotecnica e strutturale delle opere di sostegno

In accordo a quanto riportato al par. 6.5.3.1 della normativa nazionale (Doc. Rif. [N.1]), la verifica geotecnica e strutturale (GEO e STRU) di un'opera di sostegno dovrà essere condotta considerando le seguenti combinazioni:

- Approccio 1 – Combinazione 1:  $A1+M1+R1$
- Approccio 1 – Combinazione 2:  $A2+M2+R1$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II del Doc. Rif. [N.1] e di riportati in Tabella 4.1, Tabella 4.2 ed assumendo  $\gamma_{R1}$  uguale ad 1.

Nelle verifiche, per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze s'intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni del sistema di vincolo.

Come indicato al par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [N.1]:

- Per verifiche nei confronti degli stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 ( $A2+M2+R1$ );
- Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 ( $A1+M1+R1$ ). In questo caso, i coefficienti parziali

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 <sup>a</sup> fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord				
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. FOGGIO B 16 di 81

amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze.

#### 4.3.3 Stati limite ultimi idraulici

Con riferimento alle geometrie e alle condizioni di falda presenti al sito in esame, dovrà essere verificata la stabilità al sollevamento del fondo scavo, ove significativa. Tale verifica permette di definire la profondità minima della base del materiale a bassa permeabilità al di sotto del fondo scavo.

Secondo NTC 2018 (par. 6.2.4.2) “per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell’azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ( $G_{inst,d}$ ) e quella variabile ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4)$$

Dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto  $R_d$ , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici ( $M_2$ )”.

Per le verifiche di sollevamento il coefficiente parziale per i carichi permanenti Favorevoli è  $\gamma_{G,stab} = 0.9$ , mentre per i carichi permanenti Sfavorevoli è  $\gamma_{G,inst} = 1.1$ .

#### 4.3.4 Stati limite di esercizio (SLE)

Per ciascuno stato limite di esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

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

Dove:

$E_d$  = valore di progetto dell’effetto dell’azione;

$C_d$  = prescritto valore limite dell’effetto delle azioni.

Ovvero deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori a quelli consentiti, quindi compatibili con i requisiti di prestazione delle strutture. A tale scopo il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese (par. 6.2.4.3 del Doc. Rif. [N.1]).

Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità (par. C 6.2.4.3 del Doc. Rif. [N.1]).

## 5. CALCOLO DEL CARICO LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO E DEL GRUPPO DI PALI

### 5.1 Capacità portante del singolo palo in compressione

In accordo a quanto indicato al capitolo precedente, la resistenza di progetto a compressione  $R_{c,d}$  di un palo, può essere espressa dalla seguente relazione:

$$R_{c,d} = \frac{Q_L}{\gamma_s \xi_{3,4}} + \frac{Q_B}{\gamma_b \xi_{3,4}} - \gamma_{G1} W_p$$

dove  $Q_L$  e  $Q_B$  sono rispettivamente la resistenza laterale e di base (di calcolo), mentre  $W_p$  è il peso del palo.

Nel caso di resistenza di base calcolata in **condizioni drenate** ed in presenza di falda, il peso del palo è determinato come segue:

$$W_p = A_p \{ \gamma_{cls} \cdot [z_w - (z_B - L_p)] + (\gamma_{cls} - \gamma_w)(z_B - z_w) \}$$

Nella precedente è indicata con  $z_B$  e  $z_w$  la profondità, rispettivamente, della base del palo e del livello di falda. Il contributo  $(z_B - L_p)$  rappresenta la profondità della testa del palo calcolata dal piano di campagna.

Nel caso di resistenza di base calcolata in **condizioni non drenate**, il calcolo del peso del palo è sempre determinato mediante la seguente:

$$W_p = \gamma_{cls} \cdot A_p \cdot L_p$$

I coefficienti  $\gamma_s$  e  $\gamma_b$  sono rispettivamente il coefficiente parziale laterale in compressione e alla base riferiti alla tecnologia realizzativa dei pali (v. Tabella 4.3).

#### 5.1.1 Portata laterale

La resistenza laterale viene valutata sulla superficie laterale del palo di diametro  $D$  con la seguente:

$$Q_L = \pi D \sum_{n^{\circ}strati} \tau_i h_i$$

dove, per ogni strato  $i$  di spessore  $h_i$  viene valutata la tensione tangenziale  $\tau_i$  sul fusto del palo come di seguito specificato.

#### Depositi incoerenti

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo a Viggiani [17], può essere valutata, in corrispondenza della tensione verticale efficace  $\sigma'_v$ , mediante la seguente:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{l,max}$$

con  $k$  coefficiente di pressione laterale (pari a 0.7 per pali in compressione [1], [16], [3] e pari a 0.5 per pali in trazione [3]), mentre  $\varphi'$  è l'angolo d'attrito dello strato di terreno competente. Il valore di tensione tangenziale limite

$\tau_{l,max}$  per pali trivellati di grande diametro in terreni sabbiosi è correlabile al numero di colpi di SPT mediante il seguente grafico [4].

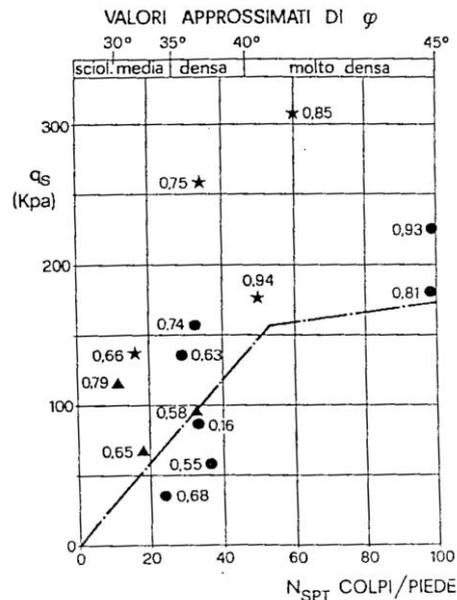


Figura 5.1: Tensione tangenziale limite in terreni sabbiosi per pali trivellati di grande diametro.

### Depositi coesivi

Per i terreni coesivi, la tensione tangenziale è valutata mediante la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove  $c_u$  è la resistenza al taglio in condizioni non drenate mentre  $\alpha$  è un coefficiente empirico di adesione, valutabile in ragione della coesione non drenata, secondo la seguente tabella [1] (per pali trivellati).

$c_u$	$\alpha$ [-]
$c_u \leq 25$ kPa	0.9
$25$ kPa $< c_u \leq 50$ kPa	0.8
$50$ kPa $< c_u \leq 75$ kPa	0.6
$c_u > 75$ kPa	0.4

Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  è pari a 100 kPa e 120 kPa rispettivamente per pali trivellati e pali infissi [1].



$\sigma_v$  = tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo,

$c$  = coesione,

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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \varphi'.$$

A seguire, la valutazione di tale contributo verrà quindi illustrato in funzione delle caratteristiche geotecniche del deposito.

### Depositi incoerenti

La resistenza unitaria alla base del palo (associabile a cedimenti compresi tra il 6% e il 10% del diametro del palo stesso [1],[17]) viene valutata in funzione della tensione verticale efficace alla base del palo  $\sigma'_{v,base}$ , mediante la seguente espressione:

$$q_b = N_q^* \sigma'_{v,base} \leq q_{b,lim}$$

Con  $N_q^*$  coefficiente funzione dell'angolo di resistenza al taglio e del rapporto  $L/D$ , determinato secondo AGI [1].

Nel caso di pali trivellati, tale coefficiente è da calcolare riducendo il valore di calcolo dell'angolo d'attrito come  $\varphi'_{calc} = \varphi' - 3^\circ$  (Kishida [12]).

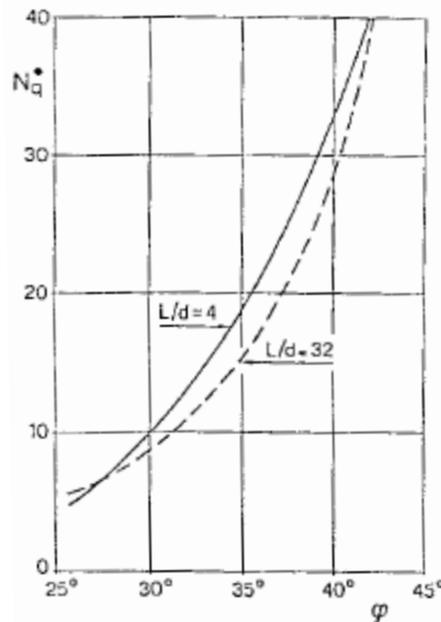


Figura 5.3 – Coefficiente  $N_q^*$  corrispondente all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base.

La resistenza unitaria limite  $q_{b,lim}$  è determinabile in funzione della granulometria secondo quanto indicato da Gwidzala [13]:

<b>TIPO DI TERRENO</b>	$q_{b,lim}$ [kPa]
Ghiaia	7000
Sabbia media	5500
Sabbia fine e sabbia limosa	4000

### Depositi coesivi

Nei terreni coesivi, la resistenza unitaria alla base viene determinata, in funzione della coesione non drenata  $c_u$  e della tensione verticale totale alla base del palo  $\sigma_{v,base}$ , con la seguente relazione:

$$q_b = 9 c_u + \sigma_{v,base} \leq q_{b,lim}$$

dove la resistenza unitaria limite  $q_{b,lim}$  è da valutarsi puntualmente in ragione delle caratteristiche meccaniche del terreno.

### **5.2 Capacità portante del palo singolo in trazione**

La resistenza a trazione di progetto di un palo  $R_{t,d}$  può essere espressa dalla seguente relazione:

$$R_{t,d} = \frac{Q_L}{\gamma_{st} \xi_{3,4}} + \gamma_{G1} W_p$$

dove  $Q_L$  è la resistenza laterale di calcolo (valutabile secondo quanto riportato al paragrafo 5.1.1) e  $W_p$  è il peso del palo definito come al paragrafo 5.1. Il coefficiente parziale  $\gamma_{st}$  è riferito alla tecnologia realizzativa dei pali (tabella 6.4.II, NTC2018) mentre il coefficiente  $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale dell'azione dovuta al peso del palo considerata favorevole (tabella 6.2.I, NTC18).

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 <sup>a</sup> fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord				
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001

### 5.3 Capacità portante del gruppo di pali per carico verticale eccentrico

Ai sensi delle NTC2018 la verifica per stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista può essere svolta “*limitatamente alle azioni verticali*” (par. 6.4.3.3); tale indicazione si deve interpretare nel senso di escludere il caso di combinazioni di azioni verticali e coppie in fondazione, cioè di azioni verticali eccentriche. In quest’ultimo caso, si deve far riferimento al solo contributo dei pali, che può essere valutato applicando metodologie di calcolo in grado di rappresentare lo stato limite ultimo di collasso della palificata nel suo complesso, in virtù del raggiungimento del carico limite di tutti i pali. Nel seguito si fa riferimento al *Metodo dei Domini di Interazione M-N* o *Metodo dei Domini di Resistenza* della palificata [18] e alle recenti implementazioni riportate di *Potini et al* [19].

#### 5.3.1 Dominio di resistenza della palificata

Il *dominio di resistenza*  $\mathcal{D}$  delle fondazioni su pali è costruito come il luogo dei punti rappresentativi del collasso dell’intera palificata. Il dominio di resistenza, se costruito con riferimento ai valori delle resistenze di progetto del palo singolo (in compressione,  $R_{c,d}$ , e in trazione,  $R_{t,d}$ ), assume il significato di *dominio delle resistenze di progetto*  $\mathcal{D}_d$ .

Le verifiche SLU-GEO delle fondazioni su pali sono soddisfatte se i punti rappresentativi delle azioni di progetto  $(N_{Ed}, M_{Ed})$  risultano interni al dominio di resistenza di progetto  $\mathcal{D}_d$ . **La verifica è dunque formalmente soddisfatta se risulta verificata la seguente condizione:**

$$(N_{Ed}, M_{Ed}) \in \mathcal{D}_d$$

I punti della frontiera del dominio rappresentano le coppie di valori “Nu, Mu” (resistenza a compressione/trazione e momento resistente del gruppo di pali, rispettivamente) per i quali tutte le riserve di resistenza della palificata risultano esaurite.

Il dominio è costruito secondo le seguenti ipotesi di calcolo:

- 1) I pali sono modellati sia a trazione sia in compressione come elementi monodimensionali rigido-perfettamente plastici, indipendenti fra loro, caratterizzati dai due carichi limite (di “snervamento”) in compressione “Nu” ( $=R_{c,d}$ ) ed in trazione “-Su” ( $=R_{t,d}$ );
- 2) I pali sono connessi con una platea infinitamente rigida;
- 3) La testa dei pali è considerata incastrata alla platea (vincolo in grado di esplicare un momento flettente).

L’ipotesi 3) risulta valida certamente nel caso di pali in c.a. (o micropali) strutturalmente solidarizzati con la platea. In estrema sintesi, a titolo esemplificativo, considerando una generica riga di  $n$  pali, identici e equidistanti fra loro, su cui agiscono un carico verticale centrato  $V_{u,i}$  e un momento flettente  $M_{u,i}$ , il sistema può subire una rotazione intorno ad un punto posto tra due pali adiacenti (o eventualmente posto anche esternamente ai pali d’estremità) o intorno alla testa di un palo (rispettivamente caso (a) e caso (b) della Figura 5.4).

Essendo tutti i pali a comportamento rigido-perfettamente plastico, in testa al singolo palo agirà un carico assiale pari a  $N_u$  o  $-S_u$ : nel caso (a) tutti i pali saranno soggetti al loro carico limite, mentre nel caso (b) ciò sarà vero per tutti i pali, eccetto quello intorno al quale avviene la rotazione.

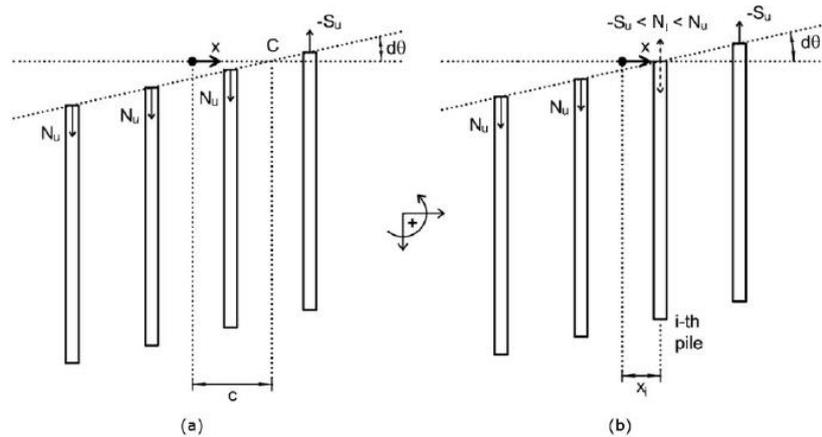


Figura 5.4 – Meccanismo di collasso per una riga di pali identici ed equidistanti: (a) rotazione intorno ad un punto tra due pali adiacenti; (b) rotazione intorno alla testa di un palo (Di Laora et al, 2019).

Applicando i teoremi dell'analisi limite è possibile ricavare le seguenti equazioni:

$$\begin{cases} V_{u,i} = \sum_{j=1}^{i-1} N_{u,j} - \sum_{j=i}^{n_p} S_{u,j} \\ M_{u,i} \cos(\alpha_N - \alpha_M) = - \sum_{j=1}^{i-1} N_{u,j} \xi_j^{(n)} + \sum_{j=i}^{n_p} S_{u,j} \xi_j^{(n)} \end{cases} \quad i = 1, \dots, n_p$$

$$\begin{cases} V_{u,k} = \sum_{j=k}^{n_p} N_{u,j} - \sum_{j=1}^{k-1} S_{u,j} \\ M_{u,k} \cos(\alpha_N - \alpha_M) = \sum_{j=1}^{k-1} S_{u,j} \xi_j^{(n)} - \sum_{j=k}^{n_p} N_{u,j} \xi_j^{(n)} \end{cases} \quad i = 1, \dots, n_p$$

Le coppie di valori  $(V_{u,i}, M_{u,i})$  o  $(V_{u,(k+n)}, M_{u,(k+n)})$  definiscono un poligono nel piano  $(V_u, M_u)$ , ottenuto tracciando le congiungenti tra due punti consecutivi. Le rette così determinate costituiscono, a loro volta, soluzioni del teorema e rappresentano la condizione in cui la rotazione avviene proprio in corrispondenza della testa di un palo.

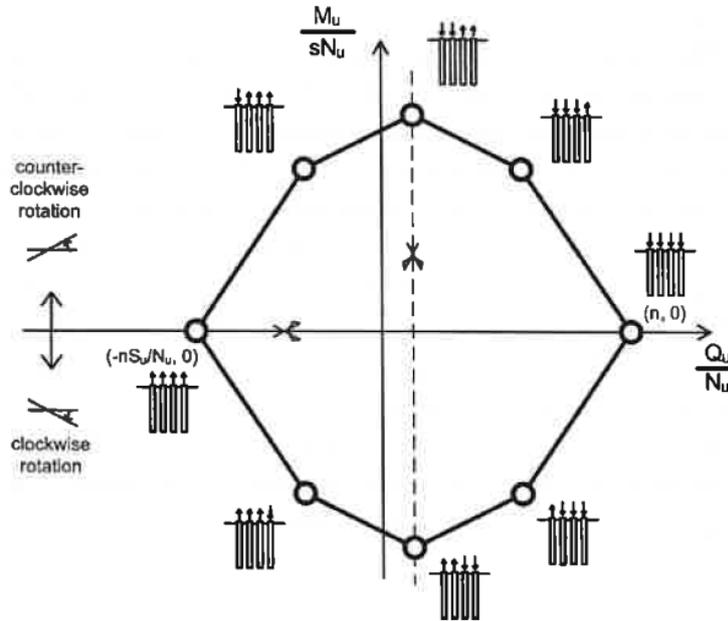


Figura 5.5 – Diagramma di interazione relativo ad una generica riga di 4 pali identici, equidistanti fra loro.

Quanto esposto fino ad ora può essere esteso ad un gruppo di pali, caratterizzato da: a) un generico numero di elementi; b) differenti valori di carico assiale limite a compressione e trazione per ciascun palo e c) valori non nulli del momento di plasticizzazione dei singoli pali nella loro sezione di testa. Nella generica condizione sopra descritta le coordinate dei vertici del dominio possono essere determinate attraverso le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} V_{u,i} = \sum_{j=1}^{i-1} N_{u,j} - \sum_{j=i}^{n_p} S_{u,j} \\ M_{u,i} = \sum_{j=1}^{i-1} \left( M_{yc,j} - \frac{N_{u,j} \xi_j}{\cos(\alpha_N - \alpha_M)} \right) + \sum_{j=i}^{n_p} \left( M_{yt,j} + \frac{S_{u,j} \xi_j}{\cos(\alpha_N - \alpha_M)} \right) \end{cases} \quad i = 1, \dots, n_p + 1$$

$$\begin{cases} V_{u,k} = \sum_{j=k}^{n_p} N_{u,j} - \sum_{j=1}^{k-1} S_{u,j} \\ M_{u,k} = \sum_{j=1}^{k-1} \left( \frac{S_{u,j} \xi_j}{\cos(\alpha_N - \alpha_M)} - M_{yt,j} \right) - \sum_{j=k}^{n_p} \left( M_{yc,j} + \frac{N_{u,j} \xi_j}{\cos(\alpha_N - \alpha_M)} \right) \end{cases} \quad i = 1, \dots, n_p + 1$$

$$\begin{cases} V_{u,i} = \sum_{j=1}^{i-1} N_{u,j} - \sum_{j=i}^{n_p} S_{u,j} \\ M_{u,i} = \sum_{j=1}^{i-1} \left( M_{ycj} - N_{u,j} \xi_j^{(n)} \right) + \sum_{j=i}^{n_p} \left( M_{ytj} + S_{u,j} \xi_j^{(n)} \right) \end{cases} \quad \text{con } i = 1, \dots, n_p + 1$$

$$\begin{cases} V_{u,k} = -\sum_{j=1}^{k-1} S_{u,j} + \sum_{j=k}^{n_p} N_{u,j} \\ M_{u,k} = \sum_{j=1}^{k-1} \left( \frac{S_{u,j} \xi_j}{\cos(\alpha_N - \alpha_M)} - M_{ytj} \right) - \sum_{j=k}^{n_p} \left( M_{ycj} + \frac{N_{u,j} \xi_j}{\cos(\alpha_N - \alpha_M)} \right) \end{cases} \quad \text{con } k = 1, \dots, n_p + 1$$

dove

$M_{ycj}$ ,  $M_{yjt}$ : momenti di plasticizzazione della sezione in corrispondenza della testa del palo di fondazione valutati, rispettivamente, con i valori di sforzo assiale pari a  $N_{uj}$  e  $S_{uj}$ ;

$\xi^{(n)}_j$ : distanza lungo l'asse  $\xi^{(n)}$  del j-esimo palo nel sistema di riferimento  $(\xi^{(n)}; \eta^{(n)})$  (v. Figura 5.6);

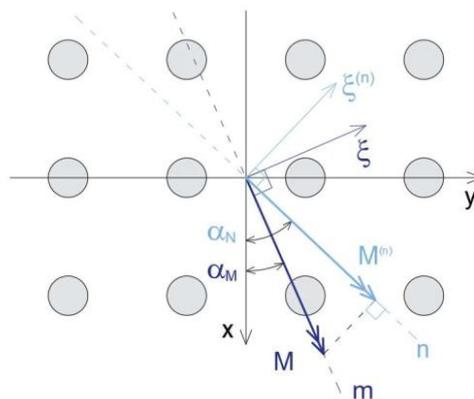
$p$ : numero di pali che compongono la palificata.

Sotto l'ipotesi di linearità del sistema, l'inclinazione dell'asse neutro di un gruppo di pali,  $\alpha_N$ , è funzione della geometria del gruppo e dell'inclinazione della sollecitazione flettente,  $\alpha_M$ , ed è definita dalla seguente equazione:

$$\tan \alpha_N = \frac{I_y}{I_x} \tan \alpha_M$$

dove  $I_x = \sum_{i=1}^{np} y_i^2$  e  $I_y = \sum_{i=1}^{np} x_i^2$  sono i momenti di inerzia del gruppo di pali rispetto agli assi x e y.

$$\xi^{(n)} = x \cos \alpha_N - y \sin \alpha_N$$



**Figura 5.6 – Definizione del sistema di riferimento  $(\xi; \eta)$  e  $(\xi^{(n)}; \eta^{(n)})$**

In Figura 5.7 si riporta, a titolo di esempio, il dominio di resistenza di una palificata costituita da una generica riga di 4 pali identici ed equidistanti fra loro, in cui si evidenzia l'effetto della variazione del momento di plasticizzazione sul dominio stesso [18]. Si precisa che nella figura seguente  $m_{yt} = M_{yt}/(sN_u)$  e  $m_{yc} = M_{yc}/(sN_u)$  rappresentano i momenti di plasticizzazione adimensionali della sezione in corrispondenza della testa del palo di fondazione, valutati, rispettivamente, con i valori di sforzo assiale pari a  $S_{uj}$  e  $N_{uj}$  e  $s$  rappresenta l'interasse dei pali.

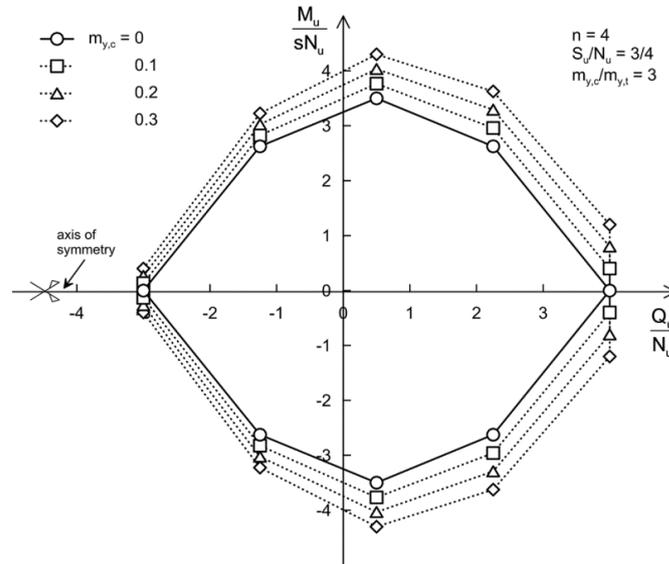


Figura 5.7 – Esempio di Dominio di Resistenza di una palificata 4x4.

Per ulteriori approfondimenti circa il calcolo dei domini di resistenza si rimanda a *Di Laora et al.* [18] e alle recenti implementazioni riportate da *Potini et al.* [19].

## 6. OPERE DI FONDAZIONE

La spalla e le pile del viadotto VI01 presentano fondazioni profonde costituite da pali trivellati di grande diametro  $\varnothing 1500$  mm. Nella tabella seguente si sintetizzano i dati relativi al numero, diametro e lunghezza dei pali, mentre nelle figure a seguire si riporta la sezione longitudinale dell'opera e la pianta fondazioni.

VI01			
	Fondazione		
	n° pali	Ø palo	Lpalo
	(-)	(mm)	(m)
<b>P1, P2, P4, P5</b>	15	1500	40
<b>P3, P6</b>	12	1500	40
<b>P7, P11- P13</b>	9	1500	38
<b>P8-P10, P14, P15</b>	12	1500	36
<b>P16-P20</b>	12	1500	38

### 6.1 Stratigrafie di calcolo e parametri geotecnici

Sulla scorta della caratterizzazione geotecnica riportata nella Relazione geotecnica (doc. Rif. [29]), sono state definite le stratigrafie di progetto per pile; nel dettaglio si farà riferimento alle stratigrafie Tabella 6-1. Inoltre, a seguire si riporta una sintesi dei parametri geotecnici di riferimento per le formazioni presenti nel sottosuolo ed interagenti con l'opera d'arte.

**Tabella 6-1 – Stratigrafie di riferimento.**

PILA	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO
P1	Stratigrafia 1a
P2	Stratigrafia 1b
P3-P6	Stratigrafia 2
P7-P20	Stratigrafia 3

**Tabella 6-2 – Parametri geotecnici di riferimento – Stratigrafia 1a**

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z <sub>TOP</sub>	Z <sub>BOTTOM</sub>	$\gamma_k$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$c_{uk}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	R	8.00	0.00	8.00	18.0	0.0	28.0	-
2	AL1	5.00	8.00	13.00	19.0	0.0	-	50.0
3	LS	7.00	13.00	20.00	19.0	0.0	-	60.0
4	SL	9.00	20.00	29.00	19.0	0.0	31.0	-

5	AL1	3.00	29.00	32.00	19.0	0.0	-	70.0
6	SL	4.00	32.00	36.00	19.0	0.0	31.0	-
7	AL1	4.00	36.00	40.00	19.0	0.0	-	70.0
8	SL	3.00	40.00	43.00	19.0	0.0	31.0	-
9	GLS	100.00	43.00	143.00	19.0	0.0	33.0	-

**Tabella 6-3 – Parametri geotecnici di riferimento – Stratigrafia 1b**

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z <sub>TOP</sub>	Z <sub>BOTTOM</sub>	$\gamma_k$	$\varphi'_k$	$c_{uk}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)
1	R	8.00	0.00	8.00	18.0	28.0	-
2	AL1	5.00	8.00	13.00	19.0	-	50.0
3	SL	17.00	13.00	30.00	19.0	31.0	-
4	AL1	3.00	30.00	33.00	19.0	-	70.0
5	SL	4.00	33.00	37.00	19.0	31.0	-
6	AL1	4.00	37.00	41.00	19.0	-	70.0
7	SL	3.00	41.00	44.00	19.0	31.0	-
8	GLS	100.00	44.00	144.00	19.0	33.0	-

**Tabella 6-4 – Parametri geotecnici di riferimento – Stratigrafia 2**

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z <sub>TOP</sub>	Z <sub>BOTTOM</sub>	$\gamma_k$	$c'_k$	$\varphi'_k$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)
1	R	6.00	0.00	6.00	18.0	30.0	-
2	LS	6.00	6.00	12.00	19.0	-	50.0
3	SL	34.00	12.00	46.00	19.0	31.0	-
4	GLS	100.00	46.00	146.00	19.0	33.0	-

**Tabella 6-5 – Parametri geotecnici di riferimento – Stratigrafia 3**

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z <sub>TOP</sub>	Z <sub>BOTTOM</sub>	$\gamma_k$	$c'_k$	$\varphi'_k$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)
1	R	3.00	0.00	3.00	18.0	28.0	-
2	LS	6.00	3.00	9.00	19.0	-	50.0
3	SL	20.00	9.00	29.00	19.0	31.0	-
4	AL1	9.00	29.00	38.00	19.0	-	70.0
5	SL	13.00	38.00	51.00	19.0	31.0	-
6	GLS	100.00	51.00	151.00	19.0	33.0	-

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 29 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

## 7. VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano i dimensionamenti geotecnici delle fondazioni profonde, in accordo ai criteri di progettazione agli stati limite previsti dalla normativa vigente. In particolare:

- vengono determinate le curve di capacità portante del singolo palo a forze verticali allo SLE/SLU/SLV;
- vengono costruiti i Domini di interazione (N-M) delle palificate allo SLU/SLV, e si determinano le lunghezze di progetto dei pali di fondazione;
- si effettuano le verifiche a carico verticale allo SLE del singolo palo;
- si effettuano le verifiche a carico limite orizzontale dei pali di fondazione;
- si determinano le sollecitazioni di taglio e momento flettente lungo il fusto del palo allo SLU/SLV;
- si effettuano le verifiche strutturali dei pali di fondazione.

### 7.1 Sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione

Nelle tabelle seguenti si sintetizzano le sollecitazioni all'intradosso fondazione, in riferimento alle combinazioni più gravose agenti allo spicco delle pile. Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Tecnico Descrittiva. Le verifiche sono state condotte considerando i seguenti casi tipo, in considerazione della geometrie dei plinti e dell'impalcato:

- P1, P2, P4, P5 (impalcato continuo, plinto 11.90m x 20.80m);
- P3, P6 (impalcato continuo, plinto 11.90m x 16.40m);
- P7, P11, P12, P13 (impalcato fino a 30 m, plinto 11.90m x 11.90m);
- P8, P9, P10, P14, P15 (impalcato fino a 40 m, larghezza della soletta fino a 13.7 m, plinto 11.90m x 16.40m);
- P16-P20 (impalcato fino a 40 m, larghezza della soletta di 17.08 m, plinto 11.90m x 16.40 m).

#### 7.1.1 P1, P2, P4, P5

	Combinazione		N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>x</sub> (kN)
SLU	N MAX	SLU1	69469.69	40140.5	-65643	-1997	-5484
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLU2	68466.69	23573	-68733.5	-900	-5801
	T <sub>y</sub> _MAX, M <sub>x</sub> _MAX	SLU3	66201.69	54712.5	-26258	-3051	-2194
SLE rara	N MAX	SLE1	51115.38	28657.5	-44514	-1437	-3782
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLE2	50423.38	17718	-46570.5	-706	-3995
	T <sub>y</sub> _MAX, M <sub>x</sub> _MAX	SLE3	48861.38	39254.5	-17806.5	-2203	-1513
SLV	T <sub>x</sub> _MAX M <sub>y</sub> _MAX	SLV1	45129.38	41921	189255	3056	13940
	T <sub>y</sub> _MAX, M <sub>x</sub> _MAX	SLV2	43876.38	141844.5	55009.5	10309	4069
	N MAX	SLV3	47570.38	41288.5	53239.5	3019	3955

**7.1.2 P3, P6**

	Combinazione		N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>x</sub> (kN)
SLU	N MAX	SLU1	65265	40140.5	-65643	-1997	-5484
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLU2	64262	23573	-68733.5	-900	-5801
	T <sub>y</sub> _MAX, M <sub>x</sub> _MAX	SLU3	61997	54712.5	-26258	-3051	-2194
SLE	N MAX	SLE1	47881	28657.5	-44514	-1437	-3782
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLE2	47189	17718	-46570.5	-706	-3995
	T <sub>y</sub> _MAX, M <sub>x</sub> _MAX	SLE3	45627	39254.5	-17806.5	-2203	-1513
SLV	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLV1	41895	41921	189255	3056	13940
	T <sub>y</sub> _MAX, M <sub>x</sub> _MAX	SLV2	40642	141844.5	55009.5	10309	4069
	N MAX	SLV3	44336	41288.5	53239.5	3019	3955

**7.1.3 P7, P11, P12, P13**

	Combinazione		N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>x</sub> (kN)
SLU	N MAX	SLU1	47815.31	34506.5	21470.5	1905	1557
	T <sub>y</sub> _MAX	SLU2	45060.31	45362.5	22687	2113	1246
	M <sub>x</sub> _MAX	SLU3	47815.31	44864.5	28357.5	1905	1557
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLU4	47815.31	11789.5	51390	613	3298
SLE	N MAX	SLE1	35021.63	23546	14808	1298	1074
	T <sub>y</sub> _MAX	SLE2	33121.63	30865.5	15645.5	1431	859
	M <sub>x</sub> _MAX	SLE3	35021.63	30689	19557	1298	1074
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLE4	35021.63	8131.5	35405	423	2270
SLV	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLV1	28557.63	34158	101626.5	2242	7621
	T <sub>y</sub> _MAX, M <sub>x</sub> _MAX	SLV2	28557.63	111692.5	31672	7361	2372
	N MAX	SLV3	31207.63	32533	28712	2158	2158

**7.1.4 P8, P9, P10, P14, P15**

	Combinazione		N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>x</sub> (kN)
SLU	N MAX	SLU1	59884	54241.5	25050.5	2923	1813
	T <sub>y</sub> _MAX	SLU2	56626	65552	26555	3094	1450
	M <sub>x</sub> _MAX	SLU3	59884	66452.5	33194.5	2923	1813
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLU4	59884	19974	59812	1026	3810
SLE	N MAX	SLE1	43952	37080	17275	1996	1250
	T <sub>y</sub> _MAX	SLE2	41705	44660	18314	2100	1000
	M <sub>x</sub> _MAX	SLE3	43952	45501	22892	1996	1250
	T <sub>x</sub> _MAX, M <sub>y</sub> _MAX	SLE4	43952	13773.5	41212.5	707	2623

SLV	Tx_MAX, My_MAX	SLV1	36363	43470.5	125963	2797	9352
	Ty_MAX, Mx_MAX	SLV2	36363	141226	39169.5	9134	2905
	N MAX	SLV3	39624	40713.5	35714.5	2655	2655

### 7.1.5 P16 – P20

Combinazione		N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	
SLU	N MAX	SLU1	67846	53947	24868.5	2922	1813
	Ty_MAX	SLU2	64622	65146	26342	3092	1450
	Mx_MAX	SLU3	67846	66044	32928.5	2922	1813
	Tx_MAX, My_MAX	SLU4	67846	31968	60189.5	1026	3907
SLE	N MAX	SLE1	49859	36877.5	17150	1995	1250
	Ty_MAX	SLE2	47636	44384.5	18167	2099	1000
	Mx_MAX	SLE3	49859	45220.5	22708	1995	1250
	Tx_MAX, My_MAX	SLE4	49859	22045.5	41455	707	2688
SLV	Tx_MAX, My_MAX	SLV1	42610	50396.5	146319	3267	10918
	Ty_MAX, Mx_MAX	SLV2	42610	164331	45266.5	10700	3375
	N MAX	SLV3	46448	47679.5	41861.5	3135	3135
	Fz_MIN	SLV4	35482	47654.5	41836.5	3125	3125

## 7.2 Sollecitazioni agenti in testa ai singoli pali

Il calcolo delle sollecitazioni agenti in testa ai pali è stato effettuato ipotizzando una ripartizione rigida delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro delle palificate, attraverso l'espressione:

$$Q_{ti} = \frac{Q}{n} \pm \left[ M_x \cdot \frac{y_i}{\sum_1^n y_i^2} \right] \pm \left[ M_y \cdot \frac{x_i}{\sum_1^n x_i^2} \right]$$

essendo:

Q = forza verticale esterna;

M<sub>x</sub> = momento esterno attorno all'asse x, accoppiato con H<sub>y</sub>;

M<sub>y</sub> = momento esterno attorno all'asse y, accoppiato con H<sub>x</sub>;

Q<sub>ti</sub> = forza verticale agente alla testa del palo i-esimo;

y<sub>i</sub> = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione y;

x<sub>i</sub> = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione x;

Per la ripartizione dei carichi orizzontali, si considera il taglio globale agente sulla palificata diviso per il numero totale di pali (taglio medio).

Nelle tabelle che seguono si riassumono i valori delle sollecitazioni agenti in testa ai singoli pali in termini di sforzo assiale e taglio. Inoltre, si riportano i valori delle sollecitazioni massime, tra tutte le combinazioni di carico considerate nelle analisi.

	SLE			SLU			SLV		
	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	T <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	T <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	T <sub>max</sub>
	(kN)								
<b>P1</b>	4821	1994	270	6685	2578	389	7835	-1818	<b>951</b>
<b>P2</b>	4257	2393	270	5896	5604	251	7284	-1434	951
<b>P3, P6</b>	5863	2117	338	8154	2723	486	9680	-2697	1189
<b>P4, P5</b>	4251	2370	270	5883	3192	391	7430	-1580	951
<b>P7, P11-13</b>	5752	1958	257	8025	2601	373	8483	-2137	883
<b>P8-10, P14-15</b>	5310	1974	226	7389	2524	287	7495	-1435	813
<b>P16-20</b>	5769	2479	232	8036	3206	337	8735	-1634	950

con:

$N_{max}$  = sforzo assiale massimo agente in testa al palo;

$N_{min}$  = sforzo assiale minimo agente in testa al palo;

$T_{max}$  = taglio massimo agente in testa al palo.

### 7.3 Curve di capacità portante a forze verticali del singolo palo

Nelle figure che seguono si riportano le curve di capacità portante a forze verticali del singolo palo in riferimento alle differenti stratigrafie descritte al 6.1.

In particolare, per lo SLU/SLV, si mostrano le curve di capacità portante a compressione e a trazione in condizioni statiche ed in condizioni sismiche.

Inoltre, come prescritto dal MdP Parte II – Sezione II §2.5.1.9.3, per lo SLE, si riporta la curva di capacità relativa a  $Q_L/1.25$ , con  $Q_L$  pari alla resistenza laterale di calcolo.

- Stratigrafia 1 a – Curva di capacità portante SLU ( $R_{c,d}$ )

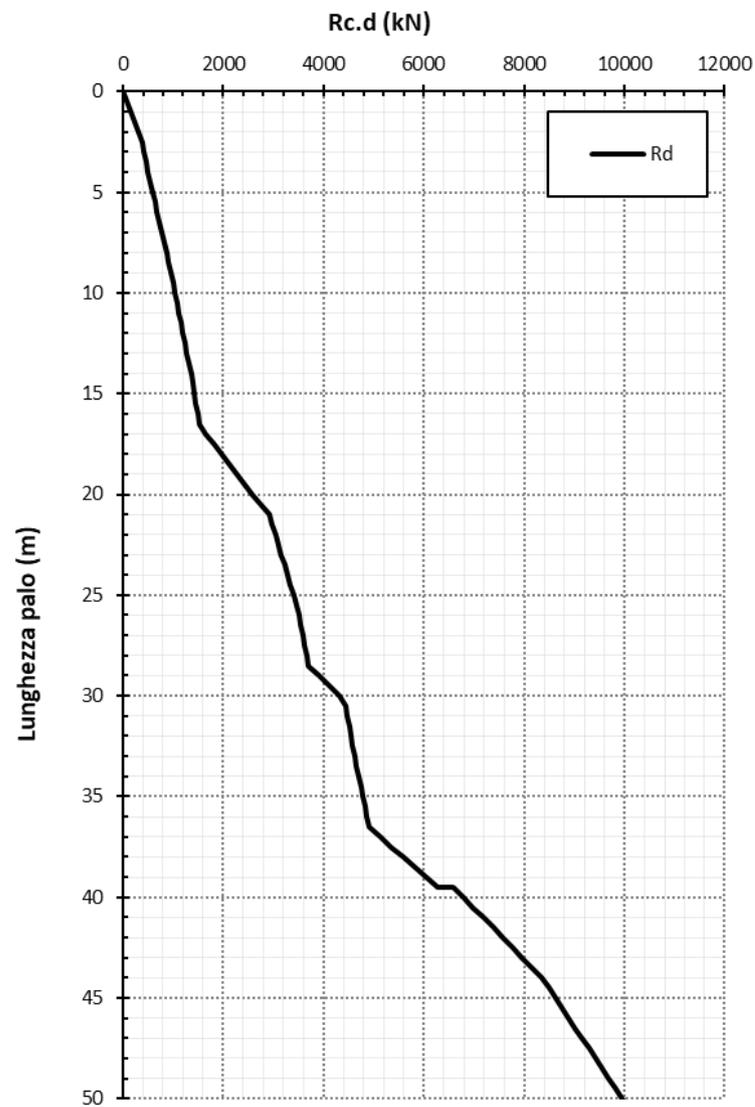


Figura 7.1 –Stratigrafia 1a: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica statica.

- Stratigrafia 1 a – Curva di capacità portante SLV ( $R_{c,d}$ )

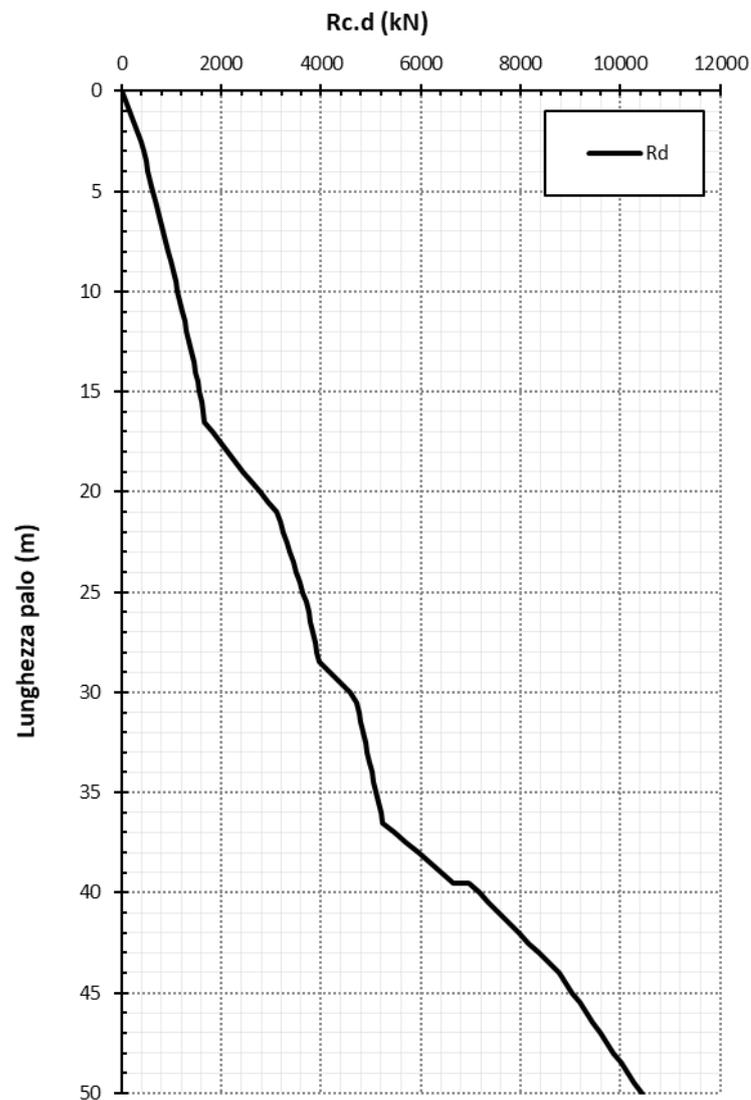


Figura 7.2 –Stratigrafia 1a: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica sismica.

- Stratigrafia 1 a – Curva di capacità portante SLU e SLV ( $R_{t,d}$ )

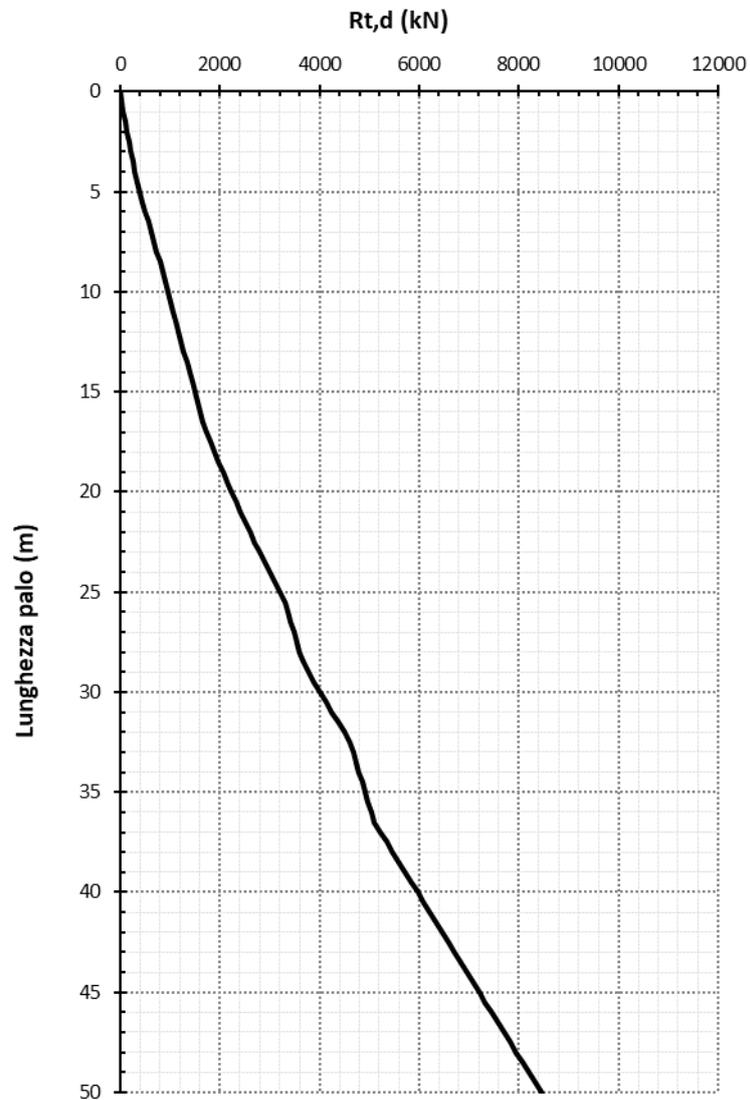


Figura 7.3 –Stratigrafia 1a: Curva  $R_{t,d}$  per la verifica statica e sismica.

- Stratigrafia 1 a – Curva di capacità portante SLE rara ( $R_{lat,cal}/1.25$ )

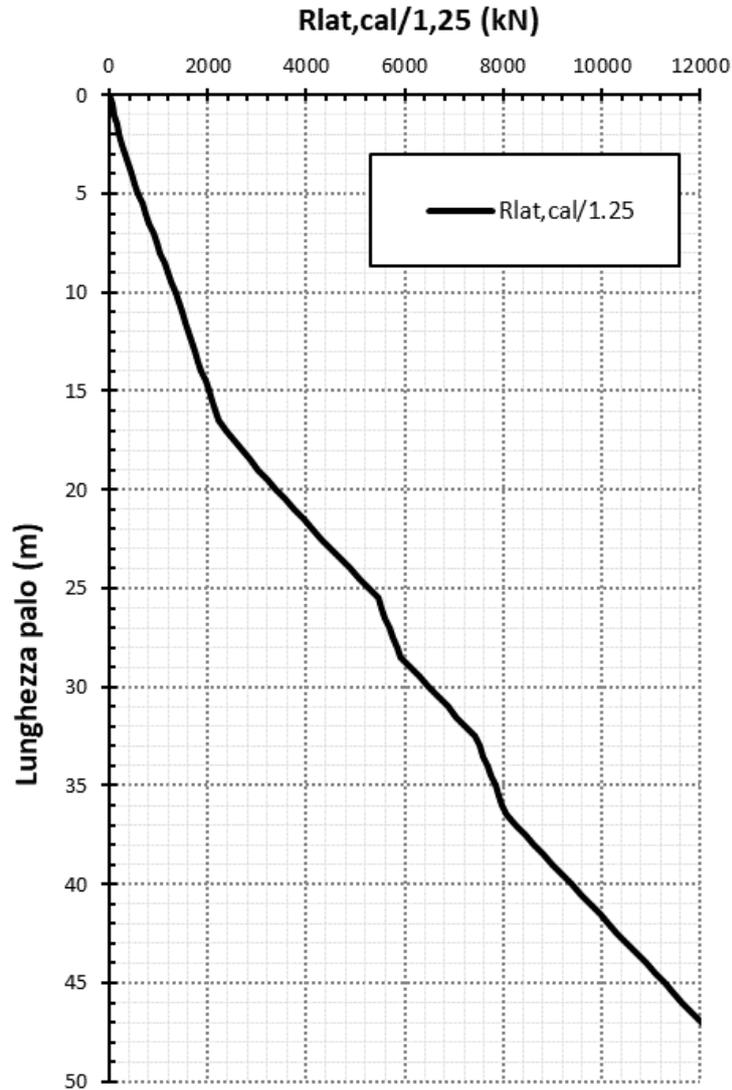


Figura 7.4 –Stratigrafia 1a: Curva  $R_{lat,cal}/1.25$  per la verifica SLE.

- Stratigrafia 1 b – Curva di capacità portante SLU ( $R_{c,d}$ )

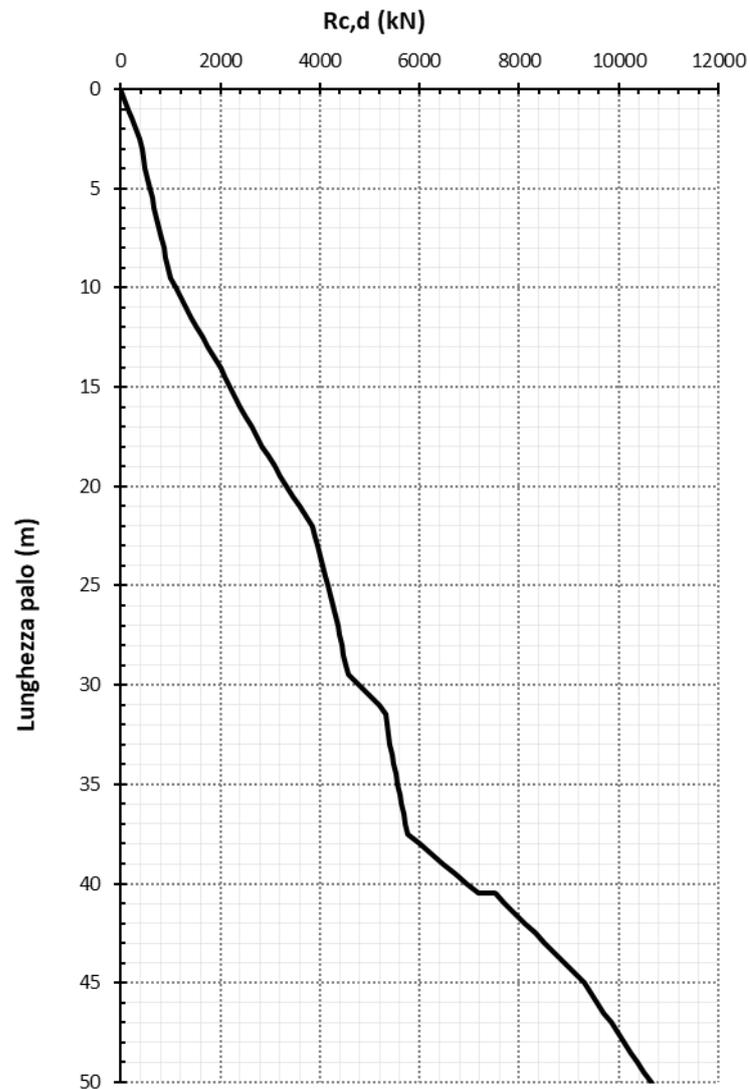


Figura 7.5 –Stratigrafia 1b: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica statica.

- Stratigrafia 1 b – Curva di capacità portante SLV ( $R_{c,d}$ )

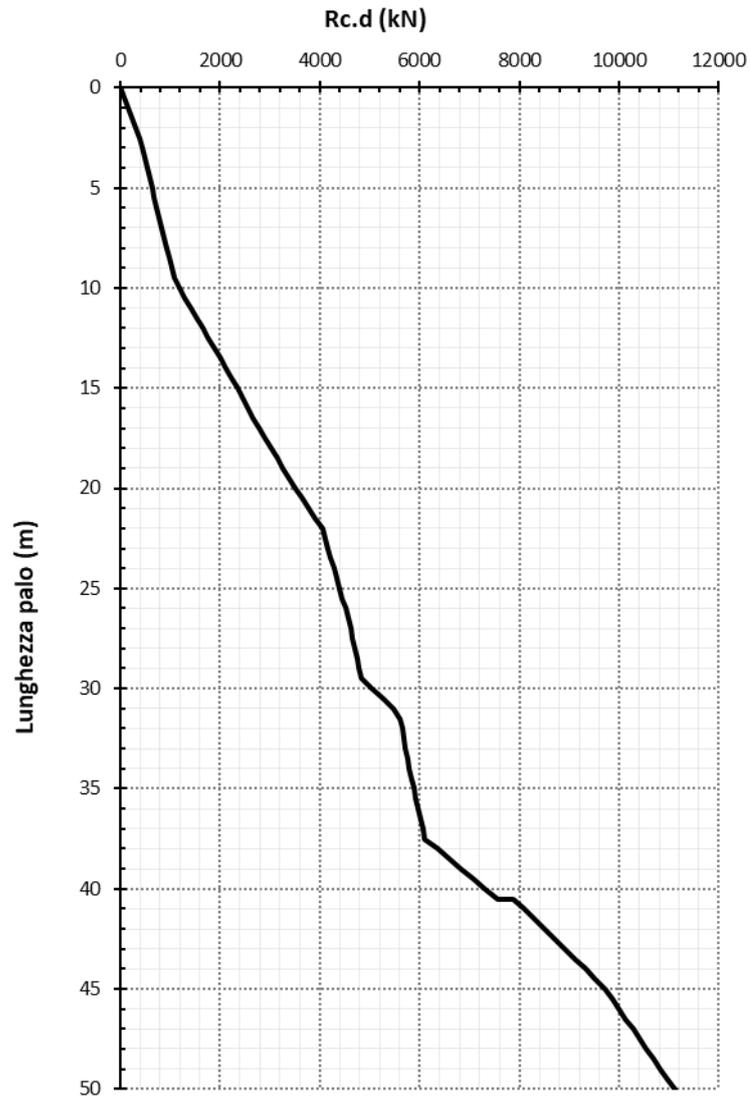


Figura 7.6 –Stratigrafia 1b: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica sismica.

- Stratigrafia 1 b – Curva di capacità portante SLU e SLV ( $R_{t,d}$ )

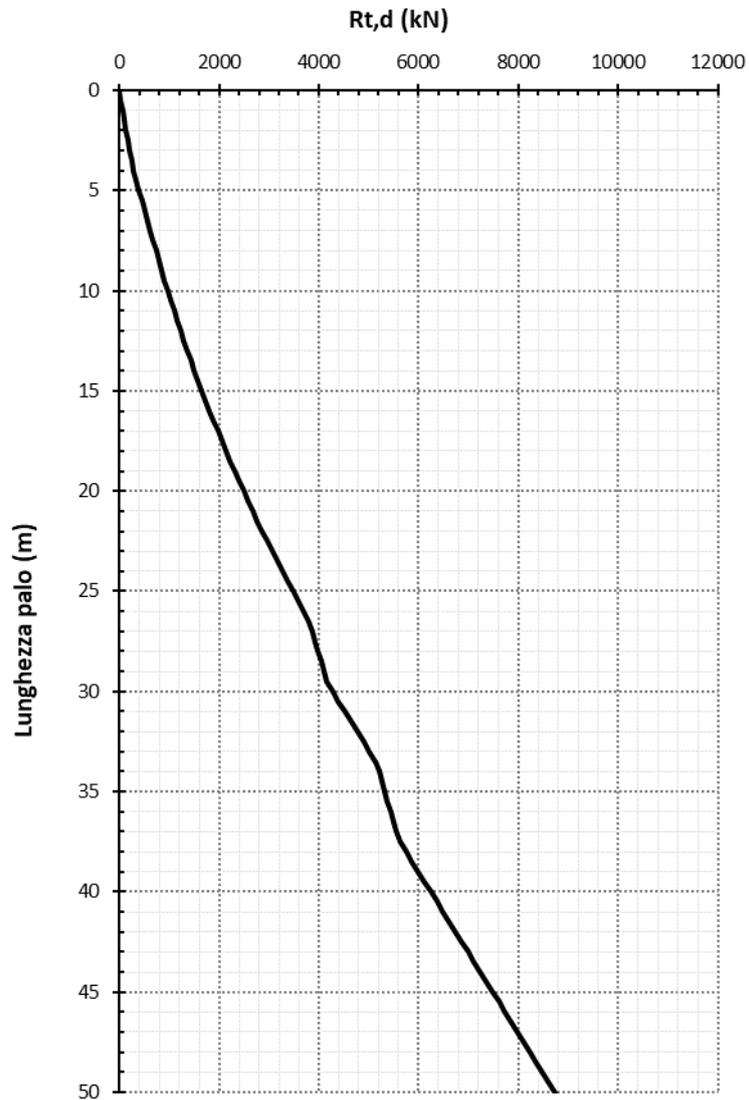


Figura 7.7 –Stratigrafia 1b: Curva  $R_{t,d}$  per la verifica statica e sismica.

- Stratigrafia 1 b – Curva di capacità portante SLE rara ( $R_{lat,cal}/1.25$ )

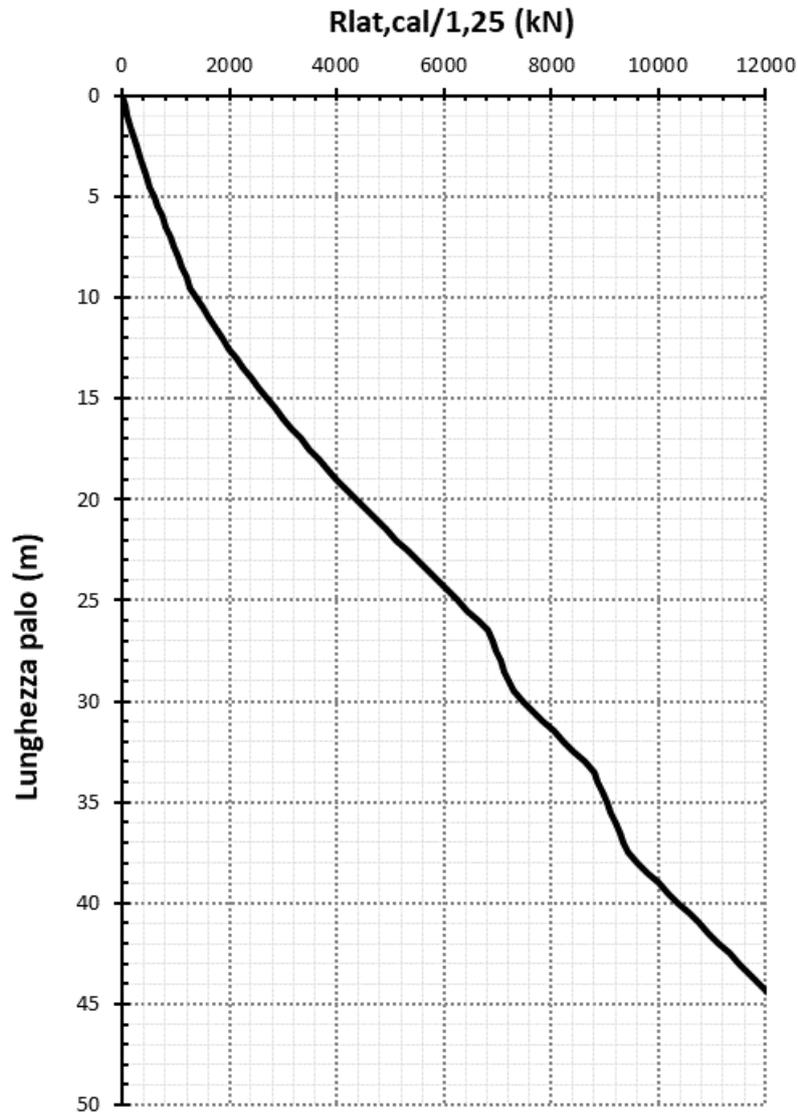


Figura 7.8 –Stratigrafia 1b: Curva  $R_{lat,cal}/1.25$  per la verifica SLE.

- Stratigrafia 2 – Curva di capacità portante SLU ( $R_{c,d}$ )

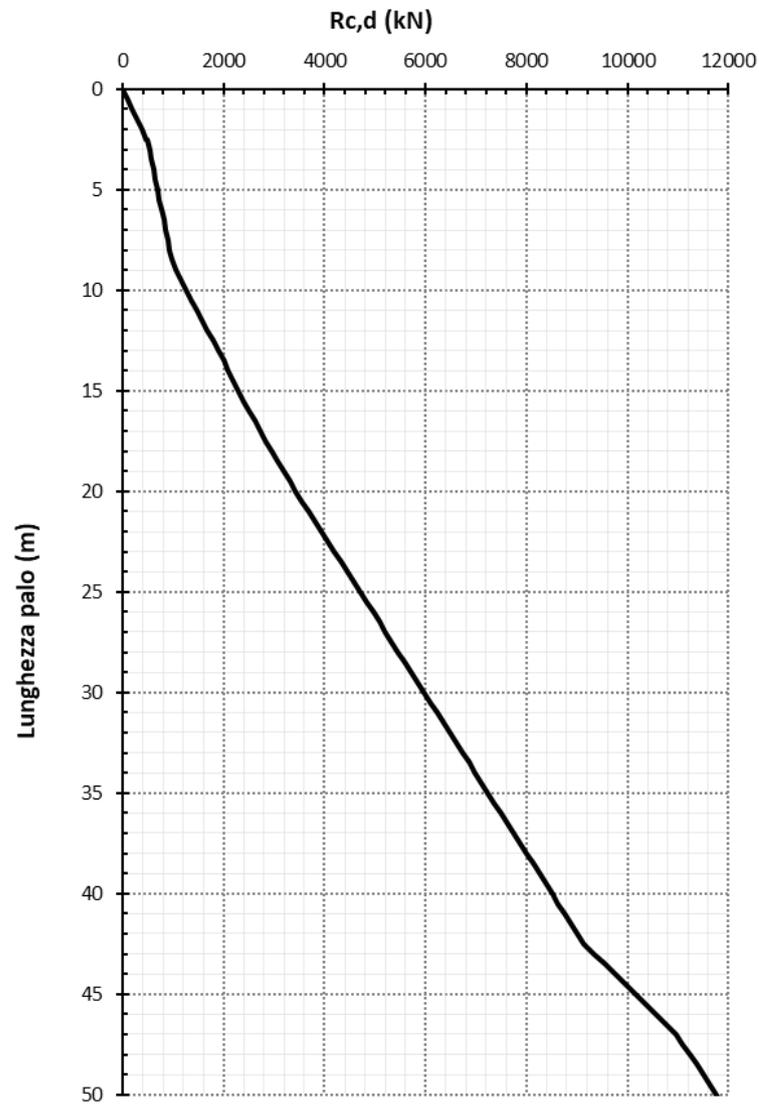


Figura 7.9 –Stratigrafia 2: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica statica.

- Stratigrafia 2 – Curva di capacità portante SLV ( $R_{c,d}$ )

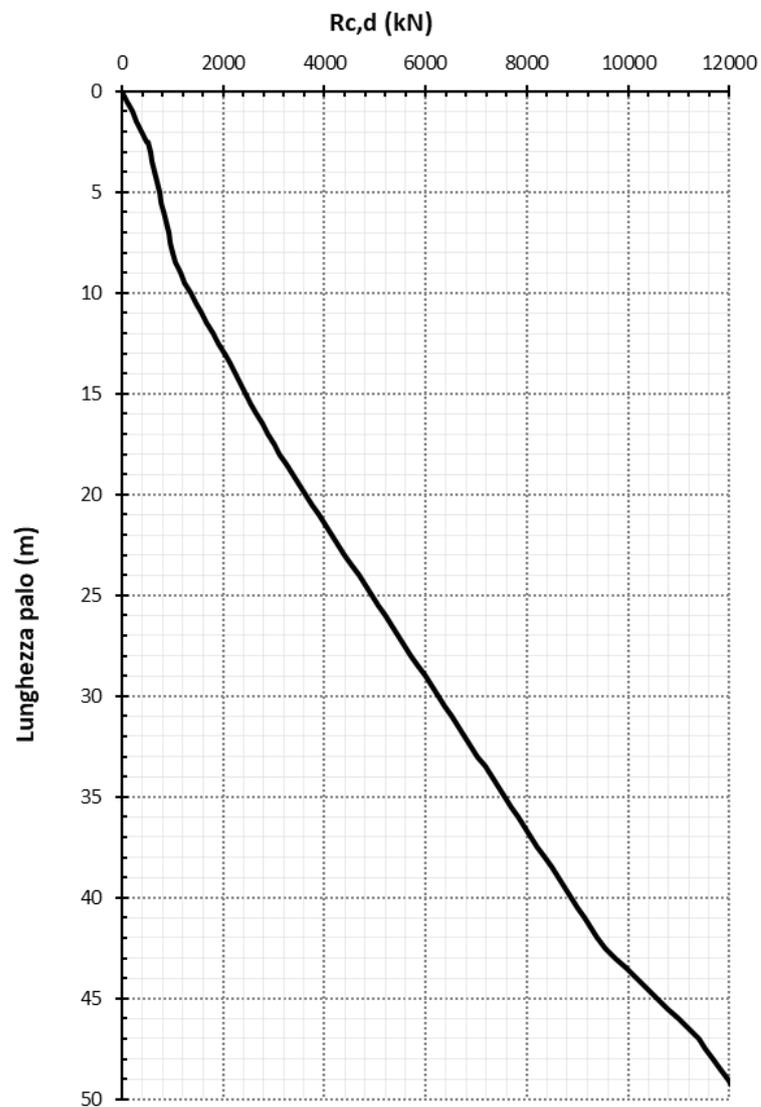


Figura 7.10 –Stratigrafia 2: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica sismica.

- Stratigrafia 2 – Curva di capacità portente SLU e SLV ( $R_{t,d}$ )

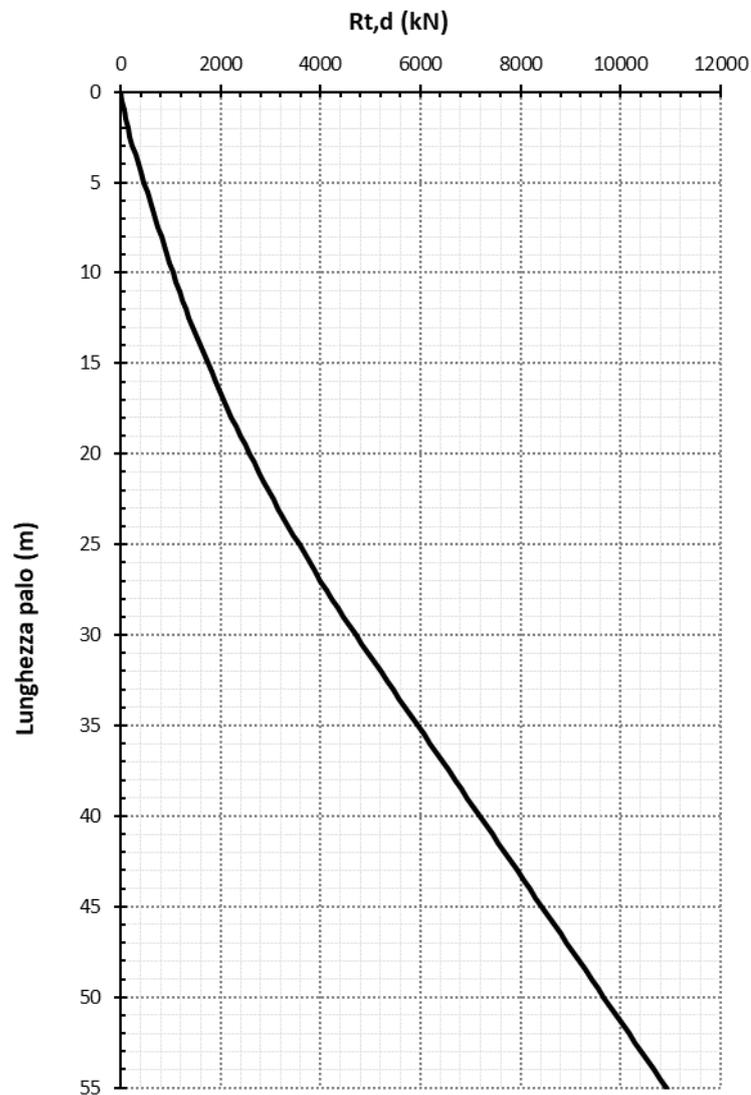


Figura 7.11 –Stratigrafia 2: Curva  $R_{t,d}$  per la verifica statica e sismica.

- Stratigrafia 2 – Curva di capacità portante SLE rara ( $R_{lat,cal}/1.25$ )

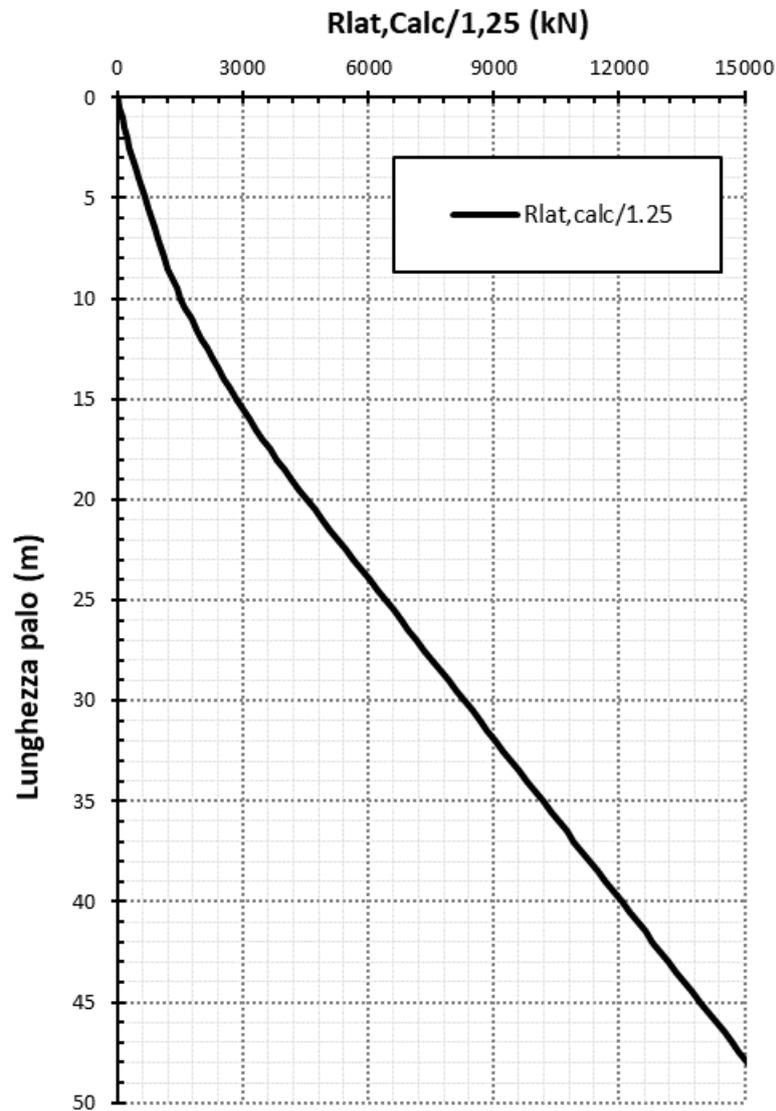


Figura 7.12 –Stratigrafia 2: Curva  $R_{lat,cal}/1.25$  per la verifica SLE.

- Stratigrafia 3 – Curva di capacità portante SLU ( $R_{c,d}$ )

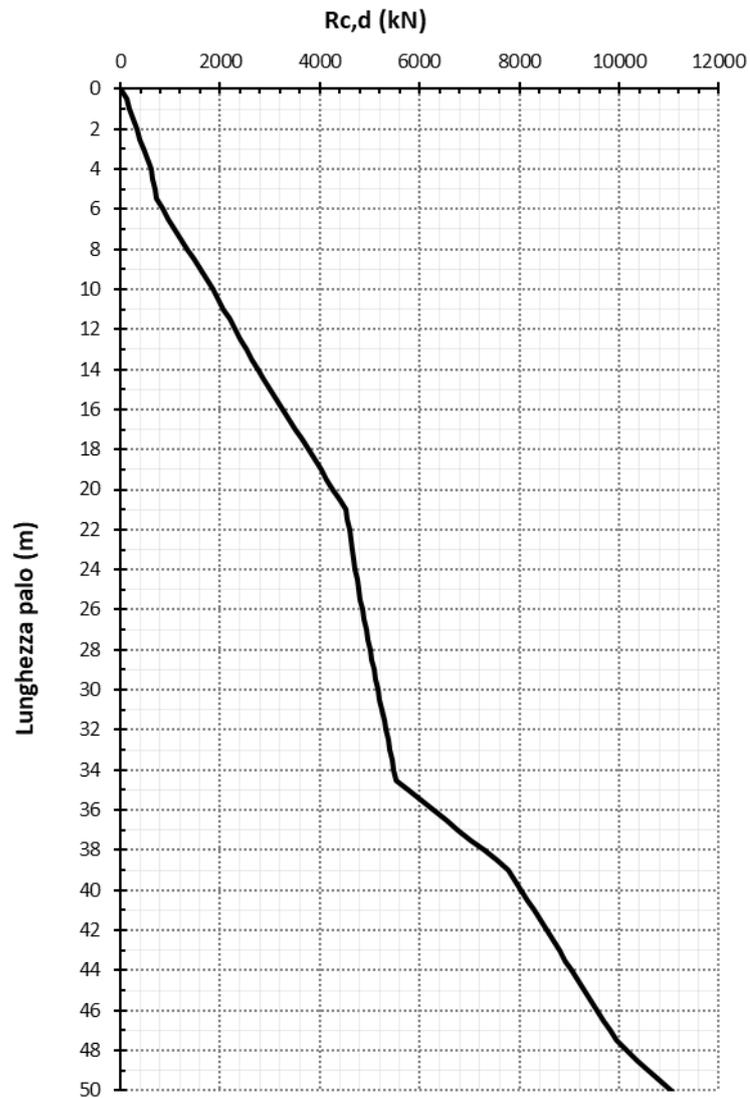


Figura 7.13 –Stratigrafia 3: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica statica.

- Stratigrafia 3 – Curva di capacità portante SLV ( $R_{c,d}$ )

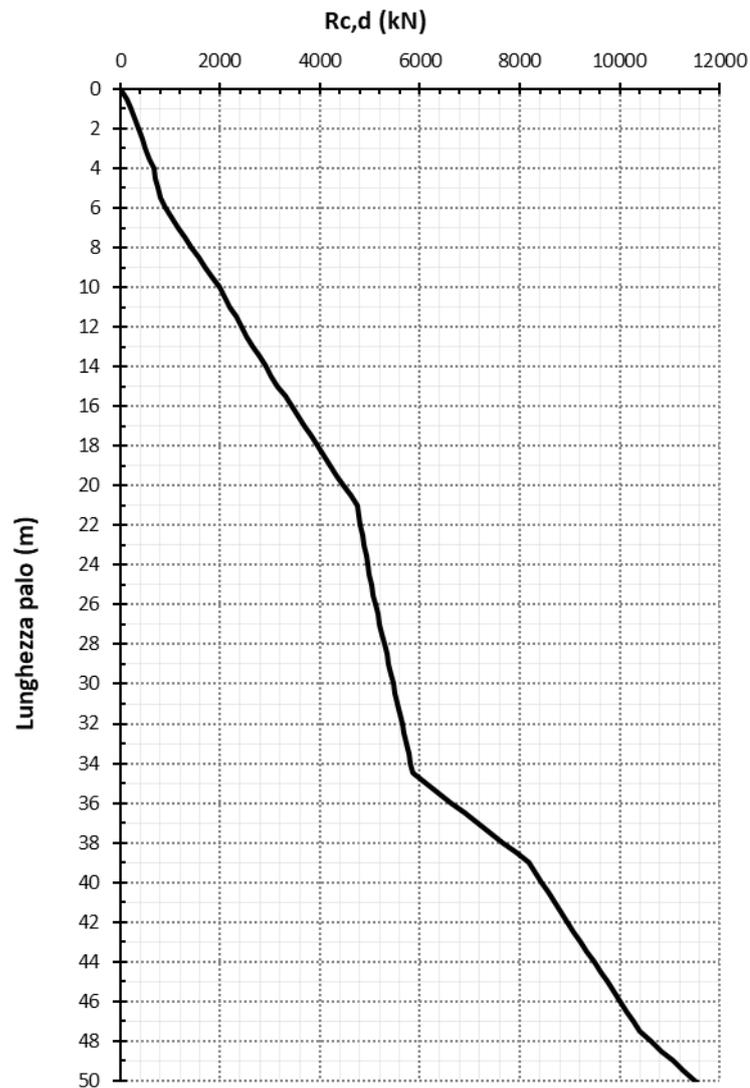


Figura 7.14 –Stratigrafia 3: Curva  $R_{c,d}$  per la verifica sismica.

- Stratigrafia 3 – Curva di capacità portante SLU e SLV ( $R_{t,d}$ )

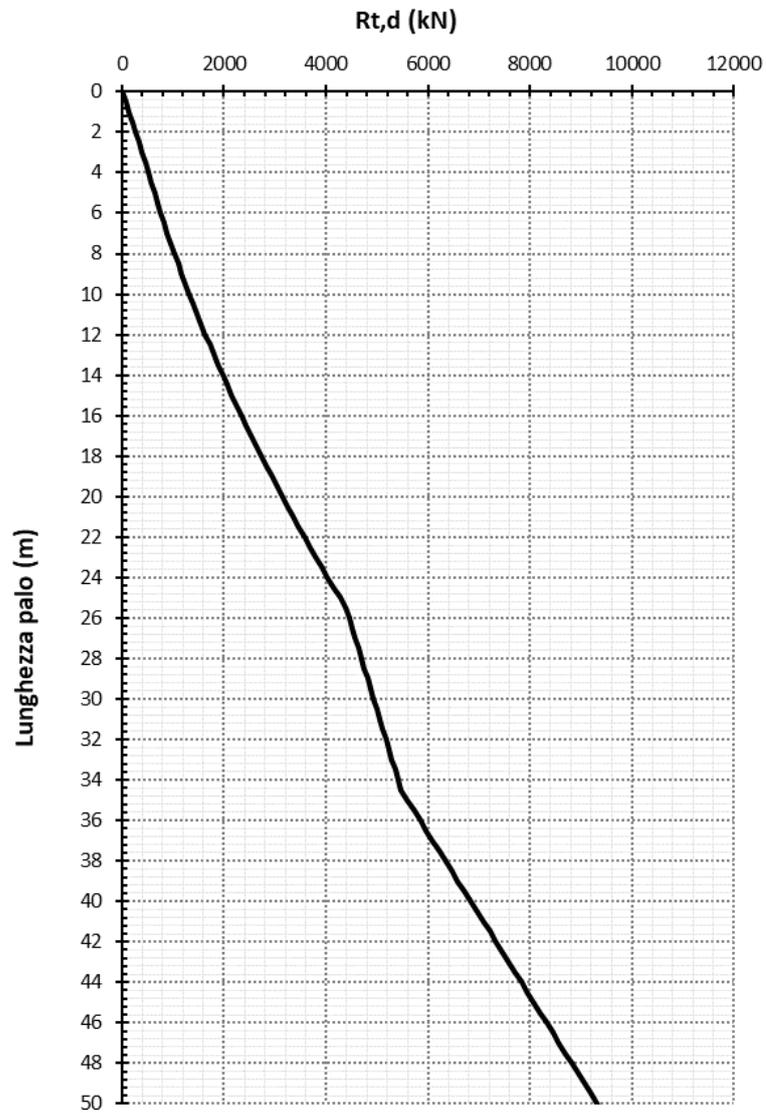


Figura 7.15 –Stratigrafia 3: Curva  $R_{t,d}$  per la verifica statica e sismica.

- Stratigrafia 3 – Curva di capacità portante SLE rara ( $R_{lat,calc}/1.25$ )

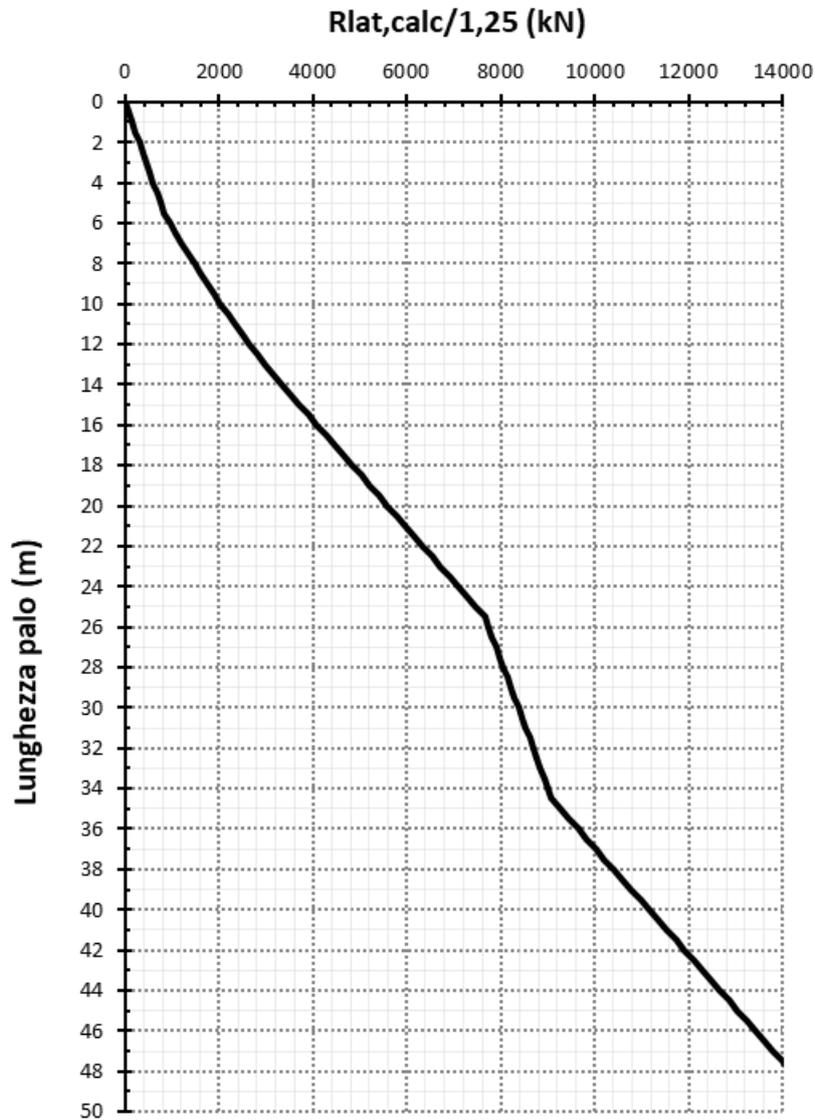


Figura 7.16 –Stratigrafia 3: Curva  $R_{lat,calc}/1.25$  per la verifica SLE.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 49 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 7.4 Verifiche di capacità portante del gruppo di pali a forze verticali allo SLU/SLV

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche di capacità portante del gruppo di pali a forze verticali eccentriche. Il dimensionamento è stato condotto secondo la trattazione proposta da *Di Laora, de Sanctis e Aversa (2019,)* attraverso la costruzione del **Domini di Resistenza** o **Dominio di Interazione N\_M** delle palificate.

Tale metodologia considera, ai fini della determinazione della resistenza globale del gruppo di pali, esclusivamente il contributo offerto dai pali e rappresenta lo stato limite ultimo di collasso della palificata nel suo complesso, in virtù del raggiungimento del carico limite di tutti i pali.

La determinazione dei *Domini di Resistenza* è stata condotta partendo dai valori di capacità portante a forze verticali di compressione e di trazione del singolo palo.

Tali valori sono stati valutati, a loro volta ed ai sensi delle NTC 2018, con l'Approccio 2 (A1+M1+R3) e considerando n.1 verticale di indagine ( $\xi=1.7$ ).

\*\*\*\*\*

Si precisa che le verifiche di portanza dei pali di fondazione, in presenza di materiali coesivi, sono condotte in termini di tensioni totali in funzione della resistenza non drenata dei terreni. Le combinazioni di carico dimensionanti per le fondazioni dei viadotti, in particolare quelli ferroviari, comprendono sempre azioni di breve durata (sisma, traffico ferroviario, vento) che inducono delle sovrappressioni interstiziali localizzate nell'intorno del palo, sollecitando il terreno in condizioni non drenate sia alla punta che lungo il fusto.

La verifica nelle condizioni di "lungo termine" in tensioni efficaci assumerebbe rilevanza per le combinazioni di carico che comprendono solo azioni permanenti (i.e. pesi propri e permanenti portati per i carichi verticali, spinta del terreno su spalle e muri per i carichi orizzontali). Tali combinazioni risultano evidentemente sempre meno gravose di quelle contenenti anche le azioni variabili di breve durata; per esse le NTC non richiederebbero a rigore una verifica allo SLU, quanto piuttosto solo verifiche SLE (cfr. combinazione di carico SLE-Quasi Permanente).

\*\*\*\*\*

Sulla base delle curve di portanza riportate ai capitoli precedenti, si sintetizzano i valori di capacità portante a compressione ( $R_{d,c}$ ) e trazione ( $R_{t,d}$ ) del singolo palo per la lunghezza di progetto.

	n. pali	Ø pali (mm)	L <sub>palo</sub> (m)	SLU		SLV	
				R <sub>c,d</sub> (kN)	R <sub>t,d</sub> (kN)	R <sub>c,d</sub> (kN)	R <sub>t,d</sub> (kN)
<b>P1</b>	15	1500	40	6787.6	5965	7158.7	5965
<b>P2</b>	15	1500	40	7183.6	6242.4	7317.1	6242.4
<b>P3, P6</b>	12	1500	40	8506.5	7187	8878	7187

<b>P4, P5</b>	15	1500	40	8506.5	7187	8878	7187
<b>P7, P11-13</b>	9	1500	38	7281.9	6342.7	7656	6342.7
<b>P8-10, P14-15</b>	12	1500	36	6276.4	5846.14	6632	5846.14
<b>P16-20</b>	12	1500	38	7281.9	6342.7	7656	6342.7

con:

$L_{\text{palo}}$  = lunghezza del palo;

$R_{c,d}$  = capacità portante a forze verticali di compressione del singolo palo;

$R_{t,d}$  = capacità portante a forze verticali di trazione del singolo palo.

Nella tabella a seguire si riporta una sintesi dei risultati ottenuti attraverso la costruzione dei Domini di interazione N-M delle palificate. In particolare, si sintetizzano i valori ottenuti del coefficiente MS, definito come *Margine di sicurezza*, ovvero il coefficiente che dà indicazioni di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata:

$MS > 1$  ---> punto sollecitante interno al dominio;

$MS < 1$  ---> punto sollecitante esterno al dominio di interazione;

$MS = 1$  ---> punto sollecitante sul dominio di interazione.

Come precisato in precedenza, il calcolo dei Domini è stato effettuato considerando le condizioni a breve termine (in tensioni totali) allo SLV e allo SLU, in quanto maggiormente gravose.

	$L_{\text{palo}}$ (m)	MS	
		SLV	SLU
		<b>P1</b>	40
<b>P2</b>	40	1.09	1.42
<b>P3, P6</b>	40	1.06	1.20
<b>P4, P5</b>	40	1.16	1.37
<b>P7, P11-13</b>	38	1.07	1.09
<b>P8-10, P14-15</b>	36	1.05	1.04
<b>P16-20</b>	38	1.06	1.07

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 51 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 7.4.1 Pila P1

Con riferimento ai valori delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro della palificata mostrate al capitolo 7.1, nelle condizioni di breve termine (tensioni totali), i punti rappresentativi delle azioni di progetto ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) nella configurazione più gravosa, cioè allo SLV, risultano interni al Dominio di Resistenza di progetto  $D_d$ . La verifica è, dunque, soddisfatta per una lunghezza del palo pari a **L=40 m**.

Si riportano i risultati relativi a tutte le combinazioni analizzate e nel dettaglio la combinazione dimensionante.

Capacità portante delle palificate soggette a carichi verticali eccentrici  
Di Laora R., de Sanctis L. & Aversa S. (2019) - Aggiornamento (2023)

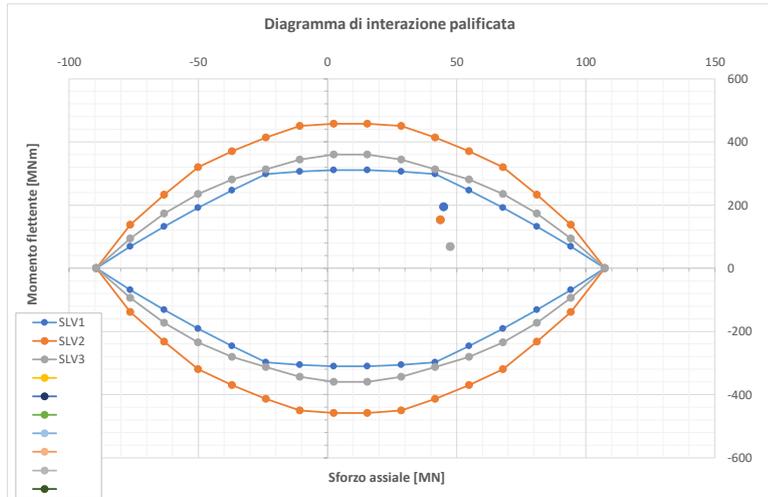
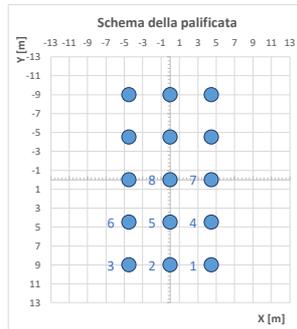
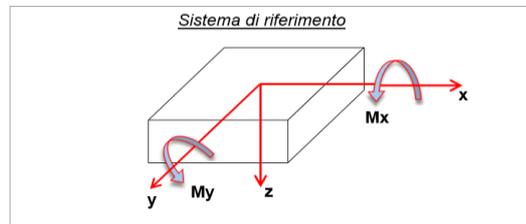
SISMA SLV  
COND. NON DRENATE

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	M <sub>Rd,t</sub> [kNm]
1	4.50	9.00	7159	-5965		
2	0.00	9.00	7159	-5965		
3	-4.50	9.00	7159	-5965		
4	4.50	4.50	7159	-5965		
5	0.00	4.50	7159	-5965		
6	-4.50	4.50	7159	-5965		
7	4.50	0.00	7159	-5965		
8	0.00	0.00	7159	-5965		
9	-4.50	0.00	7159	-5965		
10	4.50	-4.50	7159	-5965		
11	0.00	-4.50	7159	-5965		
12	-4.50	-4.50	7159	-5965		
13	4.50	-9.00	7159	-5965		
14	0.00	-9.00	7159	-5965		
15	-4.50	-9.00	7159	-5965		

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	MS [-]
SLV1	45129	189255	41921	193842	1.05
SLV2	43876	55010	141845	152138	1.16
SLV3	47570	53240	41289	67373	1.48

n. pali

**LEGENDA**  
 Fz = sforzo assiale  
 M<sub>y</sub> = momento flettente intorno all'asse y  
 M<sub>x</sub> = momento flettente intorno all'asse x  
 R<sub>d,c</sub> = Capacità portante del singolo palo a compressione  
 R<sub>d,t</sub> = Capacità portante del singolo palo a trazione  
 M<sub>Rd,c</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
 M<sub>Rd,t</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
 MS = Margine di sicurezza  
 (dà indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
 MS > 1 --> punto interno al dominio  
 MS < 1 --> punto esterno al dominio  
 MS = 1 --> punto sul dominio



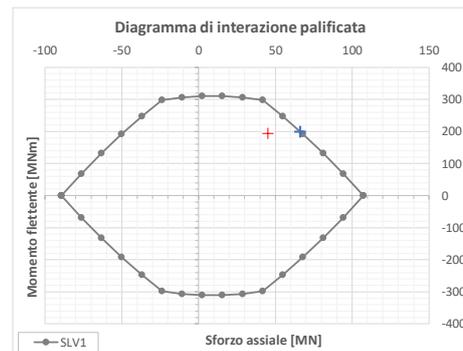
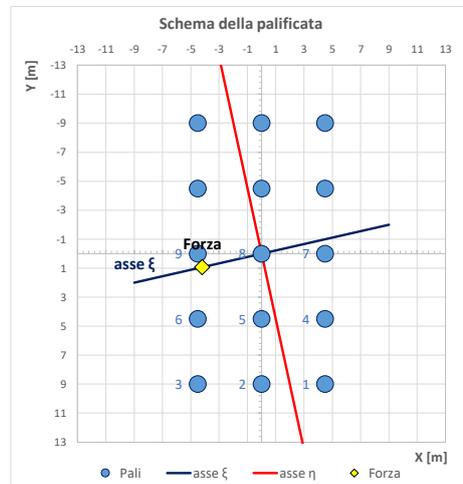
COMBINAZIONE DI CARICO													
SLV1													
Q <sub>u</sub> [MN]	M <sub>u</sub> [MNm]	Q <sub>u</sub> [MN]	M <sub>u</sub> [MNm]	n <sub>pali</sub> [-]	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kN]	M <sub>Rd,t</sub> [kN]	ξ [m]	N <sub>i</sub> [kN]	Tasso [%]
-89.5	0.0			3	-4.50	9.00	7158.7	-5965	0	0	-5.15	7159	100.0%
-76.4	68.3			6	-4.50	4.50	7158.7	-5965	0	0	-4.82	7159	100.0%
-63.2	132.2			9	-4.50	0.00	7158.7	-5965	0	0	-4.49	6855	95.8%
-50.1	191.7			12	-4.50	-4.50	7158.7	-5965	0	0	-4.16	6003	83.9%
-37.0	246.8			15	-4.50	-9.00	7158.7	-5965	0	0	-3.83	5151	72.0%
-23.9	297.6			2	0.00	9.00	7158.7	-5965	0	0	-0.66	4712	65.8%
-10.7	306.4			5	0.00	4.50	7158.7	-5965	0	0	-0.33	3861	53.9%
2.4	310.8			8	0.00	0.00	7158.7	-5965	0	0	0.00	3009	42.0%
15.5	310.8			11	0.00	-4.50	7158.7	-5965	0	0	0.33	2157	30.1%
28.6	306.4			14	0.00	-9.00	7158.7	-5965	0	0	0.66	1305	18.2%
41.8	297.6			1	4.50	9.00	7158.7	-5965	0	0	3.83	866	12.1%
54.9	246.8			4	4.50	4.50	7158.7	-5965	0	0	4.16	15	0.2%
68.0	191.7			7	4.50	0.00	7158.7	-5965	0	0	4.49	-837	14.0%
81.1	132.2			10	4.50	-4.50	7158.7	-5965	0	0	4.82	-1689	28.3%
94.3	68.3			13	4.50	-9.00	7158.7	-5965	0	0	5.15	-2541	42.6%
107.4	0.0												
107.4	0.0												
94.3	-68.3												
81.1	-132.2												
68.0	-191.7												
54.9	-246.8												
41.8	-297.6												
28.6	-306.4												
15.5	-310.8												
2.4	-310.8												
-10.7	-306.4												
-23.9	-297.6												
-37.0	-246.8												
-50.1	-191.7												
-63.2	-132.2												
-76.4	-68.3												
-89.5	0.0												
-89.5	0.0												

Eccentricità	
x [m]	-4.19
y [m]	0.93

COPIA

N	M <sub>tot</sub>	α <sub>M</sub>	α <sub>N</sub>	MS
[MN]	[MNm]	[rad]	[rad]	[-]
45	194	0.22	0.07	1.05

SCALA GRAFICO



RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 54 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 7.4.2 Pila P2

Con riferimento ai valori delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro della palificata mostrate al capitolo 7.1, nelle condizioni di breve termine (tensioni totali), i punti rappresentativi delle azioni di progetto ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) nella configurazione più gravosa, cioè allo SLV, risultano interni al Dominio di Resistenza di progetto  $D_d$ . La verifica è, dunque, soddisfatta in riferimento alla pila P2 per una lunghezza del palo pari a **L=40 m**.

Si riportano i risultati relativi a tutte le combinazioni analizzate e nel dettaglio la combinazione dimensionante.



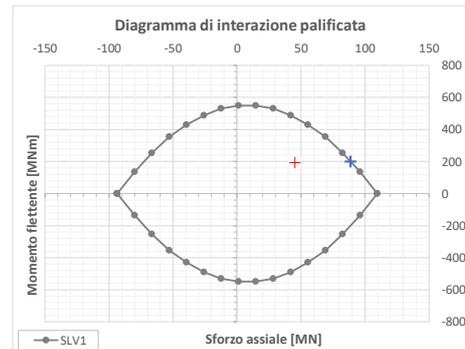
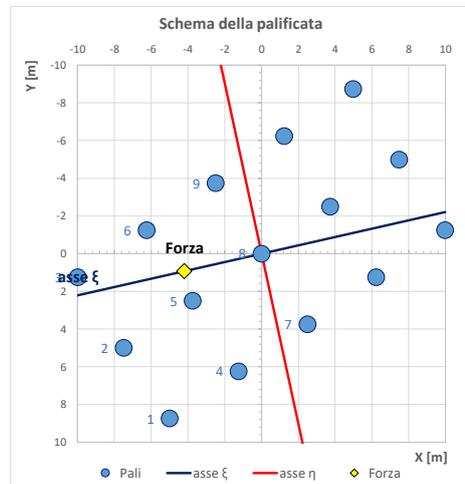
COMBINAZIONE DI CARICO													
SLV1													
$Q_u$ [MN]	$M_u$ [MNm]	$Q_u$ [MN]	$M_u$ [MNm]	$n_{pali}$ [-]	$x$ [m]	$y$ [m]	$R_{d,c}$ [kN]	$R_{d,t}$ [kN]	$M_{Rd,c}$ [kN]	$M_{Rd,t}$ [kN]	$\xi$ [m]	$N_i$ [kN]	Tasso [%]
-93.6	0.0			3	-9.98	1.25	7317.1	-6242.4	0	0	-9.87	6511	89.0%
-80.1	134.5			2	-7.49	4.99	7317.1	-6242.4	0	0	-8.67	5944	81.2%
-66.5	252.7			1	-4.99	8.74	7317.1	-6242.4	0	0	-7.46	5374	73.4%
-53.0	354.3			6	-6.24	-1.25	7317.1	-6242.4	0	0	-5.54	5045	68.9%
-39.4	429.8			5	-3.74	2.49	7317.1	-6242.4	0	0	-4.33	4474	61.1%
-25.8	488.8			4	-1.24	6.24	7317.1	-6242.4	0	0	-3.12	3904	53.4%
-12.3	531.2			9	-2.50	-3.74	7317.1	-6242.4	0	0	-1.21	3579	48.9%
1.3	547.8			8	0.00	0.00	7317.1	-6242.4	0	0	0.00	3009	41.1%
14.8	547.8			7	2.50	3.74	7317.1	-6242.4	0	0	1.21	2438	33.3%
28.4	531.2			12	1.24	-6.24	7317.1	-6242.4	0	0	3.12	2113	28.9%
42.0	488.8			11	3.74	-2.49	7317.1	-6242.4	0	0	4.33	1543	21.1%
55.5	429.8			10	6.24	1.25	7317.1	-6242.4	0	0	5.54	972	13.3%
69.1	354.3			15	4.99	-8.74	7317.1	-6242.4	0	0	7.46	643	8.8%
82.6	252.7			14	7.49	-4.99	7317.1	-6242.4	0	0	8.67	73	1.0%
96.2	134.5			13	9.98	-1.25	7317.1	-6242.4	0	0	9.87	-494	7.9%
109.8	0.0												
109.8	0.0												
96.2	-134.5												
82.6	-252.7												
69.1	-354.3												
55.5	-429.8												
42.0	-488.8												
28.4	-531.2												
14.8	-547.8												
1.3	-547.8												
-12.3	-531.2												
-25.8	-488.8												
-39.4	-429.8												
-53.0	-354.3												
-66.5	-252.7												
-80.1	-134.5												
-93.6	0.0												
-93.6	0.0												

Eccentricità	
x [m]	-4.19
y [m]	0.93

COPIA

N	$M_{rot}$	$\alpha_M$	$\alpha_N$	MS
[MN]	[MNm]	[rad]	[rad]	[-]
45	194	0.22	0.32	1.09

SCALA GRAFICO



RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 57 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

### 7.4.3 Pila P3, P6

Con riferimento ai valori delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro della palificata mostrate al capitolo 7.1, nelle condizioni di breve termine (tensioni totali), i punti rappresentativi delle azioni di progetto ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) nella configurazione più gravosa, cioè allo SLV, risultano interni al Dominio di Resistenza di progetto  $D_d$ . La verifica è, dunque, soddisfatta in riferimento alle pile P3 e P6 per una lunghezza del palo pari a **L=40 m**.

Si riportano i risultati relativi a tutte le combinazioni analizzate e nel dettaglio la combinazione dimensionante.

Capacità portante delle palificate soggette a carichi verticali eccentrici  
Di Laora R., de Sanctis L. & Aversa S. (2019) - Aggiornamento (2023)

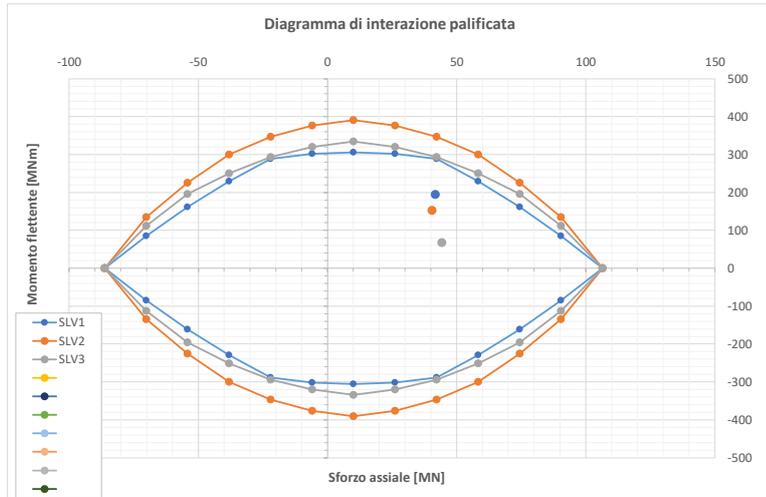
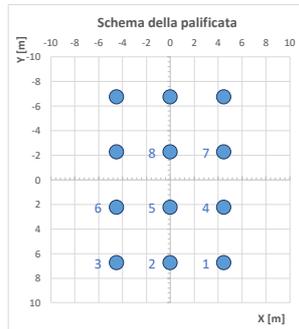
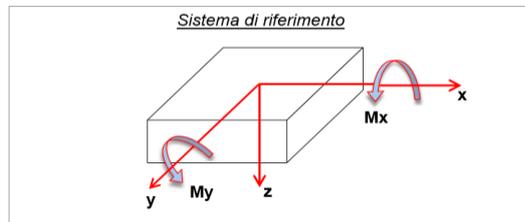
SISMA SLV  
COND. NON DRENATE

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	M <sub>Rd,t</sub> [kNm]
1	4.50	6.75	8878	-7187		
2	0.00	6.75	8878	-7187		
3	-4.50	6.75	8878	-7187		
4	4.50	2.25	8878	-7187		
5	0.00	2.25	8878	-7187		
6	-4.50	2.25	8878	-7187		
7	4.50	-2.25	8878	-7187		
8	0.00	-2.25	8878	-7187		
9	-4.50	-2.25	8878	-7187		
10	4.50	-6.75	8878	-7187		
11	0.00	-6.75	8878	-7187		
12	-4.50	-6.75	8878	-7187		

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	MS [-]
SLV1	41895	189255	41921	193842	1.06
SLV2	40642	55010	141845	152138	1.15
SLV3	44336	53240	41289	67373	1.51

n. pali  COPIA

**LEGENDA**  
*Fz* = sforzo assiale  
*M<sub>y</sub>* = momento flettente intorno all'asse y  
*M<sub>x</sub>* = momento flettente intorno all'asse x  
*R<sub>d,c</sub>* = Capacità portante del singolo palo a compressione  
*R<sub>d,t</sub>* = Capacità portante del singolo palo a trazione  
*M<sub>Rd,c</sub>* = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
*M<sub>Rd,t</sub>* = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
**MS = Margine di sicurezza**  
 (da indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
*MS > 1* --> punto interno al dominio  
*MS < 1* --> punto esterno al dominio  
*MS = 1* --> punto sul dominio



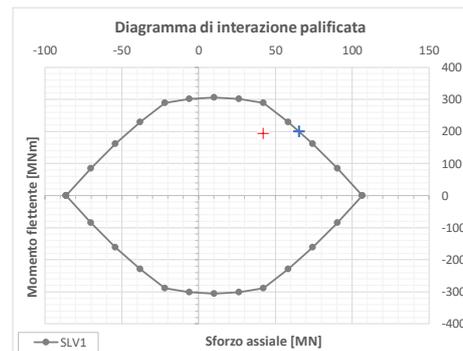
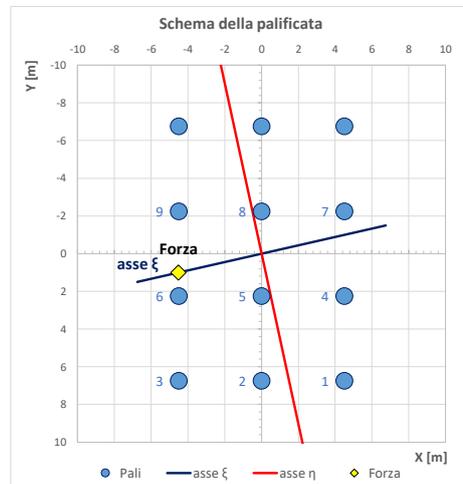
COMBINAZIONE DI CARICO													
SLV1													
Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	n <sub>pali</sub>	x	y	R <sub>d,c</sub>	R <sub>d,t</sub>	M <sub>Rd,c</sub>	M <sub>Rd,t</sub>	ξ	N <sub>i</sub>	Tasso
[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[%]
-86.2	0.0			3	-4.50	6.75	8878	-7187	0	0	-5.26	8878	100.0%
-70.2	84.9			6	-4.50	2.25	8878	-7187	0	0	-4.73	8878	100.0%
-54.1	161.4			9	-4.50	-2.25	8878	-7187	0	0	-4.20	7982	89.9%
-38.0	229.3			12	-4.50	-6.75	8878	-7187	0	0	-3.68	6864	77.3%
-22.0	288.6			2	0.00	6.75	8878	-7187	0	0	-0.79	5169	58.2%
-5.9	301.4			5	0.00	2.25	8878	-7187	0	0	-0.26	4051	45.6%
10.1	305.7			8	0.00	-2.25	8878	-7187	0	0	0.26	2932	33.0%
26.2	301.4			11	0.00	-6.75	8878	-7187	0	0	0.79	1813	20.4%
42.3	288.6			1	4.50	6.75	8878	-7187	0	0	3.68	119	1.3%
58.3	229.3			4	4.50	2.25	8878	-7187	0	0	4.20	-1000	13.9%
74.4	161.4			7	4.50	-2.25	8878	-7187	0	0	4.73	-2118	29.5%
90.5	84.9			10	4.50	-6.75	8878	-7187	0	0	5.26	-3237	45.0%
106.5	0.0												
106.5	0.0												
90.5	-84.9												
74.4	-161.4												
58.3	-229.3												
42.3	-288.6												
26.2	-301.4												
10.1	-305.7												
-5.9	-301.4												
-22.0	-288.6												
-38.0	-229.3												
-54.1	-161.4												
-70.2	-84.9												
-86.2	0.0												
-86.2	0.0												

Eccentricità	
x [m]	-4.52
y [m]	1.00

COPIA

N	M <sub>rot</sub>	α <sub>M</sub>	α <sub>N</sub>	MS
[MN]	[MNm]	[rad]	[rad]	[-]
42	194	0.22	0.12	1.06

SCALA GRAFICO



RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 60 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 7.4.4 Pila P4, P5

Con riferimento ai valori delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro della palificata mostrate al capitolo 7.1, nelle condizioni di breve termine (tensioni totali), i punti rappresentativi delle azioni di progetto ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) nella configurazione più gravosa, cioè allo SLV, risultano interni al Dominio di Resistenza di progetto  $D_d$ . La verifica è, dunque, soddisfatta in riferimento alle pile P4 e P5 per una lunghezza del palo pari a **L=40 m**.

Si riportano i risultati relativi a tutte le combinazioni analizzate e nel dettaglio la combinazione dimensionante.



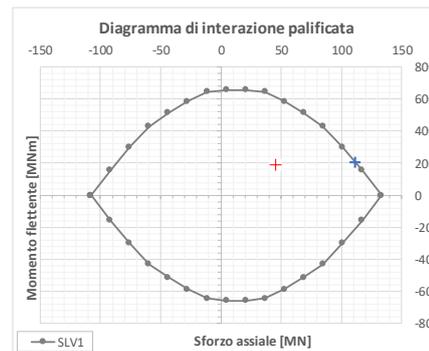
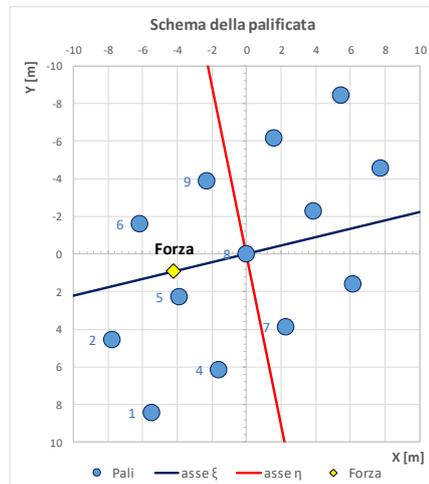
COMBINAZIONE DI CARICO													
SLV1													
Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	n <sub>pali</sub>	x	y	R <sub>d,c</sub>	R <sub>d,t</sub>	M <sub>Rd,c</sub>	M <sub>Rd,t</sub>	ξ	N <sub>i</sub>	Tasso
[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[%]
-107.8	0.0			3	-10.03	0.69	8878	-7187	0	0	-9.66	6401	72.1%
-91.7	156.6			2	-7.75	4.57	8878	-7187	0	0	-8.84	5928	66.8%
-75.7	299.9			1	-5.47	8.44	8878	-7187	0	0	-8.02	5454	61.4%
-59.6	429.9			6	-6.16	-1.60	8878	-7187	0	0	-5.24	4943	55.7%
-43.5	514.8			5	-3.88	2.28	8878	-7187	0	0	-4.43	4469	50.3%
-27.5	586.5			4	-1.59	6.15	8878	-7187	0	0	-3.59	3992	45.0%
-11.4	644.8			9	-2.28	-3.88	8878	-7187	0	0	-0.82	3482	39.2%
4.7	658.0			8	0.00	0.00	8878	-7187	0	0	0.00	3009	33.9%
20.7	658.0			7	2.28	3.88	8878	-7187	0	0	0.82	2535	28.6%
36.8	644.8			12	1.59	-6.15	8878	-7187	0	0	3.59	2025	22.8%
52.8	586.5			11	3.88	-2.28	8878	-7187	0	0	4.43	1548	17.4%
68.9	514.8			10	6.16	1.60	8878	-7187	0	0	5.24	1075	12.1%
85.0	429.9			15	5.47	-8.44	8878	-7187	0	0	8.02	564	6.3%
101.0	299.9			14	7.75	-4.57	8878	-7187	0	0	8.84	90	1.0%
117.1	156.6			13	10.03	-0.69	8878	-7187	0	0	9.66	-383	5.3%
133.2	0.0												
133.2	0.0												
117.1	-156.6												
101.0	-299.9												
85.0	-429.9												
68.9	-514.8												
52.8	-586.5												
36.8	-644.8												
20.7	-658.0												
4.7	-658.0												
-11.4	-644.8												
-27.5	-586.5												
-43.5	-514.8												
-59.6	-429.9												
-75.7	-299.9												
-91.7	-156.6												
-107.8	0.0												
-107.8	0.0												

Eccentricità	
x [m]	-4.19
y [m]	0.93

COPIA

N	M <sub>tot</sub>	α <sub>M</sub>	α <sub>N</sub>	MS
[MN]	[MNm]	[rad]	[rad]	[-]
45	194	0.22	0.35	1.16

SCALA GRAFICO



RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 63 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 7.4.5 Pile P7, P11, P12, P13

Con riferimento ai valori delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro della palificata mostrate al capitolo 7.1, nelle condizioni di breve termine (tensioni totali), i punti rappresentativi delle azioni di progetto ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) nella configurazione più gravosa, cioè allo SLV, risultano interni al Dominio di Resistenza di progetto  $D_d$ . La verifica è, dunque, soddisfatta in riferimento alle pile P7 e dalla P11 alle P13 per una lunghezza del palo pari a **L=38 m**.

Si riportano i risultati relativi a tutte le combinazioni analizzate e nel dettaglio la combinazione dimensionante.

Capacità portante delle palificate soggette a carichi verticali eccentrici  
Di Laora R., de Sanctis L. & Aversa S. (2019) - **Aggiornamento (2023)**

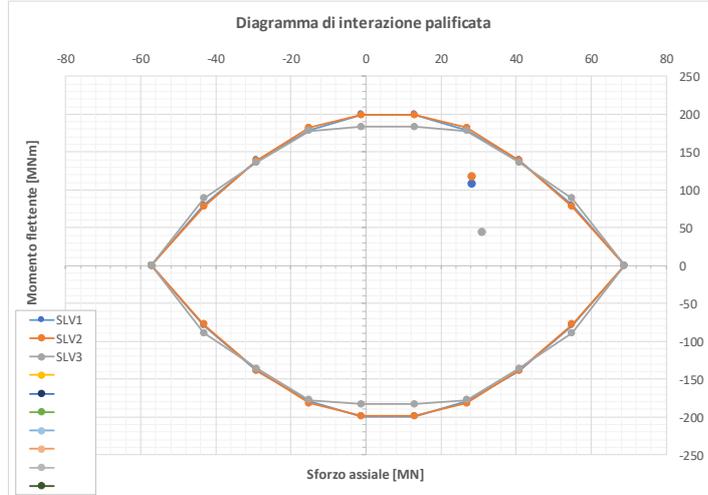
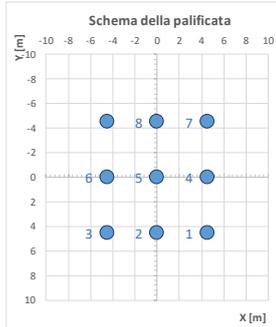
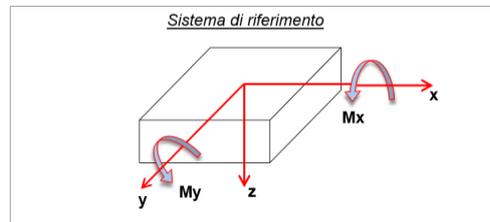
SISMA SLV  
COND. NON DRENATE

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	M <sub>Rd,t</sub> [kNm]
1	4.50	4.50	7656	-6343		
2	0.00	4.50	7656	-6343		
3	-4.50	4.50	7656	-6343		
4	4.50	0.00	7656	-6343		
5	0.00	0.00	7656	-6343		
6	-4.50	0.00	7656	-6343		
7	4.50	-4.50	7656	-6343		
8	0.00	-4.50	7656	-6343		
9	-4.50	-4.50	7656	-6343		

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	MS [-]
SLV1	28558	101627	34158	107213	1.09
SLV2	28558	31672	111693	116096	<b>1.07</b>
SLV3	31208	28712	32533	43391	1.46

n. pali:  COPIA

**LEGENDA**  
 Fz = sforzo assiale  
 M<sub>y</sub> = momento flettente intorno all'asse y  
 M<sub>x</sub> = momento flettente intorno all'asse x  
 R<sub>d,c</sub> = Capacità portante del singolo palo a compressione  
 R<sub>d,t</sub> = Capacità portante del singolo palo a trazione  
 M<sub>Rd,c</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
 M<sub>Rd,t</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
 MS = Margine di sicurezza  
 (dà indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
 MS > 1 → punto interno al dominio  
 MS < 1 → punto esterno al dominio  
 MS = 1 → punto sul dominio



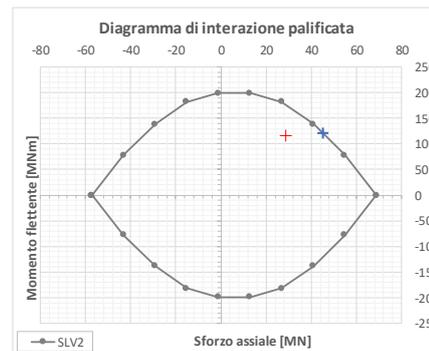
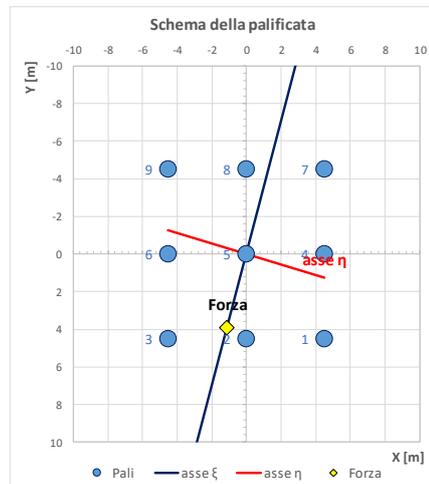
COMBINAZIONE DI CARICO														
SLV2														
Q <sub>u</sub> [MN]	M <sub>u</sub> [MNm]	Q <sub>u</sub> [MN]	M <sub>u</sub> [MNm]	n <sub>pali</sub> [-]	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kN]	M <sub>Rd,t</sub> [kN]	ξ [m]	N <sub>i</sub> [kN]	Tasso [%]	
-57.1	0.0			3	-4.50	4.50	7656	-6343	0	0	-5.56	7656	100.0%	
-43.1	77.8			2	0.00	4.50	7656	-6343	0	0	-4.33	7310	95.5%	
-29.1	138.4			1	4.50	4.50	7656	-6343	0	0	-3.10	6137	80.2%	
-15.1	181.8			6	-4.50	0.00	7656	-6343	0	0	-1.23	4346	56.8%	
-1.1	199.0			5	0.00	0.00	7656	-6343	0	0	0.00	3173	41.4%	
12.9	199.0			4	4.50	0.00	7656	-6343	0	0	1.23	2000	26.1%	
26.9	181.8			9	-4.50	-4.50	7656	-6343	0	0	3.10	209	2.7%	
40.9	138.4			8	0.00	-4.50	7656	-6343	0	0	4.33	-964	15.2%	
54.9	77.8			7	4.50	-4.50	7656	-6343	0	0	5.56	-2137	33.7%	
68.9	0.0													
68.9	0.0													
54.9	-77.8													
40.9	-138.4													
26.9	-181.8													
12.9	-199.0													
-1.1	-199.0													
-15.1	-181.8													
-29.1	-138.4													
-43.1	-77.8													
-57.1	0.0													
-57.1	0.0													

Eccentricità	
x [m]	-1.11
y [m]	3.91

COPIA

N	M <sub>tot</sub>	α <sub>M</sub>	α <sub>N</sub>	MS
[MN]	[MNm]	[rad]	[rad]	[-]
29	116	1.29	1.29	1.07

SCALA GRAFICO



RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 66 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 7.4.6 Pile P8, P9, P10, P14, P15

Con riferimento ai valori delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro della palificata mostrate al capitolo 7.1, nelle condizioni di breve termine (tensioni totali), i punti rappresentativi delle azioni di progetto ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) nella configurazione più gravosa, cioè allo SLU, risultano interni al Dominio di Resistenza di progetto  $D_d$ . La verifica è, dunque, soddisfatta in riferimento alle pile P8-P10 e P14-P15 per una lunghezza del palo pari a **L=36 m**.

Si riportano i risultati relativi a tutte le combinazioni analizzate e nel dettaglio la combinazione dimensionante.

Capacità portante delle palificate soggette a carichi verticali eccentrici  
Di Laora R., de Sanctis L. & Aversa S. (2019) - Aggiornamento (2023)

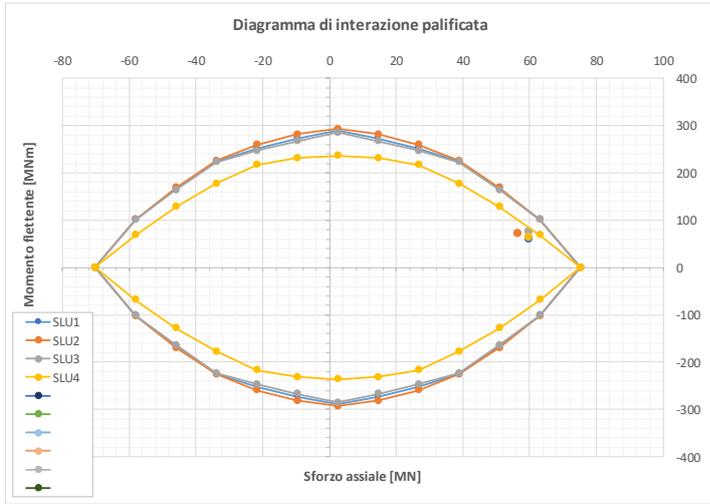
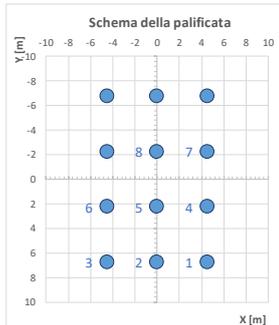
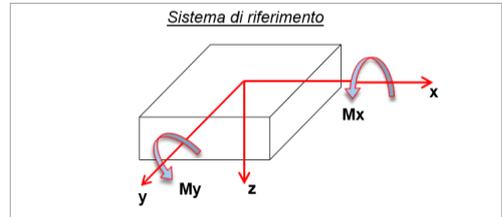
STATICO SLU  
COND. NON DRENATE

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	M <sub>Rd,t</sub> [kNm]
1	4.50	6.75	6276	-5846		
2	0.00	6.75	6276	-5846		
3	-4.50	6.75	6276	-5846		
4	4.50	2.25	6276	-5846		
5	0.00	2.25	6276	-5846		
6	-4.50	2.25	6276	-5846		
7	4.50	-2.25	6276	-5846		
8	0.00	-2.25	6276	-5846		
9	-4.50	-2.25	6276	-5846		
10	4.50	-6.75	6276	-5846		
11	0.00	-6.75	6276	-5846		
12	-4.50	-6.75	6276	-5846		

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	MS [-]
SLU1	59884	25051	54242	59747	1.08
SLU2	56626	26555	65552	70726	1.08
SLU3	59884	33195	66453	74282	1.05
SLU4	59884	59812	19974	63059	1.04

n. pali: 12      COPIA      CALCOLA

**LEGENDA**  
 Fz = sforzo assiale  
 M<sub>y</sub> = momento flettente intorno all'asse y  
 M<sub>x</sub> = momento flettente intorno all'asse x  
 R<sub>d,c</sub> = Capacità portante del singolo palo a compressione  
 R<sub>d,t</sub> = Capacità portante del singolo palo a trazione  
 M<sub>Rd,c</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
 M<sub>Rd,t</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
 MS = Margine di sicurezza  
 (dà indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
 MS > 1 → punto interno al dominio  
 MS < 1 → punto esterno al dominio  
 MS = 1 → punto sul dominio



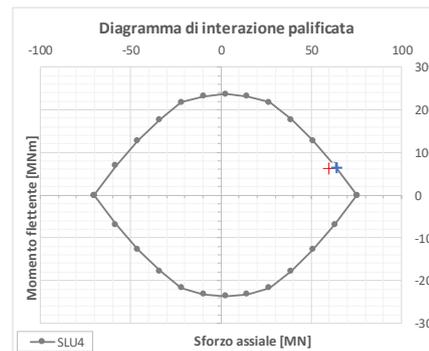
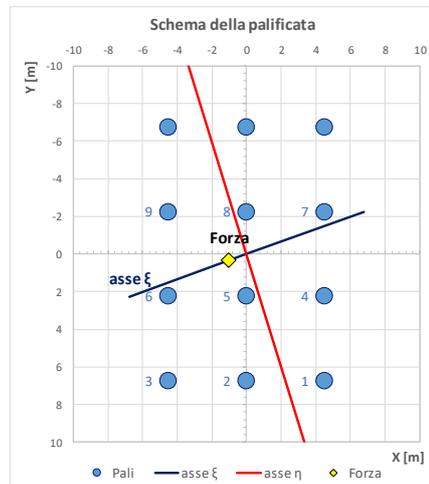
COMBINAZIONE DI CARICO													
SLU4													
Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	n <sub>pali</sub>	x	y	R <sub>d,c</sub>	R <sub>d,t</sub>	M <sub>Rd,c</sub>	M <sub>Rd,t</sub>	ξ	N <sub>i</sub>	Tasso
[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[%]
-70.2	0.0			3	-4.50	6.75	6276.4	-5846	0	0	-5.61	6276	100.0%
-58.0	68.8			6	-4.50	2.25	6276.4	-5846	0	0	-4.82	6276	100.0%
-45.9	127.9			9	-4.50	-2.25	6276.4	-5846	0	0	-4.04	6263	99.8%
-33.8	177.4			12	-4.50	-6.75	6276.4	-5846	0	0	-3.25	5753	91.7%
-21.7	217.1			2	0.00	6.75	6276.4	-5846	0	0	-1.18	5755	91.7%
-9.5	231.6			5	0.00	2.25	6276.4	-5846	0	0	-0.39	5245	83.6%
2.6	236.5			8	0.00	-2.25	6276.4	-5846	0	0	0.39	4735	75.4%
14.7	231.6			11	0.00	-6.75	6276.4	-5846	0	0	1.18	4225	67.3%
26.8	217.1			1	4.50	6.75	6276.4	-5846	0	0	3.25	4228	67.4%
38.9	177.4			4	4.50	2.25	6276.4	-5846	0	0	4.04	3718	59.2%
51.1	127.9			7	4.50	-2.25	6276.4	-5846	0	0	4.82	3208	51.1%
63.2	68.8			10	4.50	-6.75	6276.4	-5846	0	0	5.61	2698	43.0%
75.3	0.0												
75.3	0.0												
63.2	-68.8												
51.1	-127.9												
38.9	-177.4												
26.8	-217.1												
14.7	-231.6												
2.6	-236.5												
-9.5	-231.6												
-21.7	-217.1												
-33.8	-177.4												
-45.9	-127.9												
-58.0	-68.8												
-70.2	0.0												
-70.2	0.0												

Eccentricità	
x [m]	-1.00
y [m]	0.33

COPIA

N	M <sub>tot</sub>	α <sub>M</sub>	α <sub>N</sub>	MS
[MN]	[MNm]	[rad]	[rad]	[-]
60	63	0.32	0.18	1.04

SCALA GRAFICO



RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 69 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

#### 7.4.7 Pile P16, P17, P18, P19, P20

Con riferimento ai valori delle sollecitazioni combinate agenti nel baricentro della palificata mostrate al capitolo 7.1, nelle condizioni di breve termine (tensioni totali), i punti rappresentativi delle azioni di progetto ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) nella configurazione più gravosa, cioè allo SLV, risultano interni al Dominio di Resistenza di progetto  $D_d$ . La verifica è, dunque, soddisfatta in riferimento alle pile da P16 a P20 per una lunghezza del palo pari a **L=38 m**.

Si riportano i risultati relativi a tutte le combinazioni analizzate e nel dettaglio la combinazione dimensionante.

Capacità portante delle palificate soggette a carichi verticali eccentrici  
Di Laora R., de Sanctis L. & Aversa S. (2019) - Aggiornamento (2023)

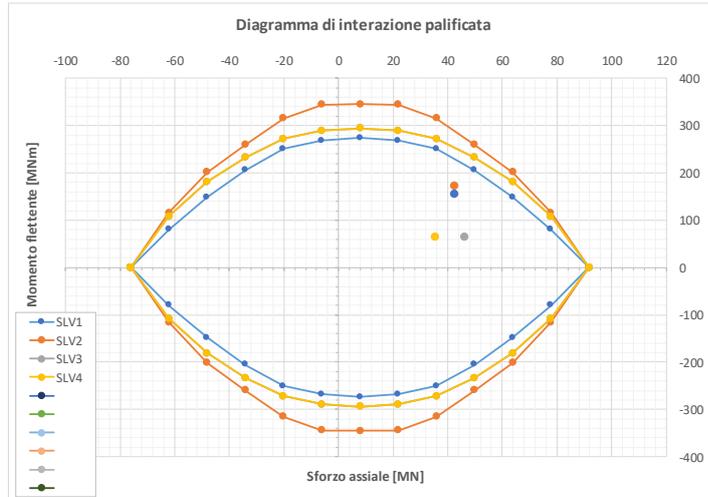
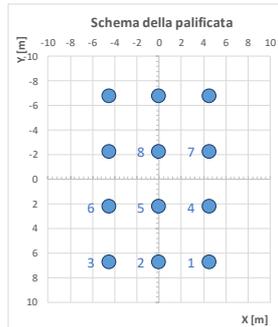
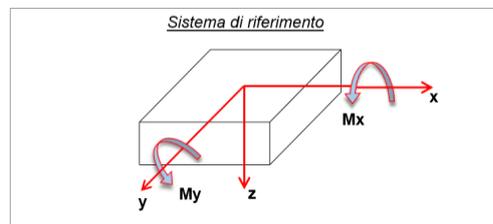
STATICO SLV  
COND. NON DRENATE

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	M <sub>Rd,t</sub> [kNm]
1	4.50	6.75	7656	-6342		
2	0.00	6.75	7656	-6342		
3	-4.50	6.75	7656	-6342		
4	4.50	2.25	7656	-6342		
5	0.00	2.25	7656	-6342		
6	-4.50	2.25	7656	-6342		
7	4.50	-2.25	7656	-6342		
8	0.00	-2.25	7656	-6342		
9	-4.50	-2.25	7656	-6342		
10	4.50	-6.75	7656	-6342		
11	0.00	-6.75	7656	-6342		
12	-4.50	-6.75	7656	-6342		

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	MS [-]
SLV1	42610	146319	50397	154755	1.06
SLV2	42610	45267	164331	170452	1.07
SLV3	46448	41862	47680	63449	1.37
SLV4	35482	41837	47655	63413	1.49

n. pali: 12      COPIA      CALCOLA

**LEGENDA**  
 Fz = sforzo assiale  
 M<sub>y</sub> = momento flettente intorno all'asse y  
 M<sub>x</sub> = momento flettente intorno all'asse x  
 R<sub>d,c</sub> = Capacità portante del singolo palo a compressione  
 R<sub>d,t</sub> = Capacità portante del singolo palo a trazione  
 M<sub>Rd,c</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
 M<sub>Rd,t</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
 MS = Margine di sicurezza  
 (dà indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
 MS > 1 → punto interno al dominio  
 MS < 1 → punto esterno al dominio  
 MS = 1 → punto sul dominio



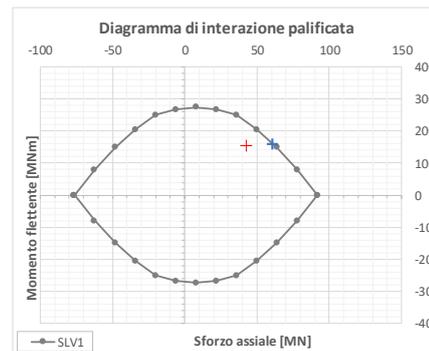
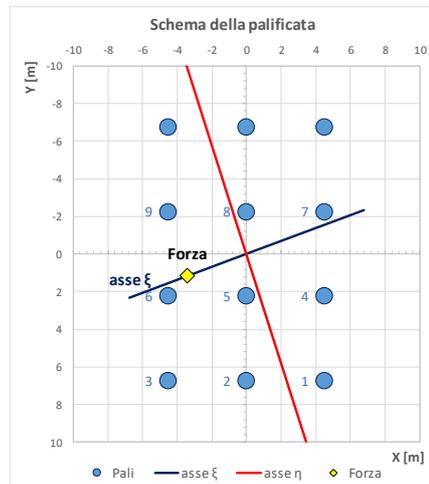
COMBINAZIONE DI CARICO													
SLV1													
Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	n <sub>pali</sub>	x	y	R <sub>d,c</sub>	R <sub>d,t</sub>	M <sub>Rd,c</sub>	M <sub>Rd,t</sub>	ξ	N <sub>i</sub>	Tasso
[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[%]
-76.1	0.0			3	-4.50	6.75	7656	-6342	0	0	-5.65	7656	100.0%
-62.1	79.9			6	-4.50	2.25	7656	-6342	0	0	-4.83	7656	100.0%
-48.1	148.3			9	-4.50	-2.25	7656	-6342	0	0	-4.02	6630	86.6%
-34.1	205.2			12	-4.50	-6.75	7656	-6342	0	0	-3.21	5349	69.9%
-20.1	250.6			2	0.00	6.75	7656	-6342	0	0	-1.22	5472	71.5%
-6.1	267.9			5	0.00	2.25	7656	-6342	0	0	-0.41	4191	54.7%
7.9	273.7			8	0.00	-2.25	7656	-6342	0	0	0.41	2910	38.0%
21.9	267.9			11	0.00	-6.75	7656	-6342	0	0	1.22	1629	21.3%
35.9	250.6			1	4.50	6.75	7656	-6342	0	0	3.21	1753	22.9%
49.9	205.2			4	4.50	2.25	7656	-6342	0	0	4.02	472	6.2%
63.9	148.3			7	4.50	-2.25	7656	-6342	0	0	4.83	-809	12.8%
77.9	79.9			10	4.50	-6.75	7656	-6342	0	0	5.65	-2090	33.0%
91.9	0.0												
91.9	0.0												
77.9	-79.9												
63.9	-148.3												
49.9	-205.2												
35.9	-250.6												
21.9	-267.9												
7.9	-273.7												
-6.1	-267.9												
-20.1	-250.6												
-34.1	-205.2												
-48.1	-148.3												
-62.1	-79.9												
-76.1	0.0												
-76.1	0.0												

Eccentricità	
x [m]	-3.43
y [m]	1.18

COPIA

N	M <sub>tot</sub>	α <sub>M</sub>	α <sub>N</sub>	MS
[MN]	[MNm]	[rad]	[rad]	[-]
43	155	0.33	0.18	1.06

SCALA GRAFICO



## 7.5 Verifica di capacità portante a forze verticali del singolo palo allo SLE

Nel seguente paragrafo si verifica che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”, verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

- $N_{\max, SLE} < Q_L / 1.25$

La massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo  $Q_L$  divisa per un fattore di sicurezza di 1.25.

Il valore del massimo carico assiale agente allo SLE sul singolo palo fa riferimento a quanto riportato al capitolo 7.3.

A seguire si riassumono i valori dello sforzo assiale massimo ( $N_{\max}$ ), agente in testa al singolo palo allo SLE, il valore della portata laterale  $Q_L/1.25$  ed il relativo coefficiente di sicurezza.

**Tabella 7-1: Verifica SLE a forze verticali del singolo palo**

	$N_{\max, SLE}$	$Q_{Lat, calc}/1.25$	FS
	(kN)	(kN)	(-)
<b>P1</b>	4821	9383.6	1.95
<b>P2</b>	4257	10373	2.44
<b>P3, P6</b>	5863	12054	2.06
<b>P4, P5</b>	4251	12054	2.84
<b>P7, P11-13</b>	5752	10404.1	1.81
<b>P8-10, P14-15</b>	5310	9650.1	1.82
<b>P16-20</b>	5769	10404.1	1.80

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 8. OPERE PROVVISORIALI

### 8.1 Descrizione generale delle opere

#### 8.1.1 Premessa

Per la messa in opera dei plinti di fondazione delle pile dei viadotti sono necessari degli scavi a profondità pari a 3.5 m per tutte le pile. Gli scavi hanno una configurazione in pianta variabile a seconda della tipologia di pila (viadotti delle tratte a singolo binario e a doppio binario); le dimensioni in pianta tipiche sono 11.90m x 11.90m, 11.90m x 16.40m, 11.90m x 20.80m.

Per la realizzazione degli scavi è prevista l'installazione di opere di sostegno provvisionali. Tali opere comprendono: Palancole libere in testa (tipologici OPSD e OPDD, illustrati in Figura.8.1 e Figura.8.2) previsti per tutte le pile.

Tutte le opere hanno funzione di sostegno temporaneo degli scavi. Di seguito si descrivono le opere di sostegno previste, i criteri e le metodologie di verifica e i calcoli di dimensionamento delle opere.

Trattandosi di opere provvisionali, considerato che il tempo nel quale gli scavi rimarranno aperti è inferiore a 2 anni, si omettono le verifiche sismiche, come previsto al punto 2.4.1 dalle N.T.C. 2018 (Doc. Rif[N.1] ).

### 8.1.2 Palancole

L'opera provvisoria prevista a sostegno degli scavi per la realizzazione delle fondazioni delle pile è generalmente costituita da palancole tipo PU32 (acciaio S355) di lunghezza pari a  $L=12m$ , dei quali 0.5m sono fuori terra e necessari alle manovre di estrazione. In Figura.8.1 e Figura.8.2 si riportano le dimensioni del palancolato in sezione e in pianta per i tipologici OPSD (pile dei viadotti a singolo binario) e OPDD (pile dei viadotti a doppio binario). Si considera un'unica lunghezza di progetto per favorire il riutilizzo delle stesse palancole per i diversi scavi nelle tratte in oggetto. La lunghezza di 12m permette di trasportare le palancole senza ricorrere alle procedure per carichi speciali.

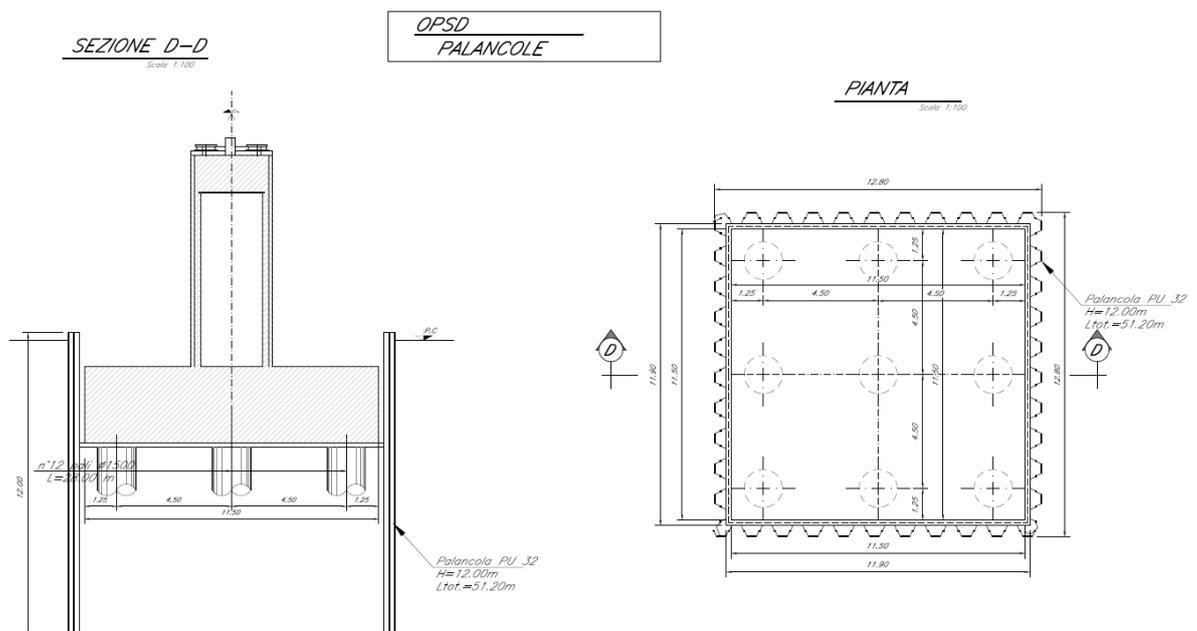


Figura.8.1: Schema tipologico OPSD

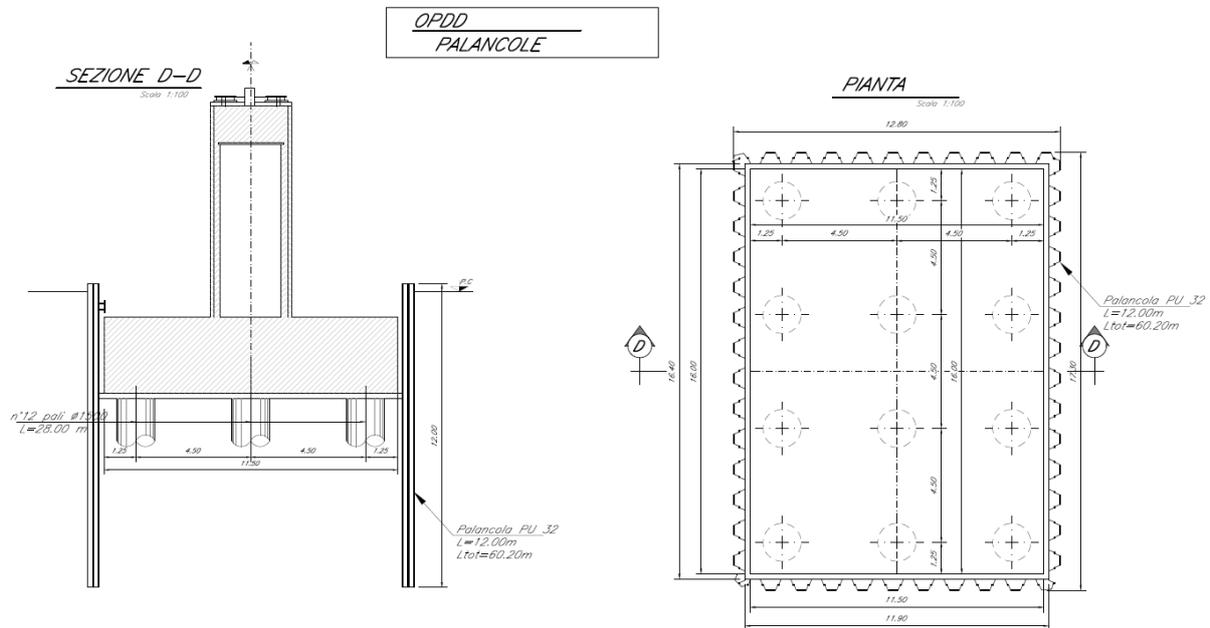


Figura.8.2: Schema tipologico OPDD

## 8.2 Stratigrafia di progetto e valori caratteristici dei parametri geotecnici

Sulla base dei profili geotecnici aggiornati per la presente fase progettuale sono state individuate stratigrafie variabili lungo la tratta in oggetto. Ai fini del dimensionamento delle opere provvisionali si è scelto di adottare un'unica stratigrafia semplificata, comprendente un singolo materiale caratterizzato dai parametri geotecnici riportati in Tabella 8-1. I parametri in Tabella 8-1 rappresentano una media dei parametri caratteristici delle unità geotecniche R e LS. Tale assunzione è cautelativa in quanto le palancole sono infisse, in parte o interamente, anche nelle unità geotecniche AL1 e AL2 che hanno proprietà meccaniche migliori. I risultati ottenuti per le sezioni rappresentative discusse nel presente documento sono ritenuti in questa fase progettuale, applicabili a tutte le opere provvisionali previste lungo le tratte ferroviarie in progetto.

Tabella 8-1: Parametri geotecnici di calcolo

STRATO	Descrizione strato	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Resistenza al taglio non drenata		Modulo di Young operativo	Permeabilità
		$\gamma_d$	$\phi'_k$	$\phi'_d$	$c'_k$	$c'_d$	$c_u$	$c_u$	$E_{op}$	$k$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[m/s]
R/LS	Riporto/Limo Sabbioso	18.5	27	22.2	0	0	-	-	15	1.0E-07

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 75 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

### 8.3 Resistenza di progetto degli ancoraggi

#### 8.3.1 Resistenza a sfilamento di progetto degli ancoraggi

La resistenza a sfilamento ( $R_{ac}$ ) degli ancoraggi provvisoriali è valutata in accordo a quanto proposto in Bustamante e Doix (Doc. Rif. 9):

$$R_{ac} = \pi \cdot D_p \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_a = 570 \text{ kN}$$

Assumendo:

- $\alpha = 1.4$  (per IRS – iniezioni ad alta pressione multiple e selettive)
- $D_p = 0.18$  m diametro nominale di perforazione
- $q_s = 120$  kPa (Doc.Rif 7)
- $L_a = 6$  m (lunghezza di ancoraggio)

La resistenza caratteristica a sfilamento ( $R_{ak}$ ) si ottiene dall'eq. 6.6.1 del Doc. [1]:

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{R_{ac,medio}}{\xi_{a1}}; \frac{R_{ac,min}}{\xi_{a2}} \right\} = 317 \text{ kN}$$

Dove il coefficiente di correlazione  $\xi$ , riportato in Tab. 6.6.II del Doc. Rif.[1], dipende dal numero di profili di indagine disponibili. Nel caso in esame si è assunto cautelativamente  $\xi = 1.8$ .

La resistenza di progetto viene calcolata applicando i coefficienti parziali di Tab. 6.6.I del Doc. Rif.[1], assumendo i tiranti come provvisoriali:

$$R_{ad} = R_{ak}/1.1 = 288 \text{ kN}$$

#### 8.3.2 Resistenza di progetto dei materiali degli ancoraggi

La resistenza caratteristica dei materiali degli ancoraggi  $R_{p(1)k}$  è:

$$R_{p(1)k} = n \cdot A_{strand} \cdot f_{p(1)k} = 3 \cdot 139 \cdot 1670 = 696 \text{ kN}$$

con:

$n$  = numero di trefoli; in questo caso  $n = 3$

$A_{strand}$  = area del singolo trefolo =  $139 \text{ mm}^2$

$f_{p(1)k}$  = resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio armonico, che coincide con la tensione caratteristica all'1% di deformazione totale =  $1670 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di progetto degli ancoraggi viene calcolata applicando i coefficienti parziali previsti nel Doc. Rif.7:

$$R_{pd} = R_{p(1)k}/1.15 = 606 \text{ kN}$$

### 8.4 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

#### 8.4.1 Verifiche di stabilità geotecnica e strutturale dell'opera di sostegno

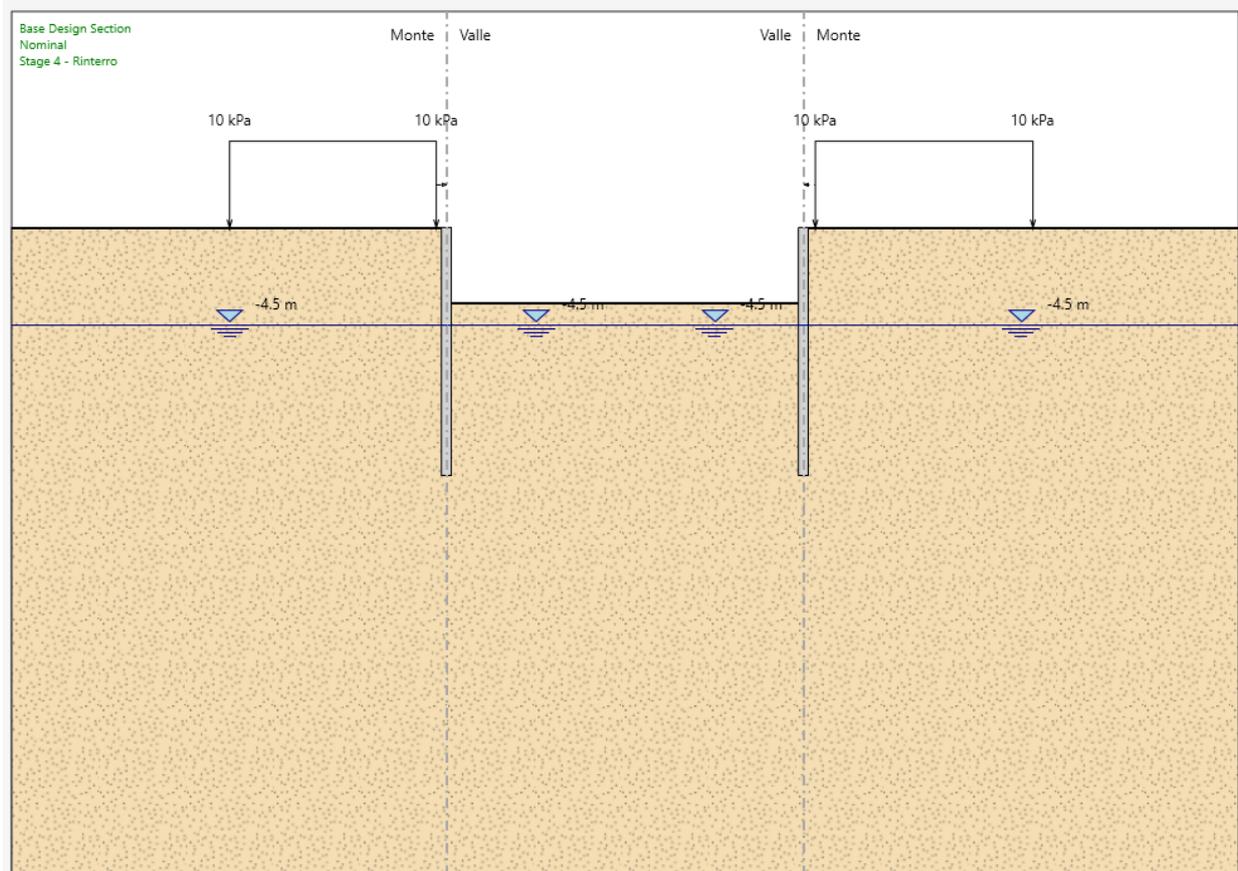
L'analisi tensio-deformativa delle opere di sostegno è stata svolta con l'ausilio del codice PARATIE PLUS in

grado di simulare in maniera verosimile (anche se semplificata) l'interazione tra terreno e struttura di sostegno. PARATIE PLUS è un codice di calcolo specifico per opere di sostegno, dove il terreno è schematizzato mediante molle equivalenti e il modello ad elementi finiti riguarda la sola "struttura". Il codice di calcolo permette di stimare le sollecitazioni nell'opera di sostegno, nonché la sua deformata, quando questa viene sollecitata da un certo regime di spinta. La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è la PARATIE PLUS ver. 21.0.

#### 8.4.1.1 Modello di calcolo

L'effettivo modello di calcolo adottato per le verifiche delle sezioni rappresentative delle opere in esame è riportato in Figura.8.3 (palancole).

La verifica dell'opera costituita da palancole è stata eseguita considerando la sezione (lato lungo) dell'opera a doppio binario.



**Figura.8.3: Modello di calcolo Paratie Plus – Palancole**

### 8.4.1.2 Risultati

I risultati completi relativi alle analisi svolte sono riportati da Figura.8.4 a Figura.8.6 (output grafico del programma PARATIE-PLUS). Le verifiche sulla resistenza mobilitata al piede delle paratie risultano soddisfatte.

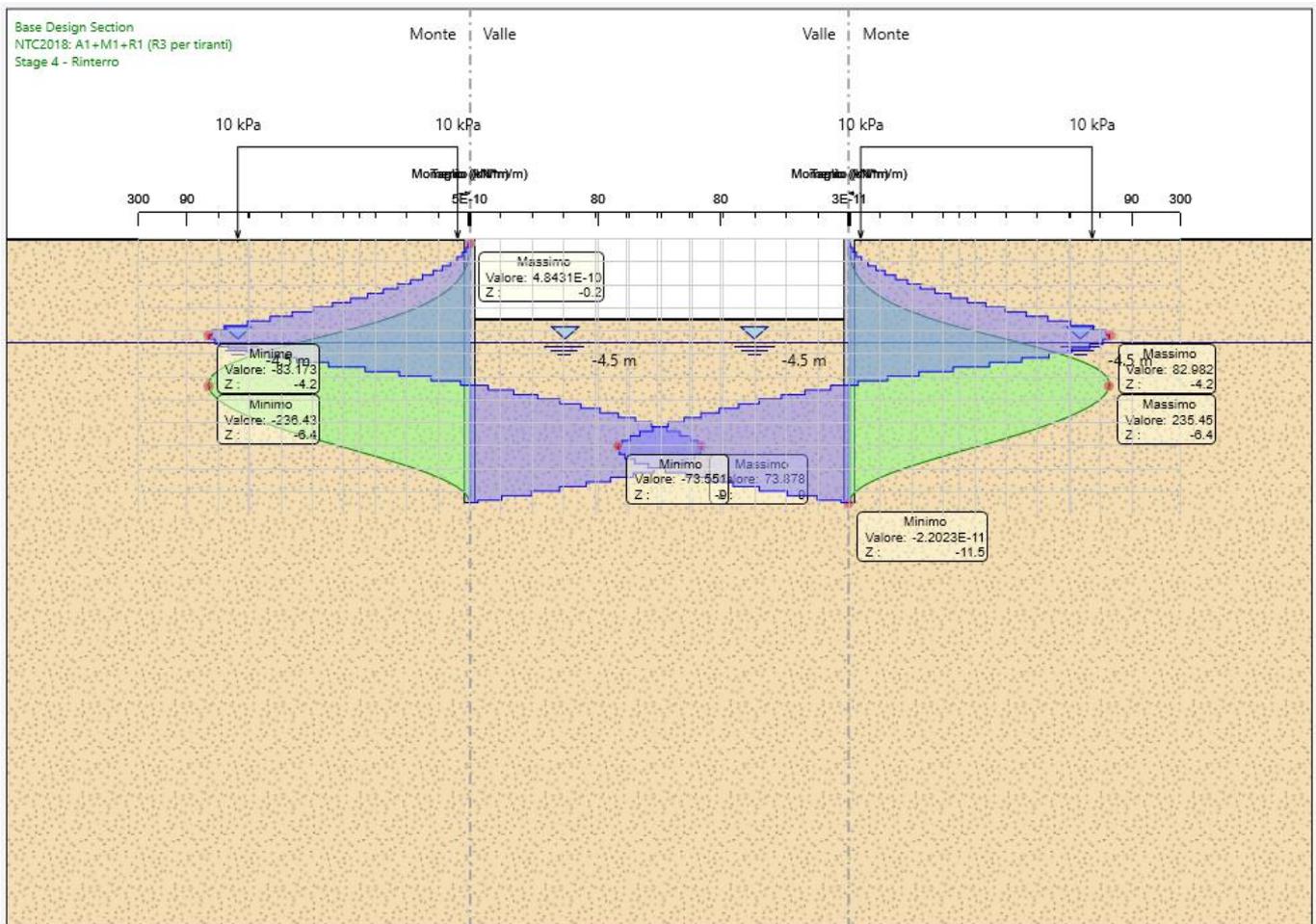


Figura.8.4: SLU A1+M1 – Momento e taglio nel palancoato

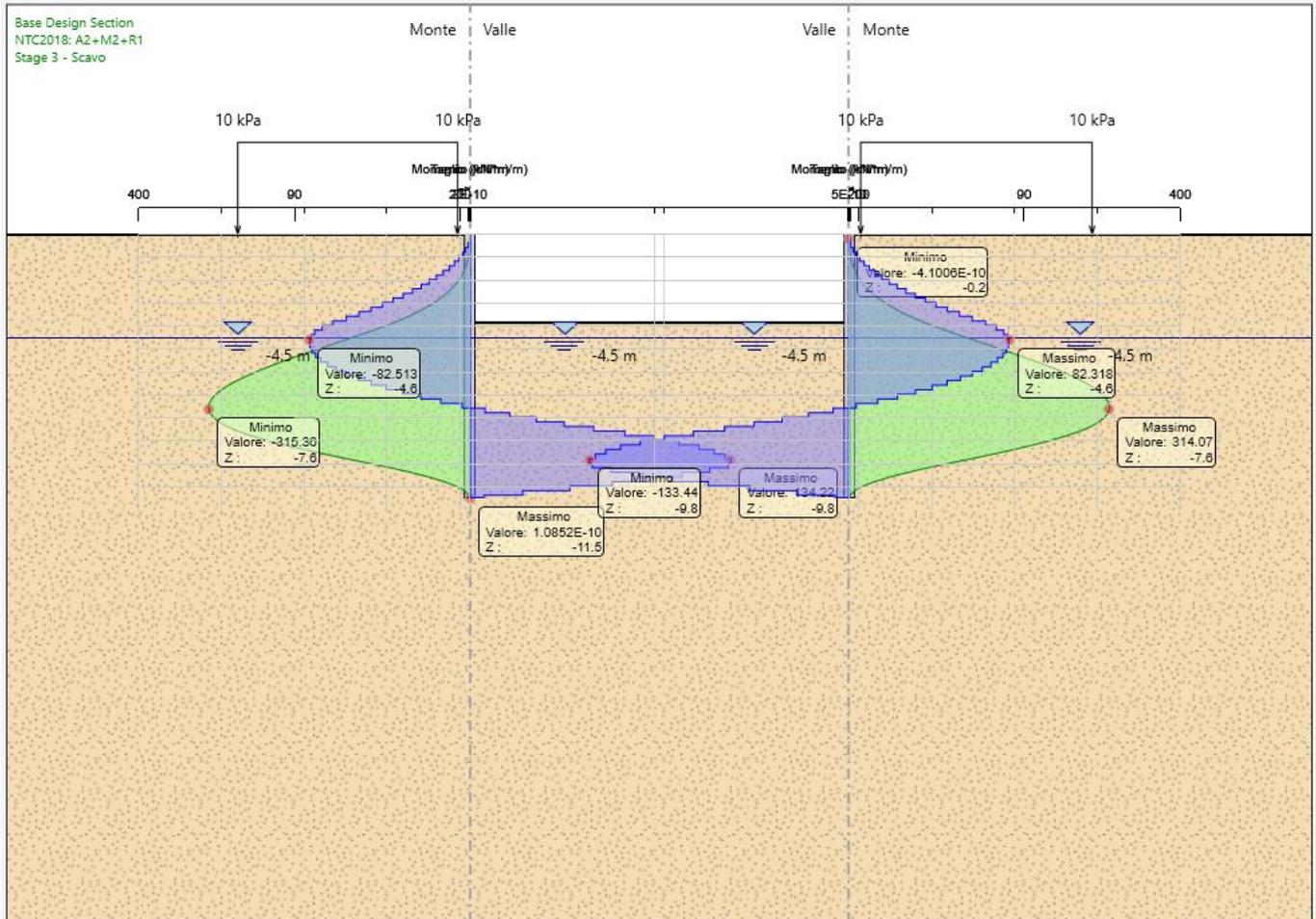


Figura.8.5: SLU A2+M2 – Momento e taglio nel palancolato

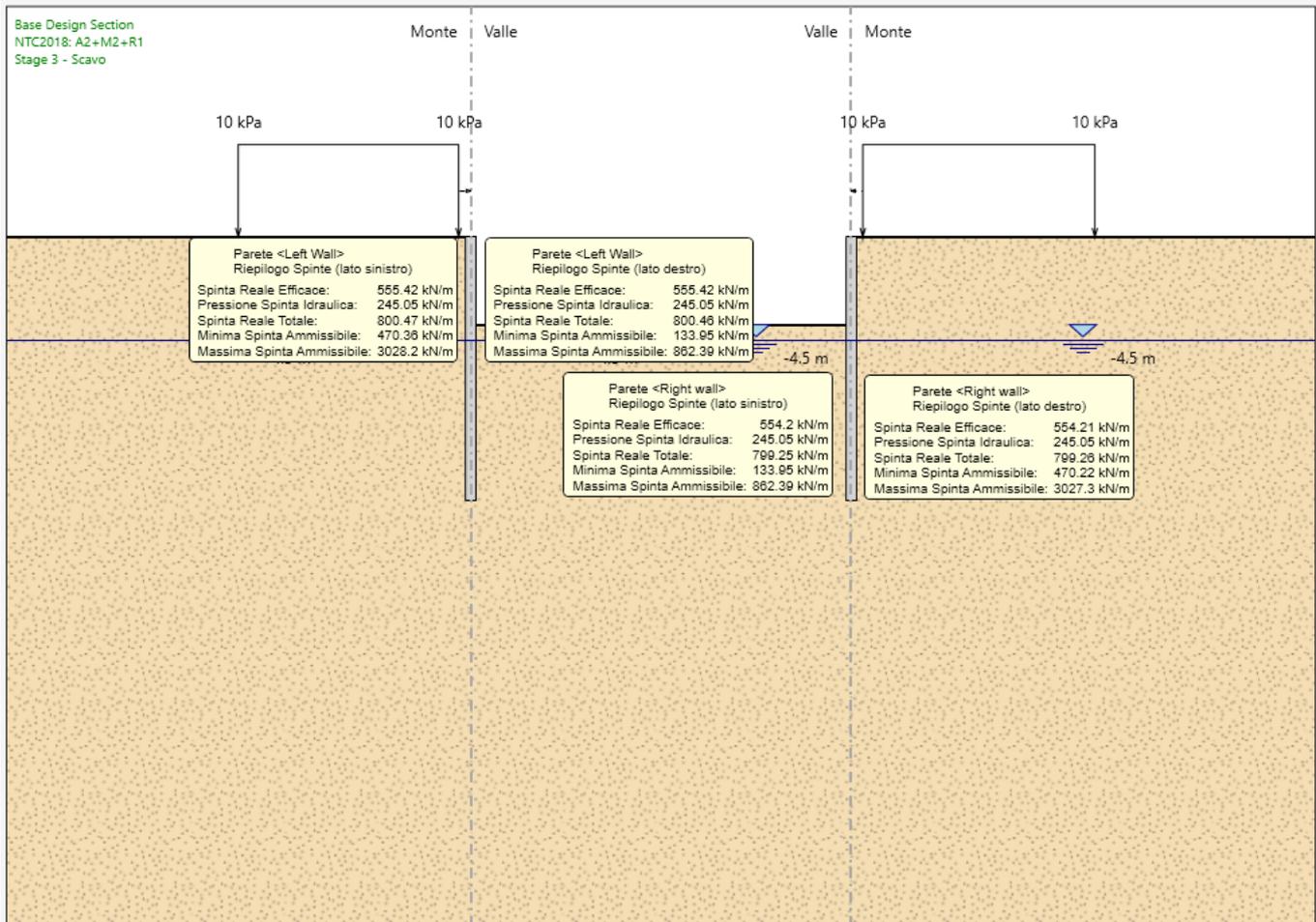


Figura.8.6: SLU A2+M2 – Verifica sulla resistenza mobilitata al piede del palancolato

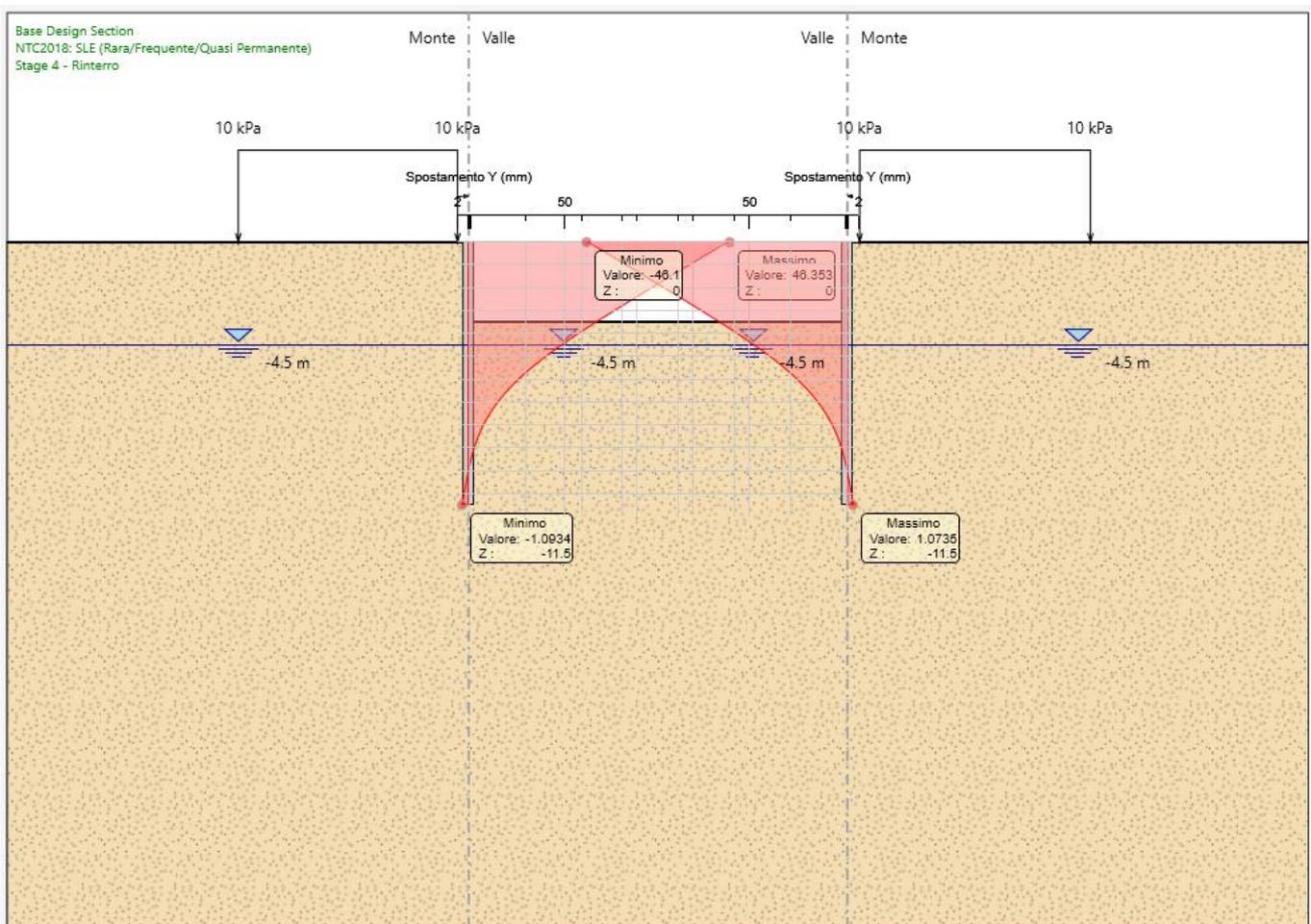
## 8.5 Verifiche degli stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche degli stati limite di esercizio sono stati considerati i valori degli spostamenti stimati dall'analisi di interazione terreno-struttura, verificando la compatibilità delle deformazioni delle strutture con i loro requisiti prestazionali. Sono stati considerati i valori degli spostamenti stimati a testa paratie nella fase di scavo. In accordo al par. 6.2.4.3 del Doc. Rif.[N.1] nell'analisi sono stati assunti i valori caratteristici delle azioni e dei parametri di resistenza dei terreni.

I valori degli spostamenti stimati a testa paratie sono sintetizzati in Tabella 8.2. In Figura.8.7 si riportano i diagrammi di spostamento orizzontale delle paratie con la profondità. Gli spostamenti orizzontali stimati, dell'ordine di 46mm, si ritengono accettabili.

**Tabella 8.2: Spostamenti a testa paratie – Palancole**

Opera	Spostamento orizzontale [mm]
Paratia est	46
Paratia ovest	46



**Figura.8.7: SLE – Stima spostamenti palancole**

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. B	FOGLIO 81 di 81
---	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

## 8.6 Sintesi opere provvisionali previste

Si riportano di seguito in Tabella 8.3 le dimensioni caratteristiche delle opere di sostegno provvisionali previste nell'ambito della presente fase progettuale della Linea Gronda Merci Anello Nord di Roma.

*Tabella 8.3: Sintesi delle opere di sostegno provvisionali previste*

Pila	Dimensioni scavo in pianta [m]	Opere di sostegno previste	Lunghezza complessiva paratia [m]	Altezza di ritenuta [m]	Profondità di infissione [m]	Spessore tampone di fondo [m]	Sezione
<b>P1, P2, P4, P5</b>	11.90 x 20.80	Palancole	12.0	3.5	8.0	-	PU 32
<b>P3, P6, P8-10, P14-15, P16-20</b>	11.90 x 16.40	Palancole	12.0	3.5	8.0	-	PU 32
<b>P7, P11-13</b>	11.90 x 11.90	Palancole	12.0	3.5	8.0	-	PU 32