

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O.: OPERE CIVILI

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD

GEOTECNICA

Relazione di predimensionamento fondazioni e opere provvisori  
Viadotti

SCALA:

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

NR4E 21 R 09 CL VI0002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A		F. Latini <i>Francesca Latini</i>	Feb. 2022	A. F. Rotunno <i>Antonio Francesco Rotunno</i>	Feb. 2022	T. Paoletti <i>T. Paoletti</i>	Feb. 2022	A. Vittozzi Febbraio 2022

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

File: NR4E21R09CLVI0002001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	INTRODUZIONE.....	9
3	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	11
3.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	11
3.2	BIBLIOGRAFIA.....	11
3.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	12
3.4	SOFTWARE .....	13
4	PALI .....	14
4.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	14
4.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE .....	14
4.2.1	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) .....</i>	<i>14</i>
4.2.1.1	<i>Curve di resistenza di progetto del palo singolo .....</i>	<i>17</i>
4.2.2	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) .....</i>	<i>18</i>
4.3	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI .	18
4.3.1	<i>Resistenza laterale di calcolo .....</i>	<i>19</i>
4.3.2	<i>Resistenza di base di calcolo .....</i>	<i>20</i>
4.4	PILE VIADOTTO TEVERE (VI04) TRA LA PROGRESSIVA KM 2+159 E 2+683 .....	23
4.4.1	<i>Tipo di palo .....</i>	<i>23</i>
4.4.2	<i>Stratigrafia, falda e parametri geotecnici .....</i>	<i>23</i>
4.4.3	<i>Curve di resistenza del palo singolo .....</i>	<i>23</i>
4.5	PILE VIADOTTO SALARIA 2 (VI05) TRA LA PROGRESSIVA KM 0+309 E 0+627 (NON OGGETTO DEL PRESENTE LOTTO) .....	29
4.5.1	<i>Tipo di palo .....</i>	<i>29</i>
4.5.2	<i>Stratigrafia, falda e parametri geotecnici .....</i>	<i>29</i>
4.5.3	<i>Curve di resistenza del palo singolo .....</i>	<i>30</i>

4.6	PILE VIADOTTO VI06 TRA LA PROGRESSIVA KM 3+043 E 3+759 .....	40
4.6.1	<i>Tipo di palo</i> .....	40
4.6.2	<i>Stratigrafia, falda e parametri geotecnici</i> .....	40
4.6.3	<i>Curve di resistenza del palo singolo</i> .....	40
4.7	PILE VIADOTTO VAL D'ALA (VI07) TRA LA PROGRESSIVA KM 3+932 E 3+972 E VIADOTTO NUOVO SMISTAMENTO (VI09) TRA LA PROGRESSIVA KM 3+870 E 3+910.....	47
4.7.1	<i>Tipo di palo</i> .....	47
4.7.2	<i>Stratigrafia, falda e parametri geotecnici</i> .....	47
4.7.3	<i>Curve di resistenza del palo singolo</i> .....	47
4.8	AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI PALI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA PALO .....	48
5	POZZI .....	50
5.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI A POZZO .....	50
5.2	STIMA DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DEL SOTTOFONDO .....	53
5.3	VI04 – PILE P10 E P11 .....	55
5.4	VI06 – PILE P7, P8, P10, P11, P14, P15, P17, P18 .....	67
5.5	AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI POZZI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA POZZI .....	73
6	OPERE PROVVISORIALI .....	74
6.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE .....	74
6.1.1	<i>Premessa</i> .....	74
6.1.2	<i>Palancole</i> .....	74
6.1.3	<i>Paratie di pali</i> .....	76
6.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC 2018 .....	78
6.2.1	<i>Generale</i> .....	78
6.2.2	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i> .....	78
6.2.3	<i>Stabilità globale</i> .....	78
6.2.4	<i>Stabilità geotecnica e strutturale delle opere di sostegno</i> .....	80

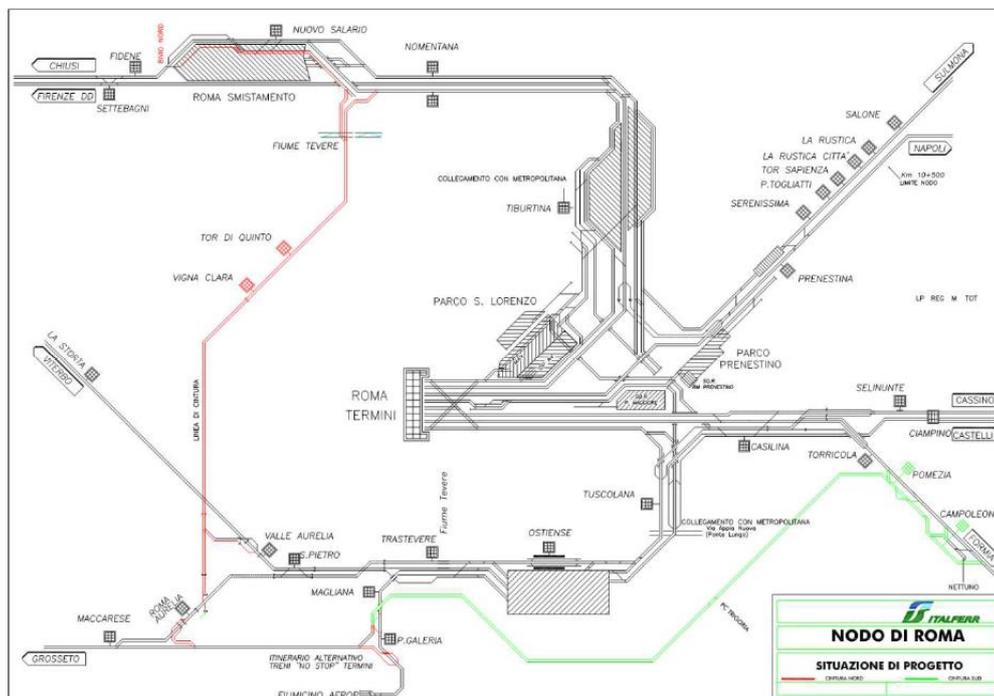
6.2.5	<i>Stati limite ultimi idraulici</i> .....	80
6.2.6	<i>Verifiche di sicurezza (SLU) degli ancoraggi</i> .....	81
6.2.7	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> .....	81
6.3	STRATIGRAFIA DI PROGETTO E VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	83
6.4	RESISTENZA DI PROGETTO DEGLI ANCORAGGI.....	84
6.4.1	<i>Resistenza a sfilamento di progetto degli ancoraggi</i> .....	84
6.4.2	<i>Resistenza di progetto dei materiali degli ancoraggi</i> .....	84
6.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) .....	85
6.5.1	<i>Verifiche di stabilità geotecnica e strutturale dell'opera di sostegno</i> .....	85
6.5.1.1	Modello di calcolo .....	85
6.5.1.2	Risultati.....	87
6.5.2	<i>Verifiche geotecniche e strutturali degli ancoraggi</i> .....	94
6.5.3	<i>Verifica al sollevamento del fondo scavo</i> .....	94
6.6	VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	95
6.7	SINTESI OPERE PROVVISORIALI PREVISTE .....	98

## 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.

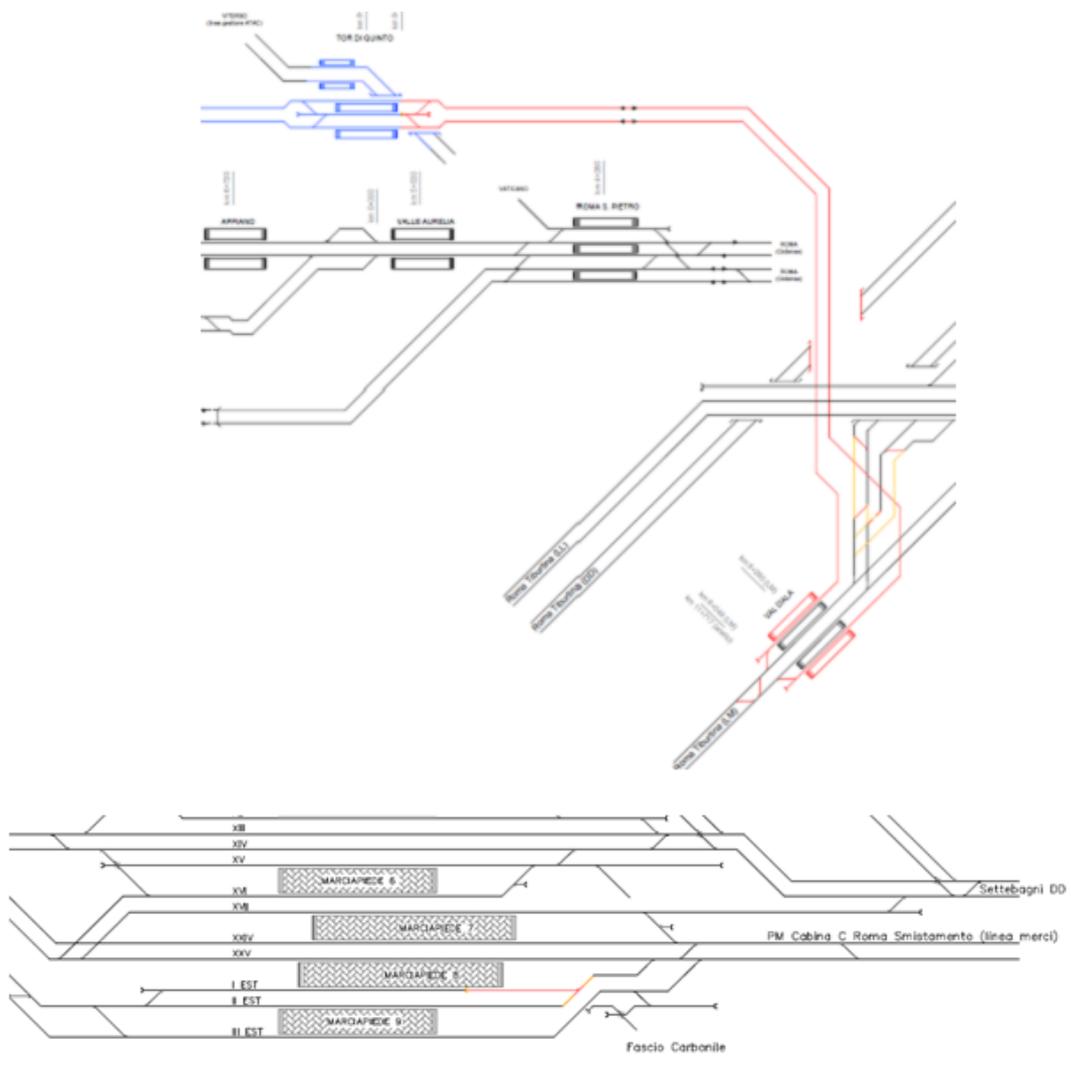


**Figura 1.1 Schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo**

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 Lotto 2 comprende il nuovo tratto che va da Tor di Quinto a Val D'Ala, di sviluppo pari a 2400m, ed include anche l'adeguamento del PRG di Tiburtina per l'attestamento ai binari I e II Est e l'introduzione di una coppia di comunicazioni a Roma Nomentana.

Di seguito il piano schematico di progetto.

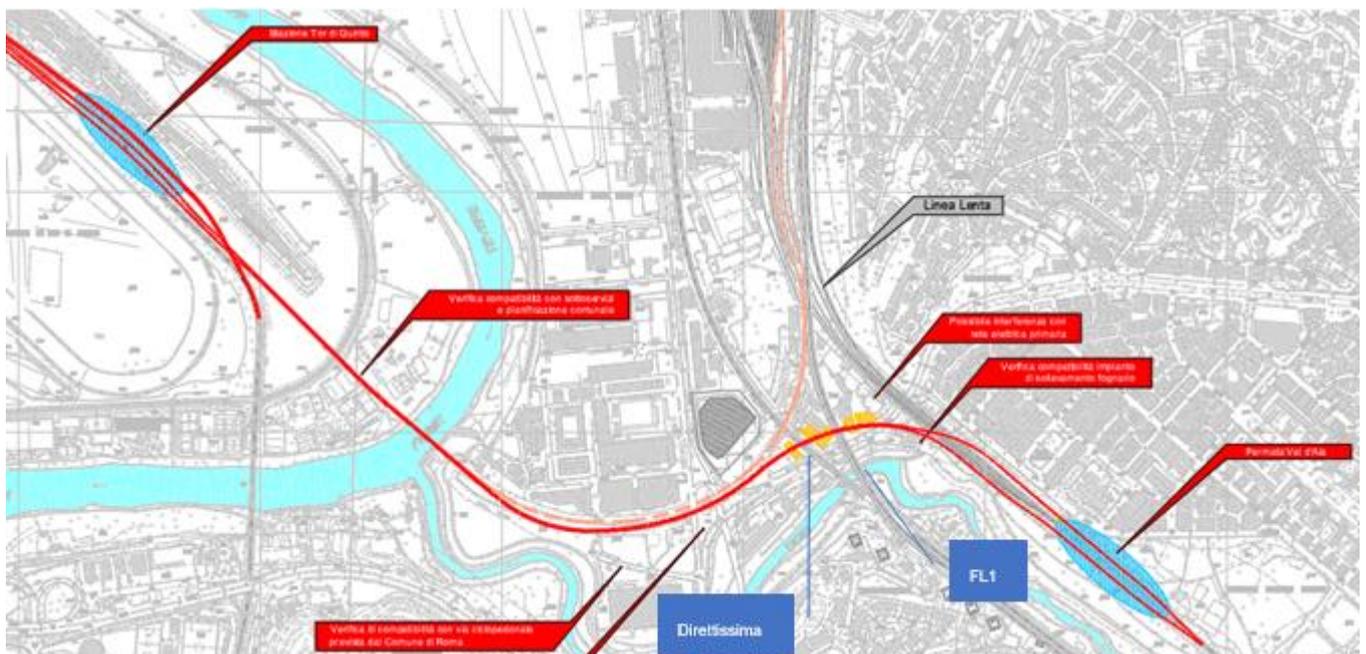


**Figura 1.2 Scenario Schematico di Progetto del Lotto**

In generale, la chiusura dell'Anello Ferroviario si articola nei 3 seguenti lotti funzionali:

- **LOTTO 1** composto da:
  - **Lotto 1A** - raddoppio tratta Valle Aurelia - Vigna Clara, sviluppo 7200 m;
  - **Lotto 1B** - nuovo collegamento Vigna Clara - Tor di Quinto con interscambio a Tor di Quinto tra la nuova linea e la linea Roma Civitacastellana Viterbo, sviluppo 2100 m.
- **LOTTO 2** composto da:
  - tratta Tor di Quinto – Val d'Ala, sviluppo 2400 m
  - modifiche PRG Tiburtina.
- **LOTTO 3** composto da:
  - tratta Bivio Pineto – Stazione Aurelia, sviluppo 4400 m
  - tratta Bivio Tor di Quinto – Roma Smistamento, sviluppo 1700 m

Il presente documento è parte del Lotto 2 rappresentato nella Figura 1.3 sottostante e descritto in dettaglio nella Relazione Generale (NR4E21R05RGMD0001001A).



**Figura 1.3: Individuazione del Lotto 2**



## 2 INTRODUZIONE

Il presente documento riporta il predimensionamento geotecnico delle fondazioni profonde delle pile dei viadotti 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  $D=1200\text{mm}$  e  $D=1500\text{mm}$  in corrispondenza delle fondazioni riportate di seguito
  - pile del Viadotto Tevere (VI04) tra la progressiva km 2+159e 2+683 (tratta Vigna Clara-Val D'ala);
  - pile del Viadotto Salaria – Prati Fiscali (VI06) tra la progressiva km 3+043 e 3+759 (tratta Vigna Clara-Val D'ala);
  - pile del Viadotto Val d'Ala (VI07) tra la progressiva km 3+932 e 3+972 (tratta Vigna Clara-Val D'ala);
  - pile del Viadotto Nuovo Smistamento (VI09) tra la progressiva km 3+870 e 3+910.
- una stima della capacità portante delle fondazioni a pozzo costituite da diaframmi con setti intermedi a formare geometrie di fondazione assimilabili a pozzi rettangolari.

Il predimensionamento delle fondazioni profonde delle spalle dei viadotti sarà affrontato nella successiva fase progettuale.

Per quanto concerne le opere provvisorie necessarie a permettere lo scavo delle fondazioni, nel presente documento sono riportate le seguenti verifiche:

- verifica del tipologico 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.
- verifica delle opere di sostegno provvisorie (paratie di pali ancorate in testa) necessarie allo scavo delle pile di scavalco del Fiume Tevere, considerando un'altezza massima di scavo pari a 7.0 m e la

falda a 2 m dal piano campagna. Per questa verifica si è adottata la stessa stratigrafia e gli stessi parametri meccanici di cui al punto precedente.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 3 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 4 si riporta il calcolo della capacità portante del palo singolo in corrispondenza delle opere sopra elencate, nello specifico, si descrivono i criteri generali di progettazione in accordo alla Normativa vigente (NTC2018) sulla base dei quali viene calcolata la resistenza di progetto delle fondazioni profonde e si riportano, per ogni opera sopra elencata, la stratigrafia di calcolo, i valori dei parametri geotecnici assunti e le curve di resistenza di progetto del palo singolo;
- nel capitolo 5 si riportano i calcoli di dimensionamento delle fondazioni a pozzo;
- nel capitolo 6 si descrivono le opere di sostegno provvisoriale previste per la messa in opera delle fondazioni, i criteri e le metodologie di verifica e i calcoli di dimensionamento delle opere.

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

#### **3.1   NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [4] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [5] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

#### **3.2   BIBLIOGRAFIA**

- [6] Associazione Geotecnica Italiana “Raccomandazioni su pali di fondazione”, 1984
- [7] Associazione Geotecnica Italiana “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce, raccomandazioni”, Giugno 2012
- [8] Bowles J.E. (1988) “Foundation Analysis and Design”, 4TH Edition, Mc Graw Hill
- [9] FHWA-NHI-10-016, “Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods”.
- [10] Gwizdala K. (1984) “Large bored piles in non cohesive soils” Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26.
- [11] Jamiolkowski M. (2000) “Axial load capacity of bored piles in sand and gravel” 3rd Symposium on Deep Foundations, Mexico City.
- [12] Jamiolkowski M. (1968) “Dimensionamento delle fondazioni a pozzo” Atti e rassegna tecnica della società ingegneri e architetti in Torino. A.22 N.7 - Luglio 1968
- [13] Poulos H.G. e Davis E.H. (1980), “Pile foundation analysis and design”, John Wiley and Sons.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b>  <b>GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b> <b>FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI</b>	COMMESSA NR4E	LOTTO 21R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

- [14] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [15] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [16] 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

- [17] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione indagini pregresse sito e laboratorio 2003
- [18] ITALFERR – PFTE – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^ Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione indagini geofisiche 2021
- [19] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^ Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord- – Relazione indagini geognostiche 2021
- [20] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione con i risultati di laboratorio 2021
- [21] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^ Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica (Doc. NR4E00R69RGGE0001001C)
- [22] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^ Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Carta Geologica (Doc. NR4E00R69L5GE0001001A)
- [23] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^ Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Profilo geologico – (Doc. NR4E00R69L5GE0001001A)
- [24] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^ Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Profilo geotecnico (Doc. NR4E21R11F6GE0006001A)

[25] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2<sup>a</sup> Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione suscettibilità alla liquefazione (Doc. NR4E21R11GEGE0006002A)

[26] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2<sup>a</sup> Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione di predimensionamento Rilevati e Scatolari (Doc. NR4E21R11RHGE0006001A)

### 3.4 SOFTWARE

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

## **4 PALI**

### **4.1 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE**

Per la definizione delle palificate di fondazione, in accordo con i progettisti strutturali, si è proceduto nel seguente modo:

1. definizione delle resistenze del palo singolo, in accordo alle NTC 2018 (Doc.Rif.[1]).
2. verifica della palificata, da parte del progettista strutturale utilizzando le combinazioni di carico di Normativa, e ricavando il carico sui pali della palificata facendo riferimento al programma PIGLET, GROUP (o simile), tenendo quindi conto dell'effetto penalizzante del gruppo di pali.
3. Definizione della lunghezza del palo facendo riferimento al palo più caricato (usualmente il palo di spigolo), e verifiche strutturali delle armature, sempre con riferimento al palo più caricato.

Si sottolinea che quanto riportato in questo capitolo, è valido per il predimensionamento delle fondazioni delle pile dei viadotti, mentre il predimensionamento delle fondazioni profonde delle spalle sarà affrontato nella successiva fase progettuale e dovrà tenere in conto dell'attrito negativo dove pertinente.

### **4.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE**

In accordo con quanto definito nel paragrafo 6.2.4 delle NTC2018 (Doc.Rif.[1]), le prestazioni attese per le fondazioni in oggetto terranno in conto di:

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

In linea con la fase progettuale in oggetto, le verifiche agli SLU sono considerate dimensionanti per le fondazioni in oggetto. Nel seguito verranno comunque riportate per completezza le curve di capacità calcolate agli SLE.

#### **4.2.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)**

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

L'azione e la corrispondente resistenza di progetto vanno determinate in accordo alle NTC2018 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A), ai parametri del terreno (M) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R).

In particolare:

- per le verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2);
- per tutte le altre verifiche le NTC2018 indicano di adottare l'approccio progettuale DA2. Nel secondo approccio progettuale, Approccio 2, è prevista una sola combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottarsi sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per le verifiche in condizioni sismiche è previsto l'utilizzo della medesima combinazione in cui siano posti pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (già pari ad 1 secondo il set M1) e adottando i coefficienti parziali sulle resistenze come indicato per le combinazioni statiche, laddove non diversamente specificato nel Capitolo 7 delle NTC2018. In particolare, per le fondazioni profonde il capitolo 7.11.5.3.2 non indica coefficienti parziali sulle resistenze diversi da quelli per le verifiche in campo statico ma indica di valutare opportunamente le eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2018 (Doc.Rif.[1] e Doc.Rif.[2] rispettivamente alle tabelle: Tabella 6.2.I, Tabella 6.2.II, Tabella 6.4.II e Tabella 6.4.VI, qui di seguito riportate da Tabella 4.1 a. Tabella 4.4.

Ai fini della verifica nei confronti dei carichi assiali nel presente documento viene determinata la curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, quindi Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale azione dovrà poi essere confrontata dal progettista della fondazione con il valore dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, valutata mediante un'analisi che tenga anche conto dell'effetto gruppo, in modo da definire la lunghezza di progetto del palo.

**Tabella 4.1- Coefficienti sulle azioni (Tab 6.2.I Doc.Rif.[1])**

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_G$

**Tabella 4.2- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno (Tab 6.2.II Doc.Rif.[1])**

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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 da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale (Tab 6.4.II Doc.Rif.[1])**

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)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(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.

**Tabella 4.4- Coefficiente per le verifiche di pali soggetti a carichi orizzontali (Tab 6.4.VI Doc.Rif.[1])**

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

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

#### 4.2.1.1 Curve di resistenza di progetto del palo singolo

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo  $R_{c,d}$  (o  $R_{t,d}$ ), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo  $E_d$ , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a trazione}$$

dove

$R_{c,k}$  e  $R_{t,k}$  resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità determinate, a partire dalle resistenze di calcolo, in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Resistenza caratteristica a compressione}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

$\xi_3, \xi_4$  fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, si veda Tabella 6.4.IV delle NTC2018 di seguito riportata. Nel presente documento, per tutti i casi analizzati è stato assunto un valore di

$$\xi_3 = \xi_4 = 1.7$$

**Tabella 4.5- Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate (Tab 6.4.IV Doc.Rif.[1])**

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

$R_{c,cal}$  e  $R_{t,cal}$  resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità attraverso metodi che utilizzano i parametri geotecnici, in accordo con quanto definito nel paragrafo 4.3.

$\gamma_R$  coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione della tipologia esecutiva del palo (si veda Tabella 4.3)

#### 4.2.2 Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

dove

$E_d$  valore di progetto dell'effetto dell'azione;

$C_d$  valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

Deve quindi 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 al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità. All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

Le verifiche SLE verranno effettuate nelle successive fasi progettuali.

#### 4.3 CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI

La resistenza di calcolo  $R_{c,cal}$  a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo  $R_{t,cal}$  a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = R_{lat,cal} + R_{b,cal} = Q_{ult\_comp} = \text{Resistenza di calcolo a compressione};$$

$$R_{t,cal} = R_{lat,cal} = Q_{ult\_traz} = \text{Resistenza di calcolo a trazione};$$

dove:

$$R_{lat,cal} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz = \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

$\tau_{us}$  = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo 4.3.1

$z_b$  = profondità della base del palo dal p.c. originario;

$z_t$  = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$R_{b,cal} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} = \text{Portata limite di base}$$

con:

$q_{ub}$  = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 4.3.2;

La capacità portante del palo dovrà comunque essere limitata a quella fornita dalla resistenza ultima del calcestruzzo.

#### 4.3.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

Terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

$$\tau_{us} = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \leq \tau_{u,max} \quad (\text{kPa})$$

dove:

$k$  = coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7, assunto in questa sede pari a 0.6;

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

$\delta$  = angolo di attrito tra palo e terreno assunto uguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\phi'$ .

$\tau_{u,max}$  = tensione tangenziale limite assunta pari a 120 kPa.

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$\tau_{ult} = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{ult,max} \quad (\text{kPa})$$

dove:

$c_u$  = resistenza a taglio non drenata;

$\alpha$  = coefficiente adimensionale variabile col valore di  $c_u$  secondo quanto indicato in Tabella 4.6.

il valore di  $\tau_{ult,max}$  assunto nei calcoli è pari a 100 kPa.

**Tabella 4.6 valori indicativi di  $\alpha$  per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)**

$c_u$ (kPa)	$\alpha$ (-)
$\leq 25$	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
$\geq 75$	0.4

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

**4.3.2 Resistenza di base di calcolo**

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):

Terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

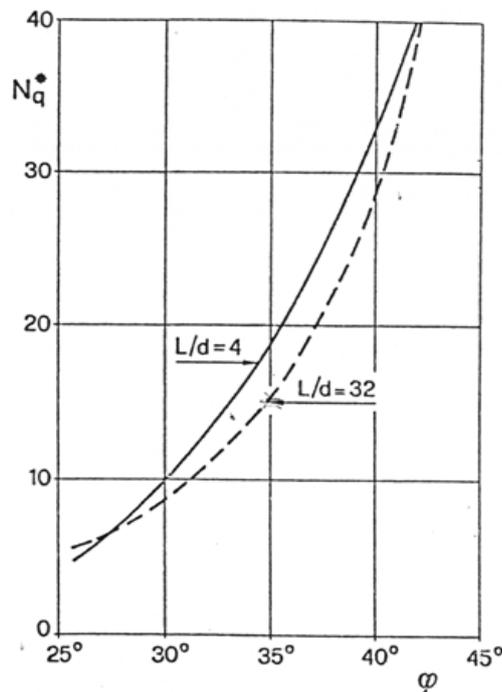
$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0,1} (\text{kPa}) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} \quad (\text{kPa})$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0,1}$  = pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

$N_q^*$  = parametro è stato valutato mediante la Figura 4.1 abbattendo, per i pali trivellati, il valore ottenuto secondo:  $\phi_{cal} = \phi' - 3$ ;

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.



**Figura 4.1: Coefficienti  $N_q^*$  (Berezantzev, 1965)**

Il valore di  $q_{ub,max}$  è stato valutato in accordo a quanto riportato nella Tabella 4.7. Nello specifico è stato assunto nei calcoli un valore di  $q_{ub,max}$  pari a 4000 kPa per le sabbie limose (unità geotecniche R e SL) e pari a 5000 kPa per le ghiaie limoso sabbiose/ghiaie con sabbia limosa (unità geotecniche GLS) 5200 kPa per le ghiaie sabbiose (unità geotecniche GSL).

**Tabella 4.7: valori di  $(q_{u,b})_{max}$  per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984**

	$(q_{u,b})_{max}$ (kPa)
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

### Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u \leq q_{ub,max} \quad (\text{kPa})$$

dove:

$c_u$  = resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

Il valore di  $q_{ub,max}$  assunto nei calcoli per i terreni in esame è pari a 3000 kPa.

### Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 4.2.

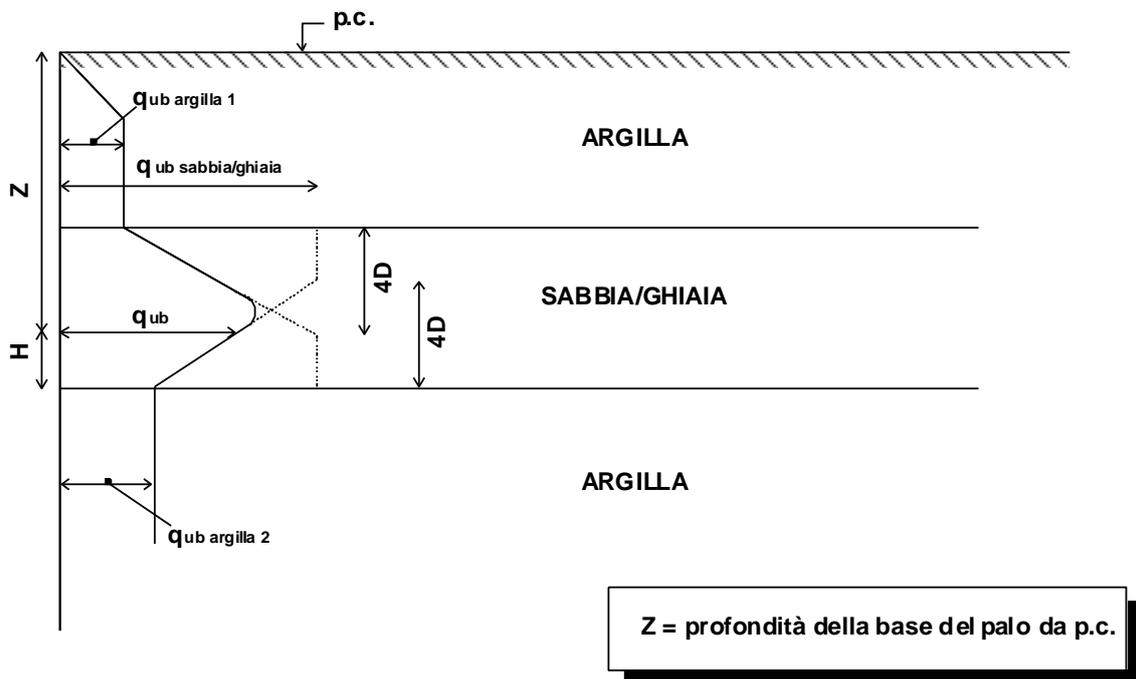


Figura 4.2: Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

#### 4.4 PILE VIADOTTO TEVERE (VI04) TRA LA PROGRESSIVA KM 2+159 E 2+683

##### 4.4.1 Tipo di palo

Il calcolo della capacità portante del palo singolo è stato eseguito per un palo trivellato, considerando due differenti diametri  $D = 1200$  mm e  $D = 1500$  mm. Testa palo è stata assunta a 3.5 m da p.c.

##### 4.4.2 Stratigrafia, falda e parametri geotecnici

Il calcolo è stato eseguito considerando un'unica stratigrafia di calcolo. La stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono riportati Tabella 4.8.

**Tabella 4.8: Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo – VI04**

Da	a	Unità geotecnica	$\gamma$	$\phi'$	Cu
(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)
+16.0	+13.0	R	18.5	28	-
+13.0	+9.0	LS	19.0	-	50
+9.0	-1.0	SL	19.0	31	
-1.0	-15.0	AL1	18.0		50 fino a 25 m da pc 70 oltre 25 m da pc
-15.0	-24.0	SL	19.0	31	
-24.0	-30.0	AL1	18.0		70
-30.0	-47.0	GLS	19.0	33	
-47.0	In poi	AL3	20.0	-	300

Testa palo è stata assunta a 3.5 m da pc (+12.5 m s.l.m.)

La falda è stata assunta a +11.5 m s.l.m. (si veda Doc.Rif.[17])

##### 4.4.3 Curve di resistenza del palo singolo

Le curve di resistenza di progetto del palo singolo sono state calcolate in accordo ai criteri progettazione agli stati limite secondo la normativa vigente riportati nel paragrafo 4.2.1.1 ed in accordo ai criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.3.

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018.

Di seguito verranno fornite le curve di resistenza comprensive del peso del palo, ovvero:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - ((W'_p) \cdot \gamma_{G1})$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

$R_{c,d}$  = Resistenza di progetto a compressione

$R_{c,d}$  = Resistenza di progetto a trazione

$W_p$  = Peso del palo

$W'_p = W_p - W_s$

$W_s$  = Peso del terreno sostituito dal palo

$\gamma_{G1}$  = coefficienti sulle azioni (Tab 6.2. I Doc.Rif.[1])

Nella condizione di resistenza a compressione  $W_p$  è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

Di seguito si riportano:

- In Figura.4.3 e in Figura.4.4 si riportano le curve  $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$  valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.4.5 si riporta la curva  $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$  valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
- Figura.4.6 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo ( $W'_p$ ), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.

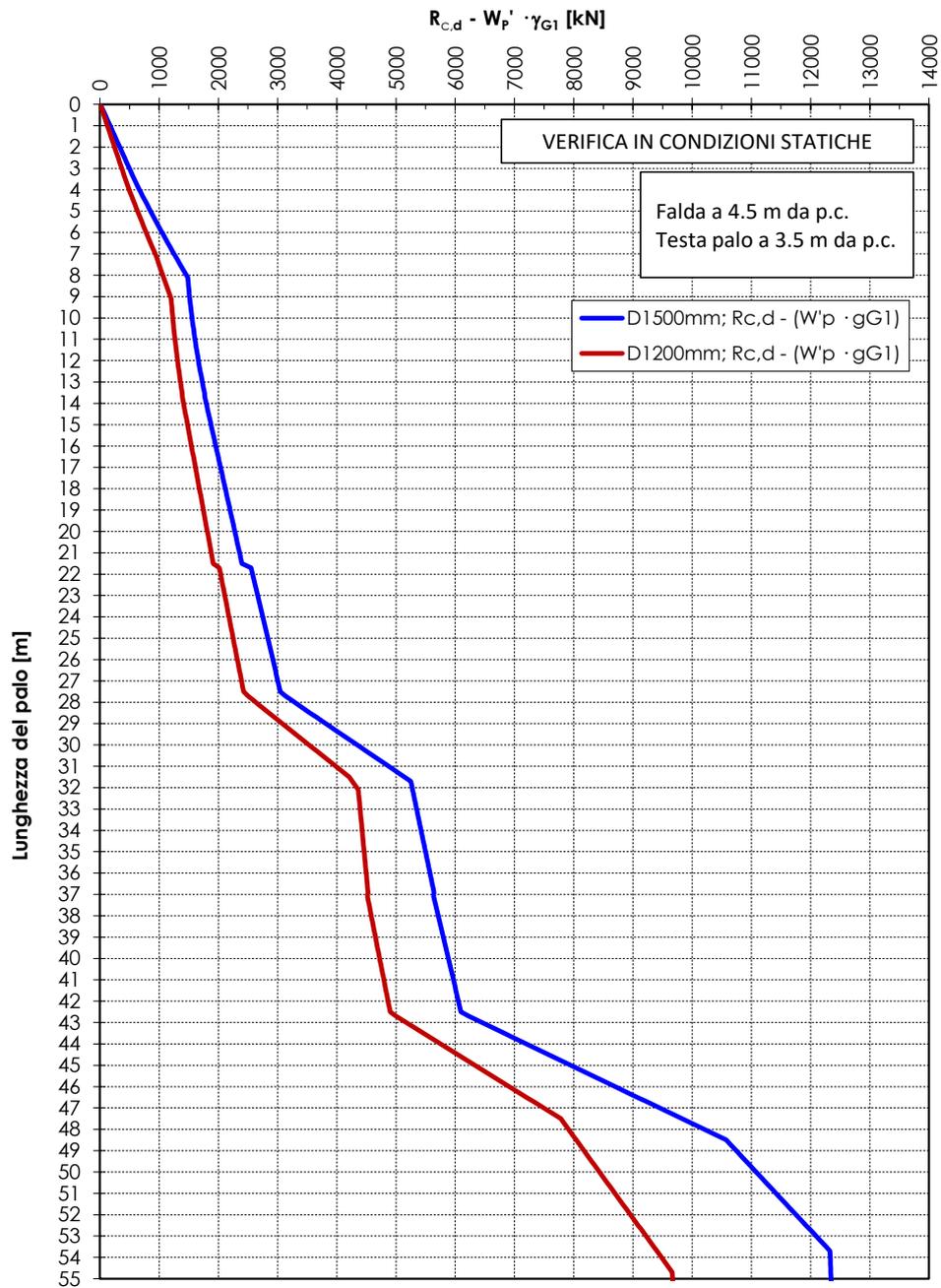


Figura.4.3: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica statica – VI04

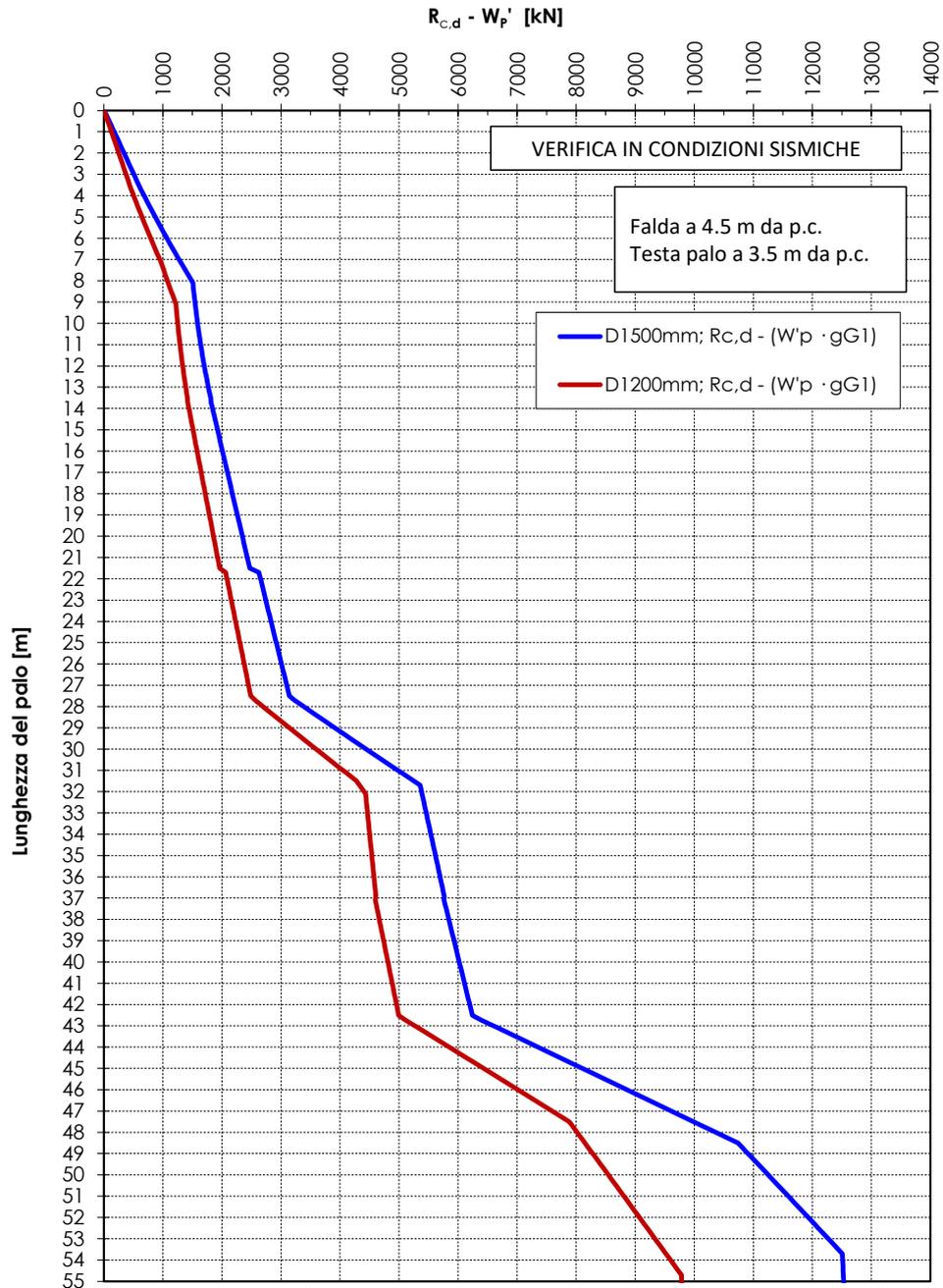


Figura.4.4: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica sismica – VI04

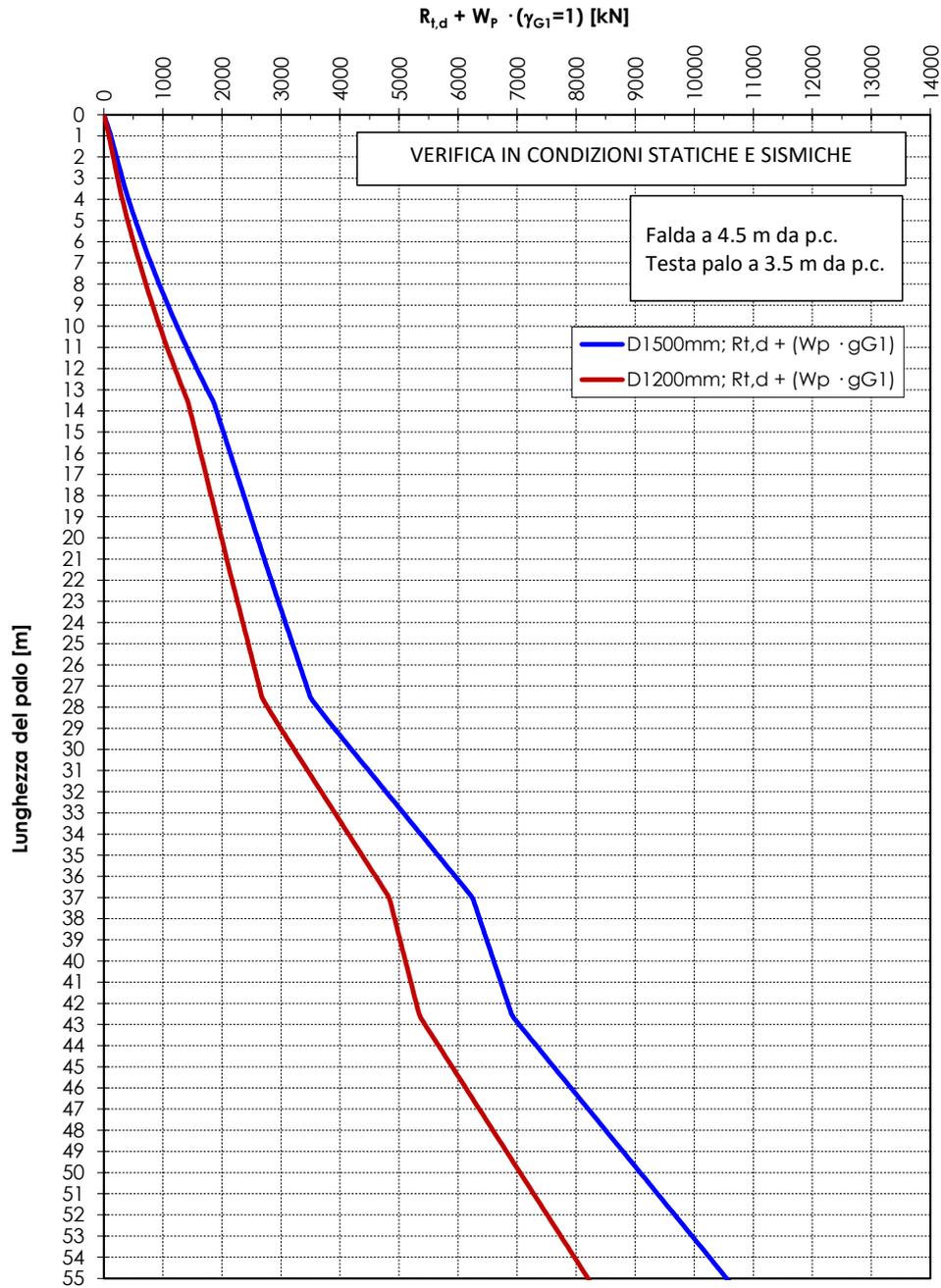


Figura.4.5: - Curva:  $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$  in accordo a DA2 per verifica statica e sismica – VI04

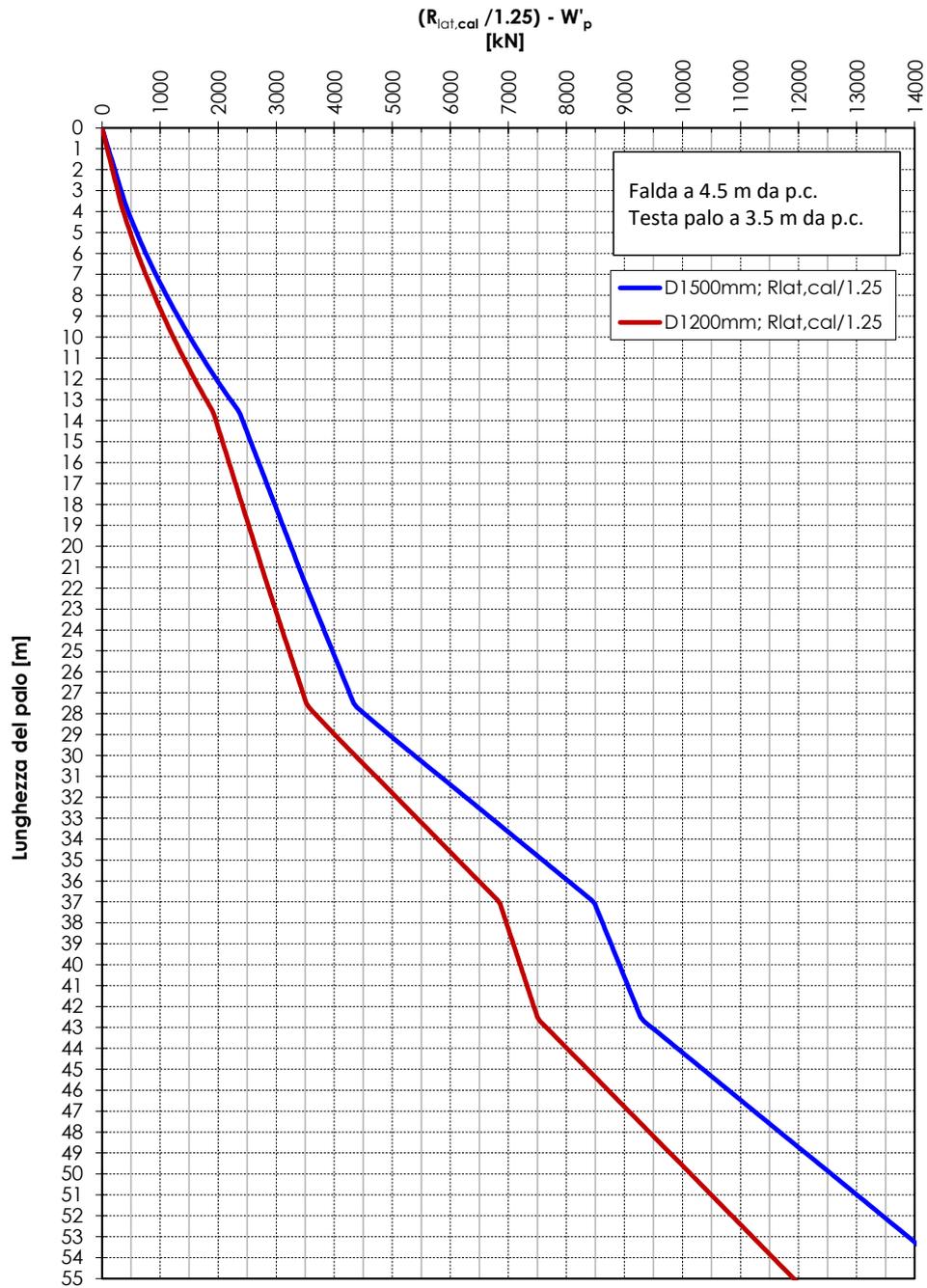


Figura.4.6: Curva  $R_{lat,cal}/1.25 - W'_p$  per verifica SLE combinazione rara – VI04

#### 4.5 PILE VIADOTTO SALARIA 2 (VI05) TRA LA PROGRESSIVA KM 0+309 E 0+627 (NON OGGETTO DEL PRESENTE LOTTO)

Le curve di resistenza riportate nel presente paragrafo fanno riferimento, per una parte sostanziale, al viadotto VI06, ricadente nel Lotto in oggetto.

##### 4.5.1 Tipo di palo

Il calcolo della capacità portante del palo singolo è stato eseguito per un palo trivellato, considerando due differenti diametri  $D = 1200$  mm e  $D = 1500$  mm. Testa palo è stata assunta a 3.5 m da p.c.

##### 4.5.2 Stratigrafia, falda e parametri geotecnici

Il calcolo è stato eseguito considerando due diverse stratigrafie di calcolo suddivise come segue:

- da inizio viadotto (km 0+309) fino alla progressiva km 0+460 la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono riportati in Tabella 4.9;
- dalla progressiva km 0+460 a fine viadotto (km 0+627) la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono riportati in Tabella 4.10.

**Tabella 4.9: Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo – VI05 da km 0+309 a km 0+460**

Da	a	Unità geotecnica	$\gamma$	$\phi'$	Cu
(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)
+21.0	+17.0	R	18.5	28	-
+17.0	+6.0	AL1	18.0	-	50
+6.0	-6.0	SL	19.0	31	-
-3.6	-30.0	GLS	19.0	33	-
-30.0	in poi	AL3	20.0	-	300

Testa palo è stata assunta a 3.5 m da pc (+17.5 m s.l.m.)

La falda è stata assunta a +16.0 m s.l.m. (si veda Doc.Rif.[17])

**Tabella 4.10: Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo – VI05 da km 0+460 a km 0+627**

Da	a	Unità geotecnica	$\gamma$	$\phi'$	Cu
(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)
+21.0	+17.0	R	18.5	28	-

+17.0	+6.0	AL2	18.5	-	120
+6.0	+3.0	SL	19.0	31	-
+3.0	-9.0	GLS	19.0	33	-
-9.0	-13.0	AL2	18.5	-	120
-13.0	-29.0	GSL	19.0	34	-
-29.0	in poi	AL3	20.0	-	300

Testa palo è stata assunta a 3.5 m da pc (+17.5 m s.l.m.)

La falda è stata assunta a +16.0 m s.l.m. (si veda Doc.Rif.[17])

#### **4.5.3 Curve di resistenza del palo singolo**

Le curve di resistenza di progetto del palo singolo sono state calcolate in accordo ai criteri progettazione agli stati limite secondo la normativa vigente riportati nel paragrafo 4.2.1.1 ed in accordo ai criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.3.

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018.

Di seguito verranno fornite le curve di resistenza comprensive del peso del palo, ovvero:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - ((W'_p) \cdot \gamma_{G1})$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

$R_{c,d}$  = Resistenza di progetto a compressione

$R_{c,d}$  = Resistenza di progetto a trazione

$W_p$  = Peso del palo

$W'_p = W_p - W_s$

$W_s$  = Peso del terreno sostituito dal palo

$\gamma_{G1}$  = coefficienti sulle azioni (Tab 6.2. I Doc.Rif.[1])

Nella condizione di resistenza a compressione  $W_p$  è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

In accordo alle stratigrafie di calcolo riportate nel paragrafo 4.5.2 sono state calcolate le curve di resistenza per ciascuna stratigrafia di calcolo assunta.

- dalla progressiva km 0+309 alla progressiva km 0+460:
  - In Figura.4.7 e in Figura.4.8 si riportano le curve  $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$  valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
  - in Figura.4.9 si riporta la curva  $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$  valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
  - Figura.4.10 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo ( $W'_p$ ), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.
- dalla progressiva km 0+460 alla progressiva km 0+627:
  - in Figura.4.11 e in Figura.4.12 si riportano le curve  $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$  valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
  - in Figura.4.13 si riporta la curva  $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$  valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
  - in Figura.4.14 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo ( $W'_p$ ), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.

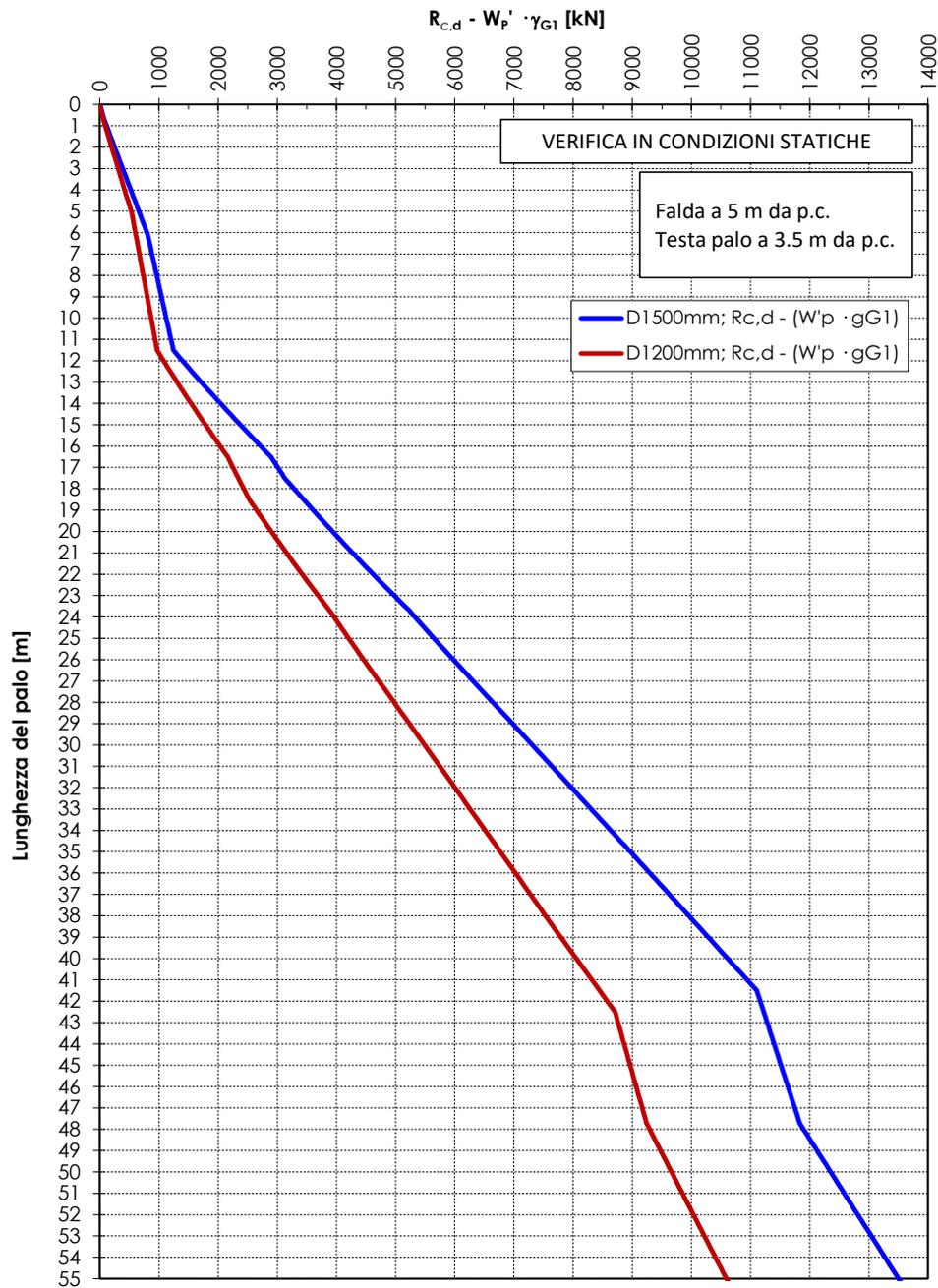


Figura.4.7: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica statica – VI05 da km 0+309 a km 0+460

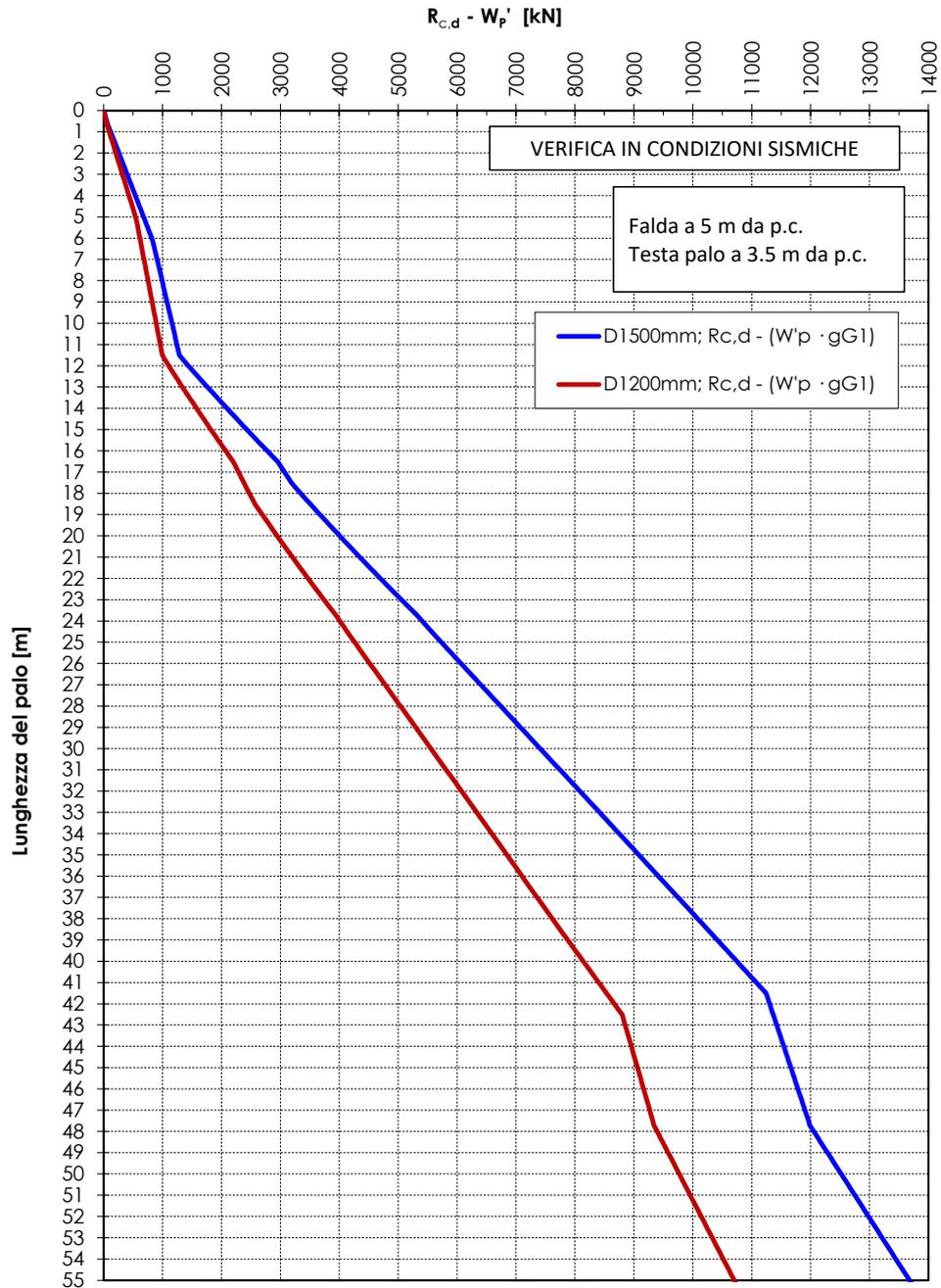
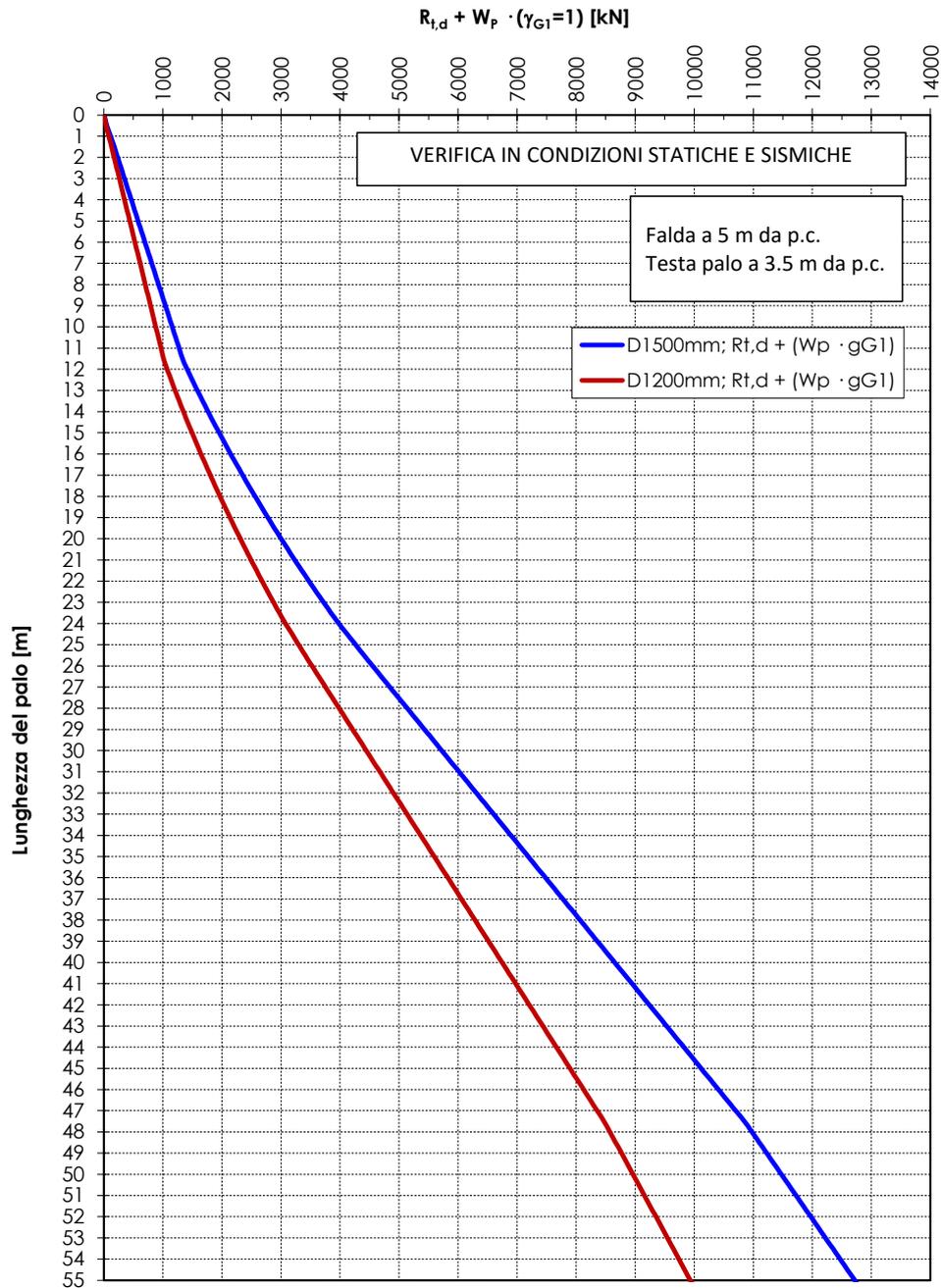


Figura.4.8: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica sismica – VI05 da km 0+309 a km 0+460



**Figura.4.9:** - Curva:  $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$  in accordo a DA2 per verifica statica e sismica – VI05 da km 0+309 a km 0+460

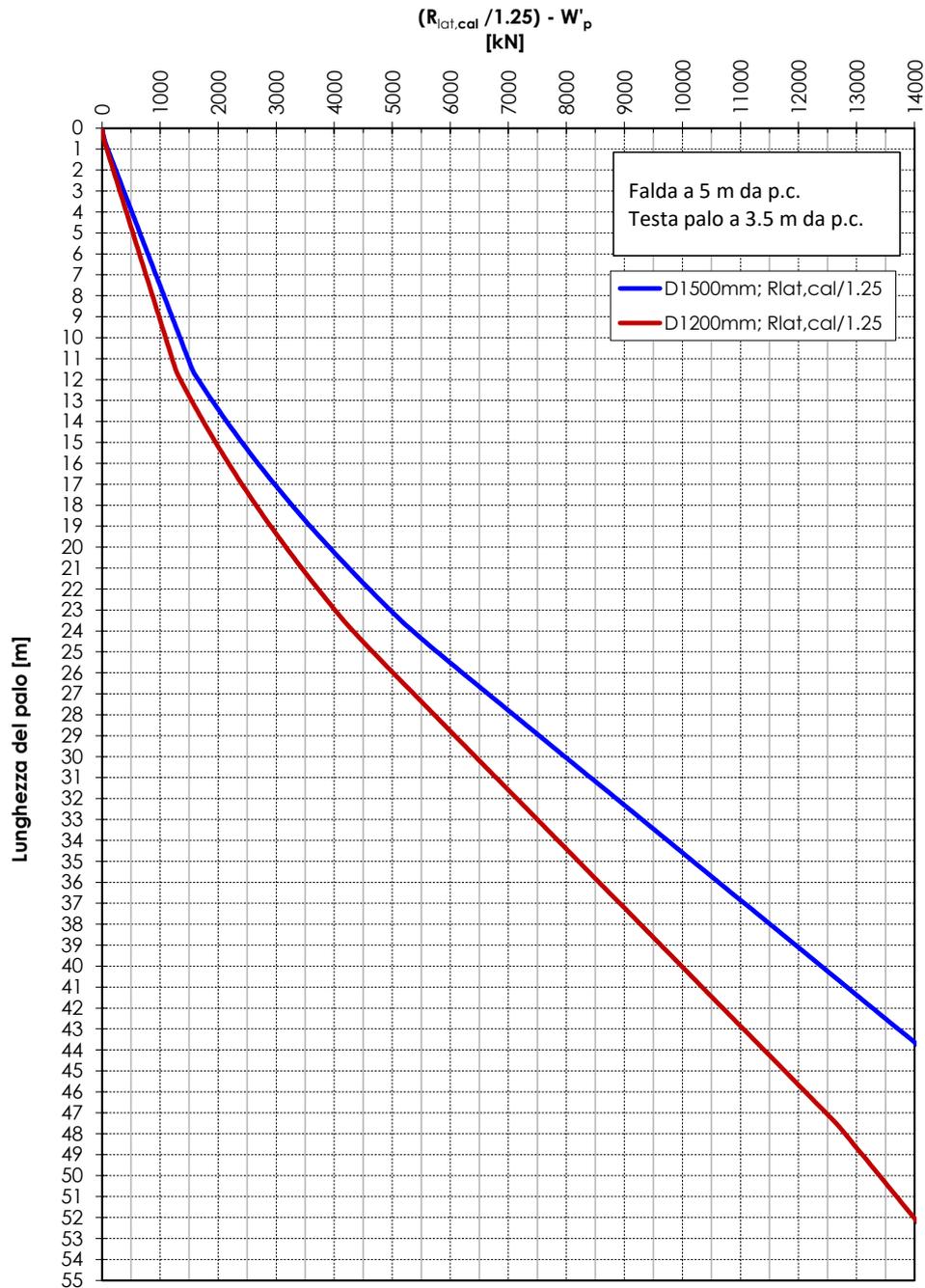
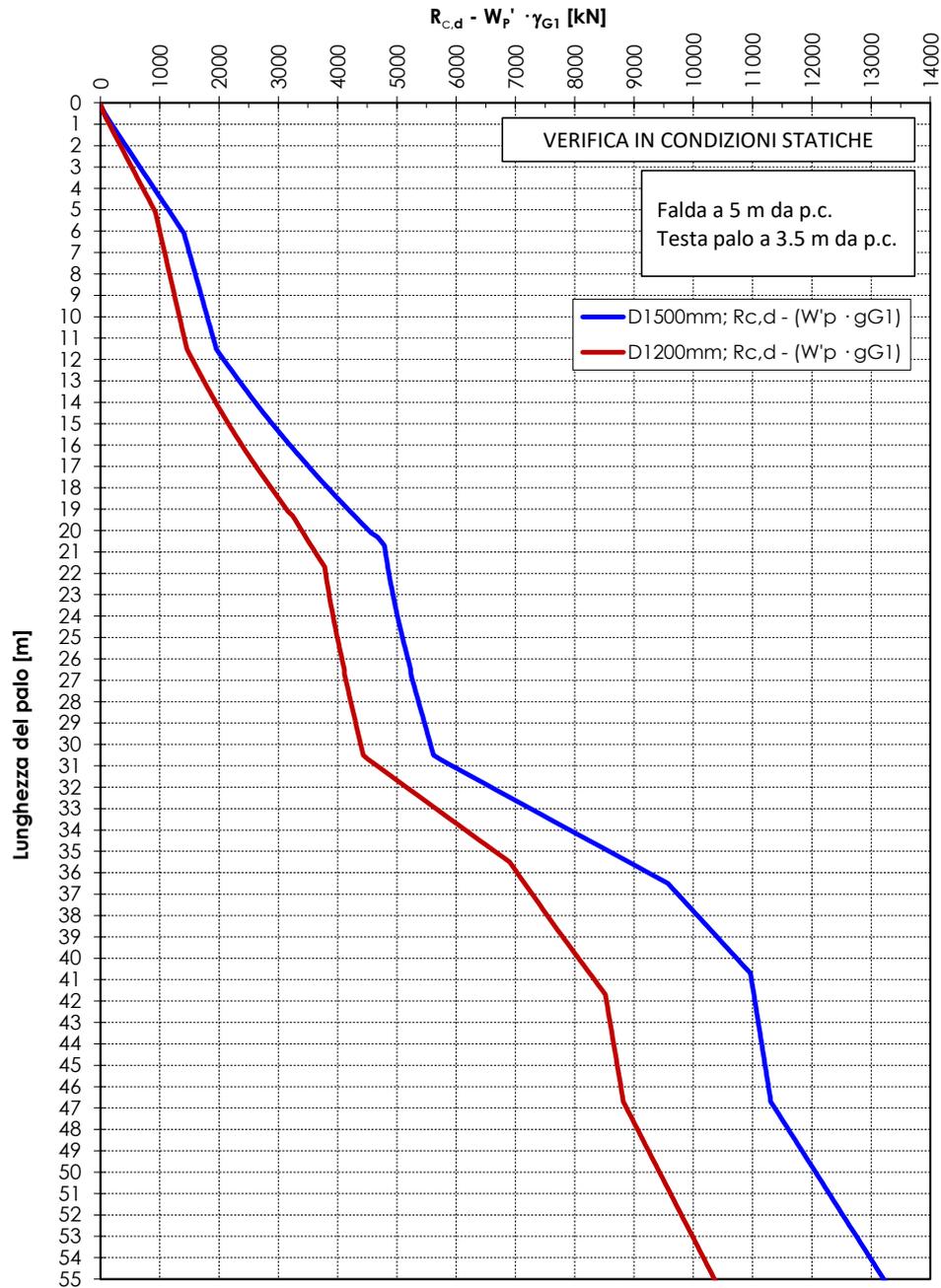
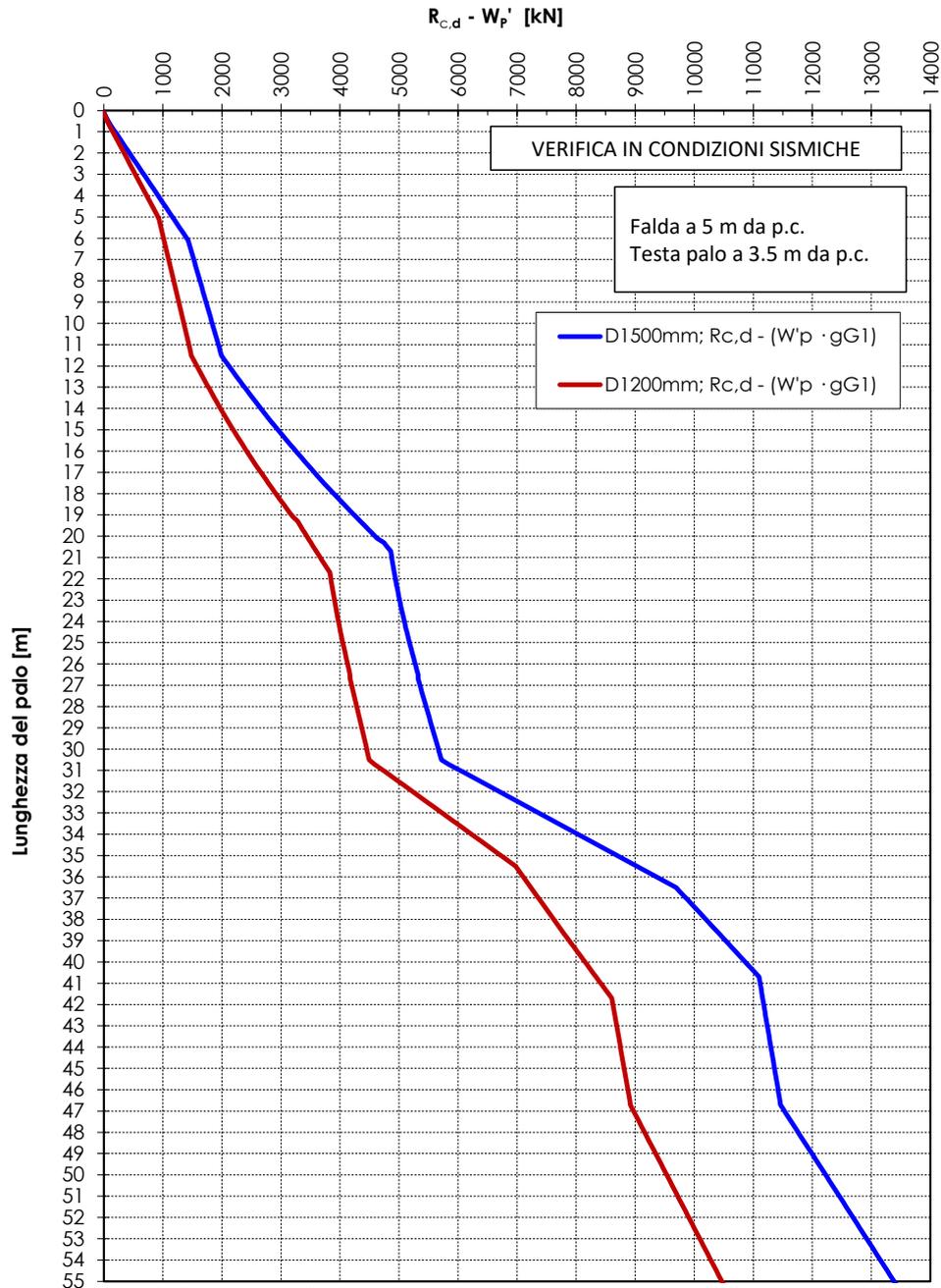


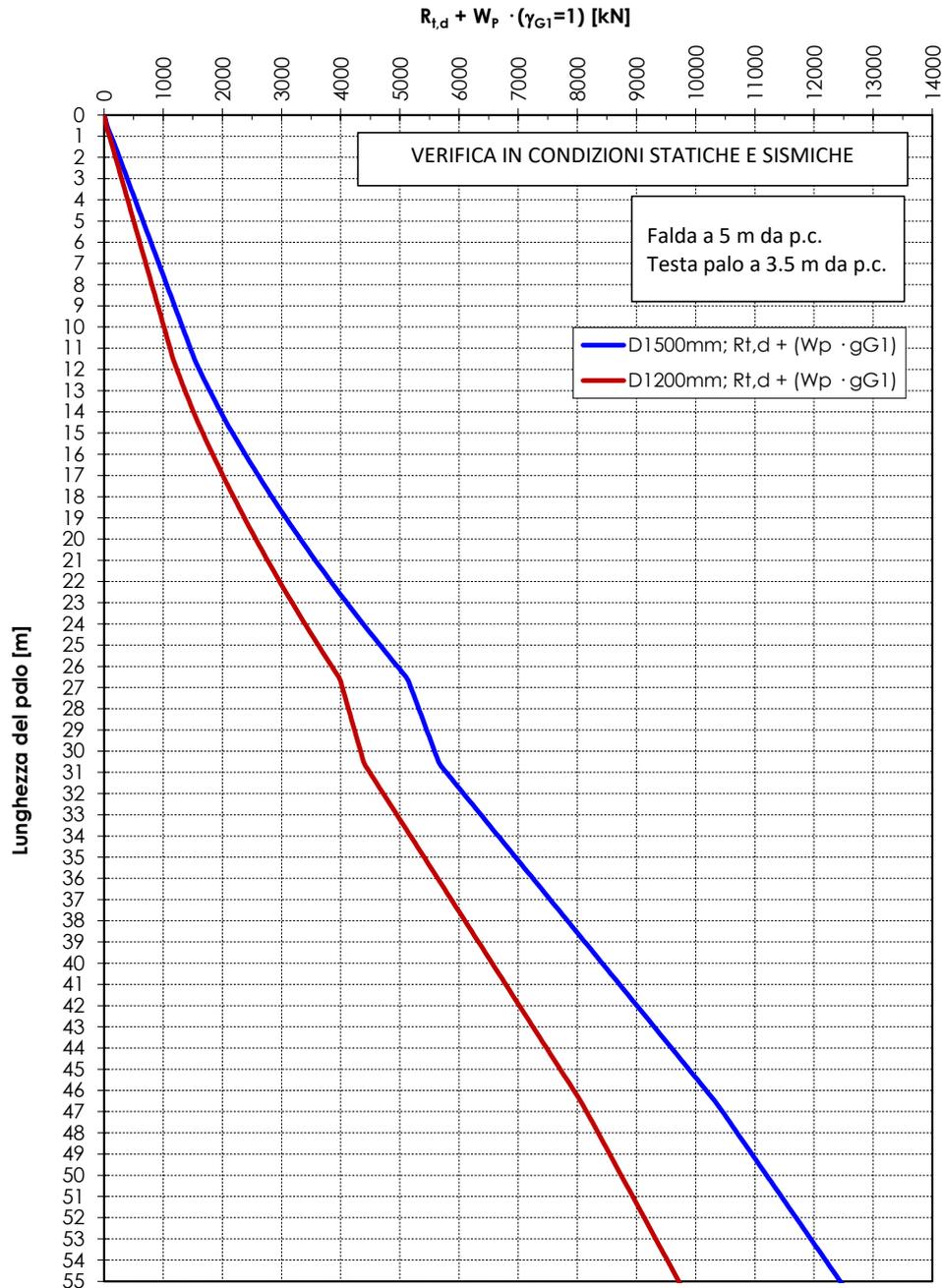
Figura.4.10: Curva  $R_{lat,cal}/1.25-W'_p$  per verifica SLE combinazione rara – VI05 da km 0+309 a km 0+460



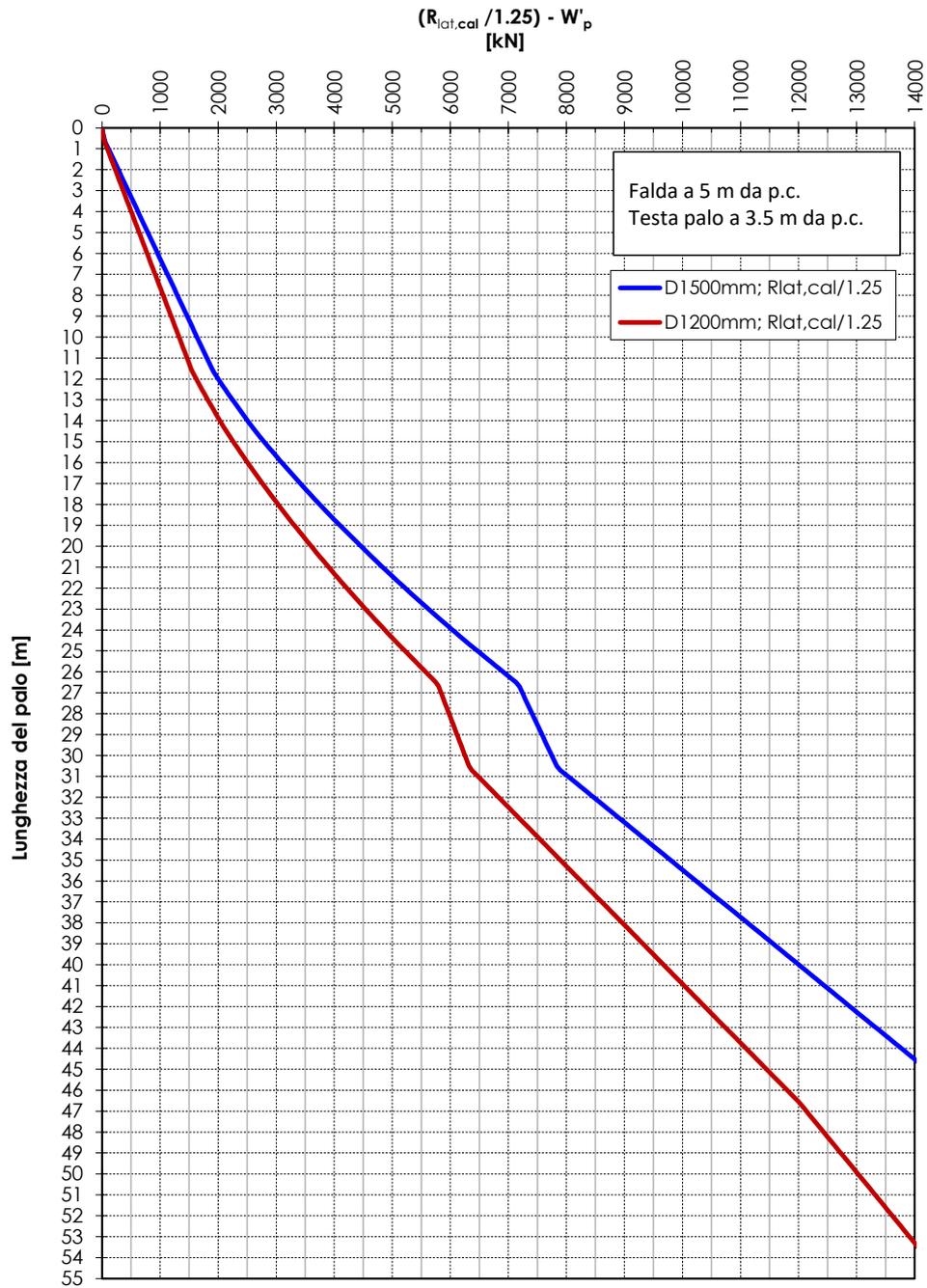
**Figura.4.11: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica statica VI05 da km 0+460 a km 0+627**



**Figura.4.12: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica sismica VI05 da km 0+460 a km 0+627**



**Figura.4.13: Curva:  $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$  in accordo a DA2 per verifica statica e sismica VI05 da km 0+460 a km 0+627**



**Figura.4.14: Curva  $R_{lat,cal} / 1.25 - W'_p$  per verifica SLE combinazione rara VI05 da km 0+460 a km 0+627**

#### 4.6 PILE VIADOTTO VI06 TRA LA PROGRESSIVA KM 3+043 E 3+759

##### 4.6.1 Tipo di palo

Il calcolo della capacità portante del palo singolo è stato eseguito per un palo trivellato, considerando due differenti diametri  $D = 1200$  mm e  $D = 1500$  mm. Testa palo è stata assunta a 3.5 m da p.c.

##### 4.6.2 Stratigrafia, falda e parametri geotecnici

Il calcolo è stato eseguito considerando tre diverse stratigrafie di calcolo suddivise come segue:

- da inizio viadotto fino alla progressiva km 3+200 la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono gli stessi assunti per la prima tratta del viadotto VI05 riportati in Tabella 4.9;
- dalla progressiva km 3+200 alla progressiva km 3+650 la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono gli stessi assunti per la seconda tratta del viadotto VI05 riportati in Tabella 4.10;
- dalla progressiva km 3+650 a fine viadotto, la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono riportati in Tabella 4.11.

**Tabella 4.11: Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo – VI06 da progressiva km 3+650 a fine viadotto**

Da	a	Unità geotecnica	$\gamma$	$\phi'$	Cu
(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)
+21.0	+17.0	R	18.5	28	-
+17.0	-12.0	AL2	18.5	-	120
-12.0	-16.0	GLS	19.0	33	-
-16.0	-34.0	GSL	19.0	34	-
-34.0	in poi	AL3	20.0	-	300

Testa palo è stata assunta a 3.5 m da pc (+17.5 m s.l.m.)

La falda è stata assunta a +16.0 m s.l.m. (si veda Doc.Rif.[17])

##### 4.6.3 Curve di resistenza del palo singolo

Le curve di resistenza di progetto del palo singolo sono state calcolate in accordo ai criteri progettazione agli stati limite secondo la normativa vigente riportati nel paragrafo 4.2.1.1 ed in accordo ai criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.3.

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018.

Di seguito verranno fornite le curve di resistenza comprensive del peso del palo, ovvero:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - (W'_p) \cdot \gamma_{G1}$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

$R_{c,d}$  = Resistenza di progetto a compressione

$R_{t,d}$  = Resistenza di progetto a trazione

$W_p$  = Peso del palo

$W'_p = W_p - W_s$

$W_s$  = Peso del terreno sostituito dal palo

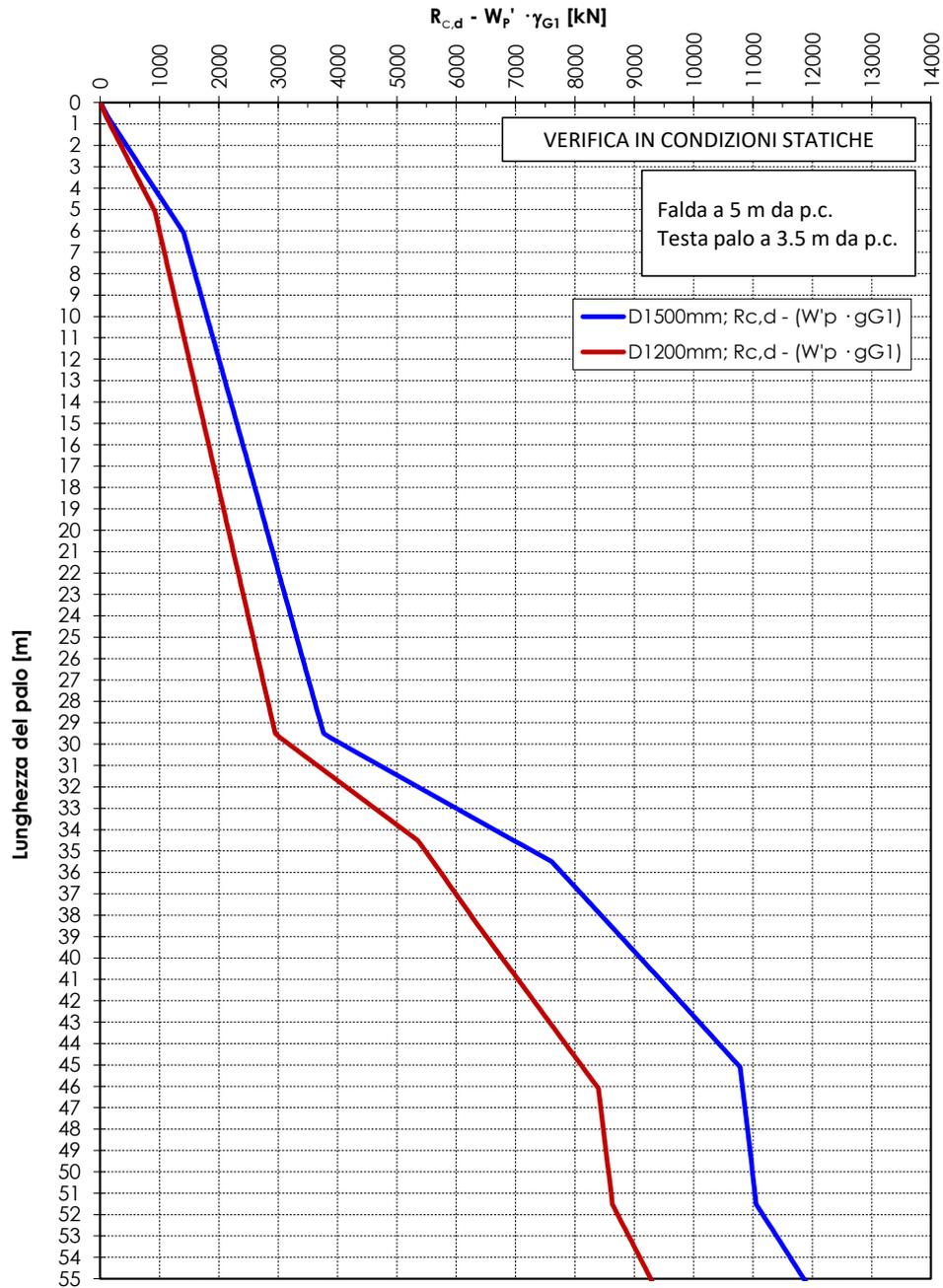
$\gamma_{G1}$  = coefficienti sulle azioni (Tab 6.2. I Doc.Rif.[1])

Nella condizione di resistenza a compressione  $W_p$  è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

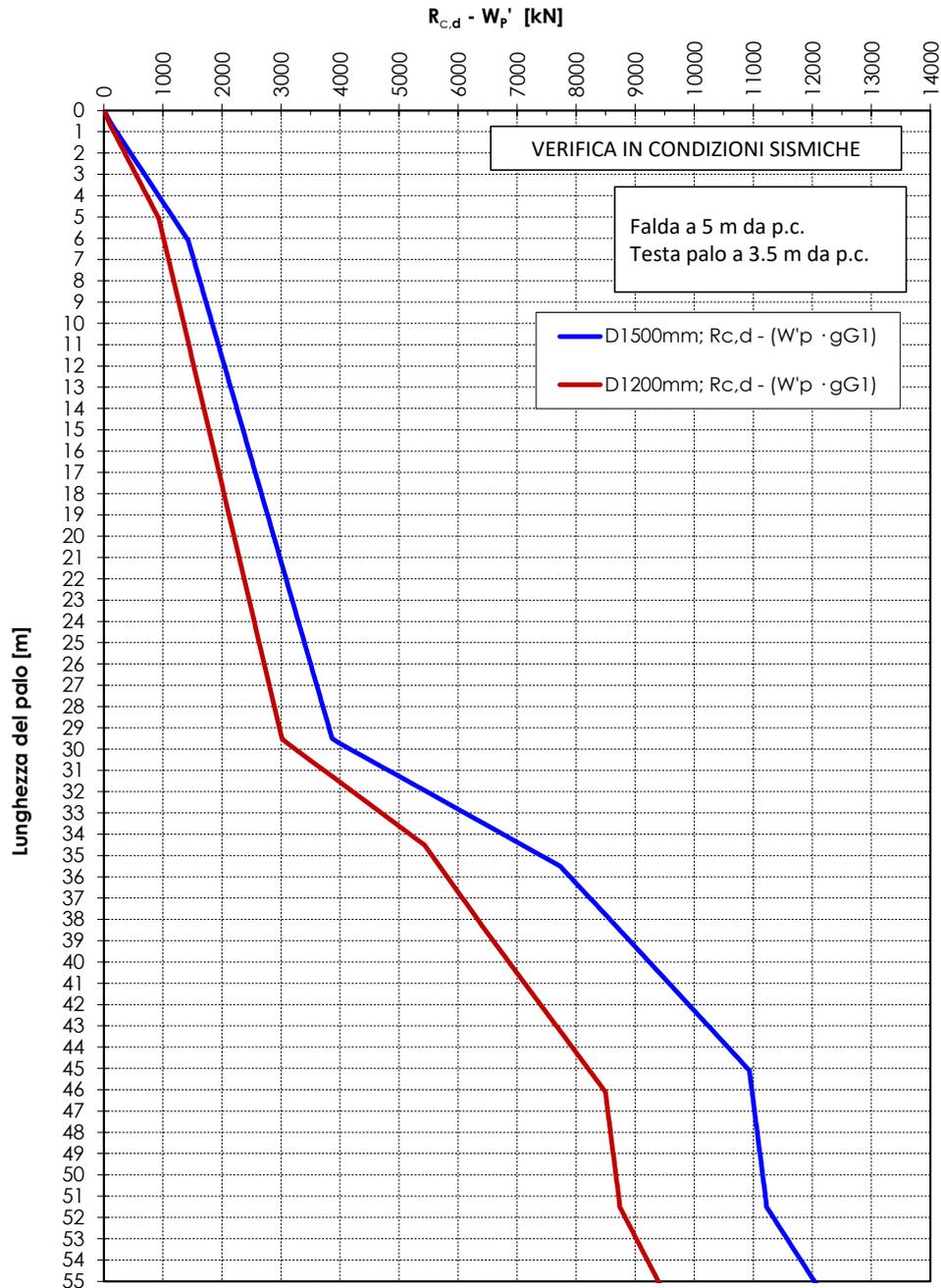
In accordo alle stratigrafie di calcolo riportate nel paragrafo 4.6.2 sono state calcolate le curve di resistenza per ciascuna stratigrafia di calcolo assunta.

- da inizio viadotto fino alla progressiva km 3+200 per le curve di resistenza si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 0, nello specifico:
  - In Figura.4.7 e in Figura.4.8 si riportano le curve  $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$  valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
  - in Figura.4.9 si riporta la curva  $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$  valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
  - Figura.4.10 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo ( $W'_p$ ), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.
- dalla progressiva km 3+200 alla progressiva km 3+650 per le curve di resistenza si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 0, nello specifico:
  - in Figura.4.11 e in Figura.4.12 si riportano le curve  $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$  valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;

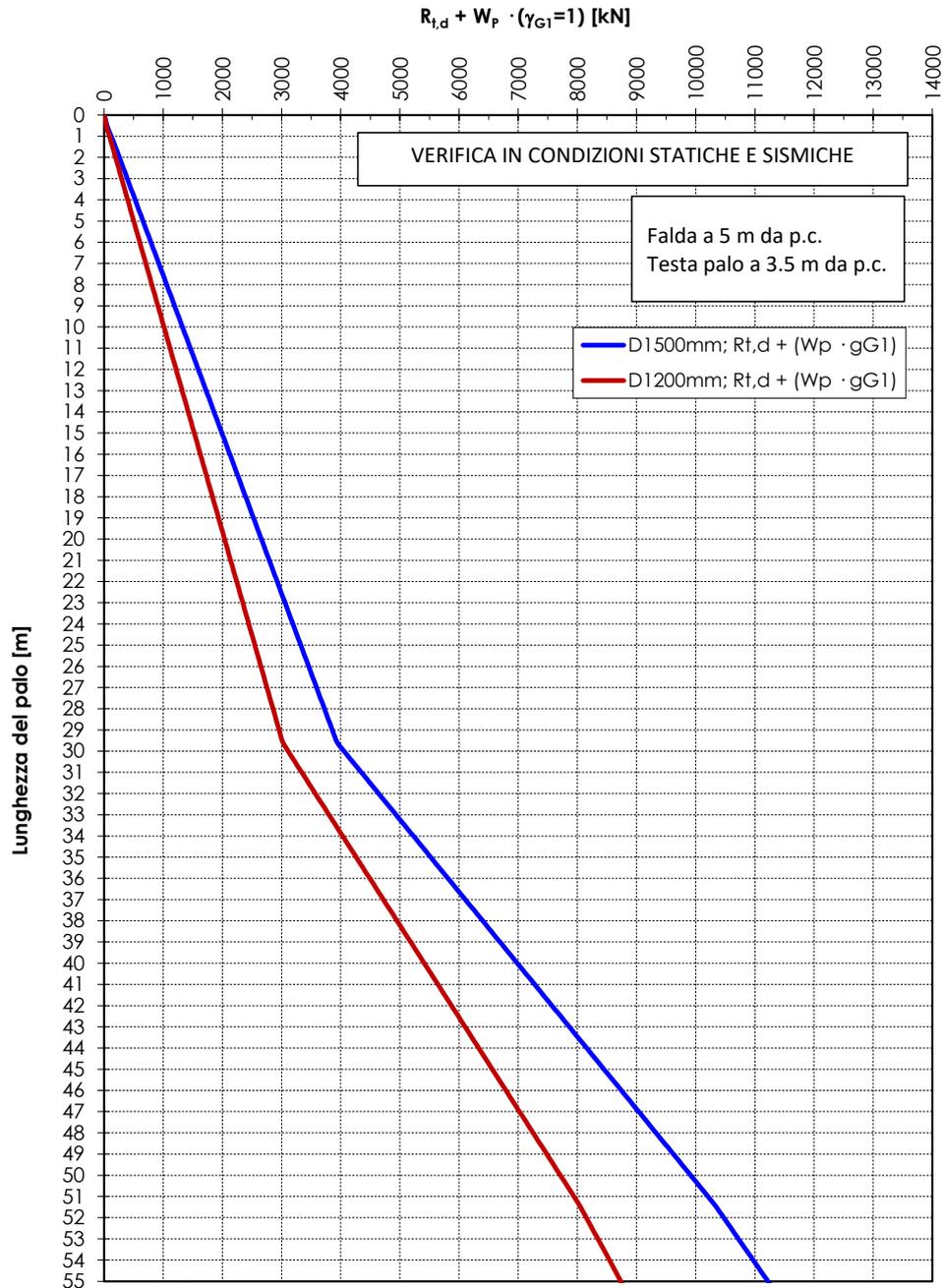
- in Figura.4.13 si riporta la curva  $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$  valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.4.14 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo ( $W'_p$ ), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.
- dalla progressiva km 3+650 a fine viadotto:
  - in Figura.4.15 e in Figura.4.16 si riportano le curve  $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$  valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
  - in Figura.4.17 si riporta la curva  $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$  valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
  - in Figura.4.18 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo ( $W'_p$ ), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.



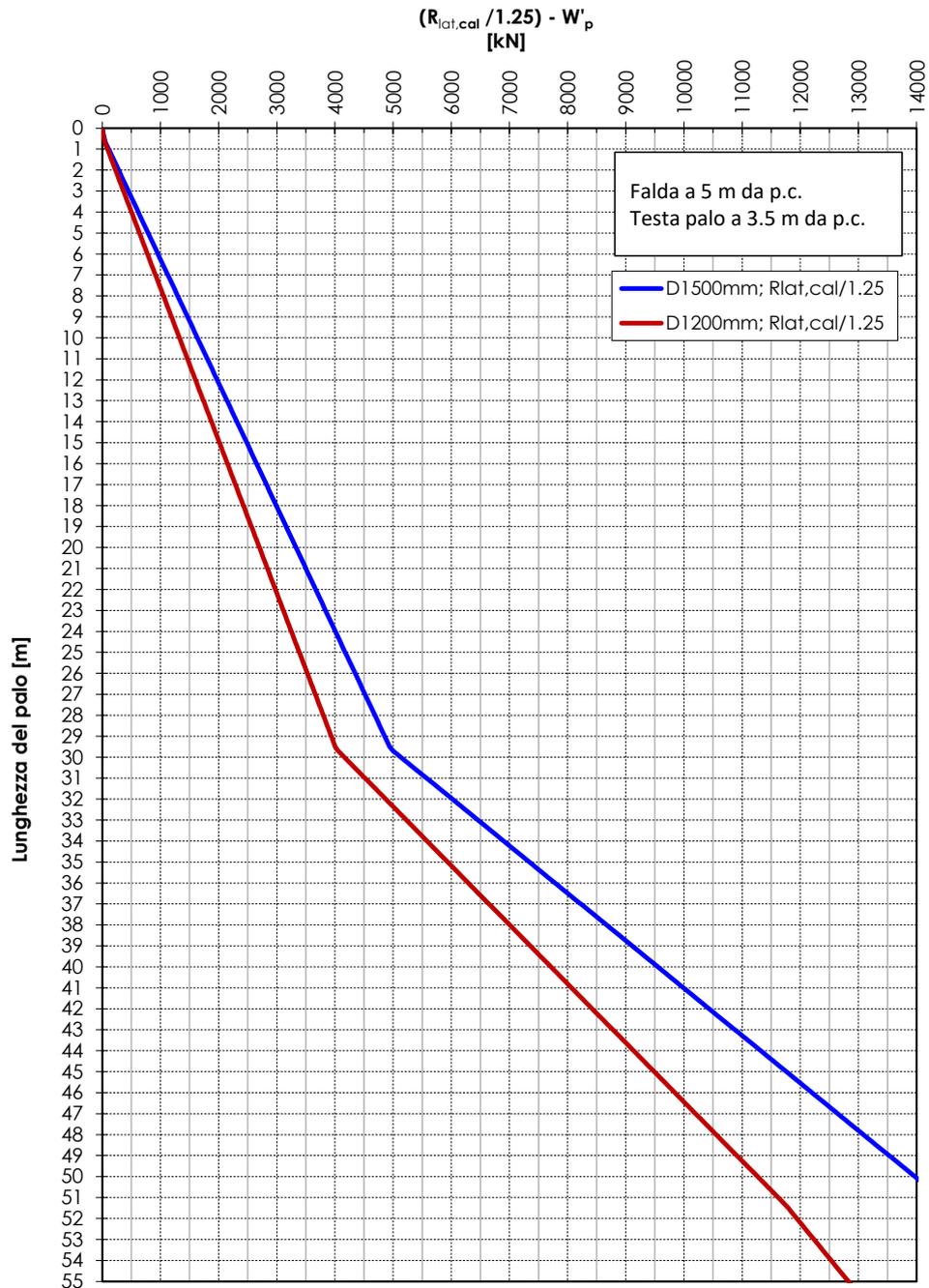
**Figura.4.15: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica statica VI06 da km 3+650 in poi**



**Figura.4.16: Curva:  $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$  in accordo a DA2 per verifica sismica VI06 da km 3+650 in poi**



**Figura.4.17: Curva:  $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$  in accordo a DA2 per verifica statica e sismica VI06 da km 3+650 in poi**



**Figura.4.18: Curva  $R_{lat,cal}/1.25-W'_p$  per verifica SLE combinazione rara VI06 da km 3+650 in poi**

#### **4.7 PILE VIADOTTO VAL D'ALA (VI07) TRA LA PROGRESSIVA KM 3+932 E 3+972 E VIADOTTO NUOVO SMISTAMENTO (VI09) TRA LA PROGRESSIVA KM 3+870 E 3+910**

##### **4.7.1 Tipo di palo**

Il calcolo della capacità portante del palo singolo è stato eseguito per un palo trivellato, considerando due differenti diametri  $D = 1200 \text{ mm}$  e  $D = 1500 \text{ mm}$ . Testa palo è stata assunta a 3.5 m da p.c.

##### **4.7.2 Stratigrafia, falda e parametri geotecnici**

Considerato che i due viadotti si sviluppano in parallelo, il calcolo è stato eseguito considerando un'unica stratigrafia di calcolo. La stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli i sono gli stessi assunti per il viadotto VI06 da progressiva km 3+650 in poi e sono riportati in Tabella 4.11

##### **4.7.3 Curve di resistenza del palo singolo**

Le curve di resistenza di progetto del palo singolo sono state calcolate in accordo ai criteri progettazione agli stati limite secondo la normativa vigente riportati nel paragrafo 4.2.1.1 ed in accordo ai criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.3.

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018.

Di seguito verranno fornite le curve di resistenza comprensive del peso del palo, ovvero:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - ((W'_p) \cdot \gamma_{G1})$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

$R_{c,d}$  = Resistenza di progetto a compressione

$R_{c,d}$  = Resistenza di progetto a trazione

$W_p$  = Peso del palo

$W'_p = W_p - W_s$

$W_s$  = Peso del terreno sostituito dal palo

$\gamma_{G1}$  = coefficienti sulle azioni (Tab 6.2. I Doc.Rif.[1])

Nella condizione di resistenza a compressione  $W_p$  è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

Per le curve di resistenza si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 4.6.3, nello specifico:

- in Figura.4.15 e in Figura.4.16 si riportano le curve  $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$  valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.4.17 si riporta la curva  $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$  valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.4.18 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo ( $W'_p$ ), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.

#### **4.8 AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI PALI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA PALO**

Di seguito si riportano, per ogni viadotto, le azioni assiali massime di compressione agenti sul palo più caricato delle pile di fondazione nelle verifiche SLV (ritenute dimensionanti). Le pile non presenti nelle tabelle saranno previste su fondazioni a pozzo (si veda capitolo successivo). Sulla base di tali carichi sono state valutate le lunghezze di palo, assumendo un palo di diametro  $D=1500\text{mm}$ , riportate nelle tabelle di seguito.

**Tabella 4.12: Azione assiale sul palo più caricato da verifiche SLV e lunghezza di predimensionamento**

Viadotto	Stratigrafia di riferimento (da km a km) in accordo ai paragrafi precedenti	Pile di riferimento	Nmax (kN)	Lpalo (m)
VI04	2+159÷2+683	P1÷P9	10106	48
VI06	3+043÷3+200	P1÷P5	9831	38
	3+200÷3+650	P6, P9, P12, P13, P16	9831	38
	3+650÷3+759	P19	9910	44
VI07	3+932÷3+972	P1, P2	7699	38
VI09	3+870÷3+910	P1, P2	7699	38

## 5 POZZI

### 5.1 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI A POZZO

Il metodo adottato è quello proposto da Jamiolkowski (1968) [12], che ipotizza la fondazione profonda e rigida vincolata al terreno omogeneo, modellabile secondo uno schema alla Winkler.

Il modulo di reazione orizzontale è ipotizzato variabile linearmente con la profondità secondo la relazione:

$$k_y = m_h \cdot z$$

Come criterio di rigidità si adotta quello proposto da Silin e Zavrijev(1962), secondo cui la fondazione può essere ritenuta rigida infinitamente se risulta soddisfatta la condizione:

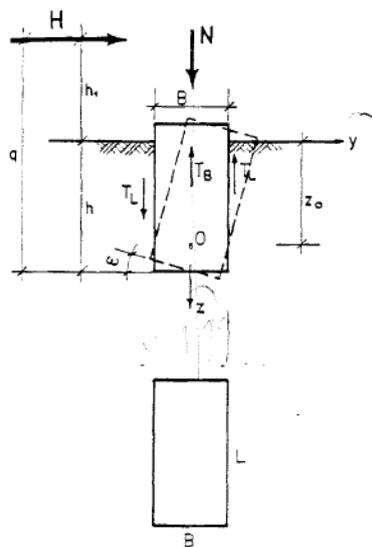
$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m_h \cdot B}{E I}} \leq \frac{2,5}{h}$$

Con:

$B$  lato parallelo alla linea di azione della forza orizzontale  $H$ ;

$m_h$  gradiente di reazione orizzontale;

$E$  ed  $I$  rigidità ed inerzia della fondazione.



**Figura.5.1: Schema di calcolo pozzi di fondazione**

Con la schematizzazione proposta è possibile valutare lo stato di sollecitazione agente, la rotazione e gli spostamenti della fondazione. La risoluzione del problema prevede dunque l'esplicitazione sia del profilo di rotazione/spostamenti lungo il fusto del pozzo sia delle pressioni agenti lungo il fusto ed alla base del pozzo. Si procederà, infine, a verificare la compatibilità delle pressioni con i valori limite di spinta passiva e carico limite verticale rispettivamente per le pressioni orizzontali e verticali (alla base del pozzo).

Imponendo dunque le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione attorno al punto O è possibile determinare le due incognite  $z_0$  e  $w$ : rispettivamente la profondità del punto di rotazione dal p.c. ed il valore della rotazione della fondazione attorno al punto O:

$$z_0 = \frac{\beta \cdot L \cdot h^2 (4q - h) \div 6 W \cdot B}{2 \beta L \cdot h \cdot (3q - h)} \quad (9)$$

$$\text{tg } \omega = \frac{12 \beta \cdot H (3q - h)}{m_h \cdot h (L h^3 \beta + 18 B W)} \quad (10)$$

$$R = \frac{\beta \cdot L h^3 + 18 B W}{2 \beta (3q - h)} \quad (11)$$

Dove

$W$  = momento resistente della fondazione,

$$\beta = k_h / k_v$$

$$k_v = m_v \cdot h$$

È quindi possibile determinare le restanti grandezze che interessano il problema. Le pressioni orizzontali che il pozzo esplica sul terreno si valutano come

$$\sigma_y = \frac{6 H}{R \cdot h} z (z_0 - z)$$

Mentre, le pressioni verticali agenti alla base del pozzo possono esprimersi mediante la seguente relazione:

$$\begin{aligned} \sigma_z \text{ max (min)} &= \sigma_0 \pm \sigma_z = \\ &= \frac{N}{A} \pm \frac{3 \cdot B \cdot H}{\beta \cdot R} \end{aligned}$$

Infine, il momento flettente agente lungo il fusto del pozzo si valuta mediante l'espressione

$$M_z = H (h_1 + z) - \int_0^z \sigma_y \cdot L (z_0 - z) dz =$$

$$= H \left\{ h_1 + z \left[ 1 - \frac{L z^2}{2 R \cdot h} (2 z_0 - z) \right] \right\}.$$

Per la verifica di stabilità del pozzo di fondazione dovranno essere soddisfatte le seguenti condizioni.  
Le pressioni orizzontali devono soddisfare il requisito

$$\sigma_y(z) \leq \frac{P_{lim}}{F_y}$$

Essendo:

$F_y$  coefficiente di sicurezza;

$P_{lim} = (k_p) s'_v(z) + 2c' (k_p)^{0.5}$  in tensioni efficaci;

$P_{lim} = s_v(z) + 2c_u$  in tensioni totali;

$k_p$  e  $k_a$  coefficienti di spinta passiva e attiva.

Le pressioni verticali agenti alla base del pozzo devono soddisfare il requisito

$$\sigma_z(z = h) \leq \frac{q_{lim}}{F_z}$$

Con:

$F_z$  coefficiente di sicurezza;

$q_{lim}$  valore di pressione limite determinato tramite la formulazione di Brinch-Hansen (1970) per terreni incoerenti e coesivi.

## 5.2 STIMA DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DEL SOTTOFONDO

Secondo quanto proposto da Terzaghi (1955) il valore del gradiente  $m_h$  può essere determinato come segue:

$$m_h \cdot z = \frac{\varphi \cdot \gamma \cdot z}{L \cdot 1,35}$$

Essendo:

$\gamma$  il peso di volume del terreno (da considerarsi immerso de sotto falda);

$L$  il lato della fondazione perpendicolare alla direzione dell'azione;

$\varphi$  una costante adimensionale che assume i seguenti valori

Sabbie sciolte ( $N_{SPF} \lesssim 10$ colpi/piede)	Sabbie mediamente dense ( $10 \gtrsim N_{SPF} < 30$ )	Sabbie dense ( $N_{SPF} \gtrsim 30$ )
$0 < D_R \leq 0,33$	$0,33 < D_R \leq 0,67$	$0,67 < D_R \leq 1,0$
$100 < \varphi < 300$	$300 \leq \varphi < 1000$	$1000 \leq \varphi < 2000$

essendo  $D_R =$  densità relativa  
definita come  $\frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$ .

Da letteratura [12] il valore del gradiente  $m_h$  può essere preso come segue per terreni granulari:

Sabbie medie e fini sciolte

$$200 \leq m_h \leq 400 \text{ t/m}^2$$

Idem mediamente dense

$$400 \leq m_h \leq 600 \text{ t/m}^2$$

Sabbie grossolane mediane dense

$$600 \leq m_h \leq 1000 \text{ t/m}^2$$

Sabbie con ghiaie e ghiaie

$$1000 \leq m_h \leq 2000 \text{ t/m}^2$$

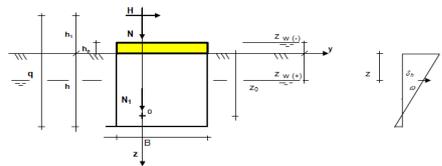
Il valore del gradiente per il caso in esame è stato dunque assunto cautelativamente pari a 2000 kN/m<sup>4</sup> (200 t/m<sup>4</sup>). Il coefficiente di reazione verticale  $k_v$  è quindi stimato pari al prodotto del gradiente per la profondità pari alla quota della base del pozzo.

### 5.3 VI04 – PILE P10 E P11

Si riporta a seguire la verifica dei pozzi di fondazione in oggetto allo SLV. Il peso specifico e l'angolo d'attrito considerati lungo il fusto del palo sono stati presi cautelativamente pari a  $19\text{kN/m}^3$  e  $29^\circ$ . Alla base sono stati considerati, rispettivamente,  $19.5\text{kN/m}^3$  e  $33^\circ$  appartenenti all'unità geotecnica GSL.

#### 1 - Geometria Fondazione

OPERA  
VI04 - Pila P10  
e P11



B (/asse x)	17.00	m	Larghezza
L (/asse y)	19.60	m	Lunghezza
h	40.00	m	Altezza interrata
h <sub>p</sub>	0.00	m	Altezza del plinto fuori terra
A <sub>b</sub>	333.20	m <sup>2</sup>	Area di base
I <sub>x</sub>	8 024.57	m <sup>4</sup>	Inerzia sezione
I <sub>y</sub>	10 666.84	m <sup>4</sup>	Inerzia sezione
E	10 000 000.00	kPa	Modulo di rigidità
W <sub>x</sub>	944.07	m <sup>3</sup>	Momento resistente
W <sub>y</sub>	1 088.45	m <sup>3</sup>	Momento resistente

#### 2 - Parametri di progetto del Terreno - coefficienti parziali M1

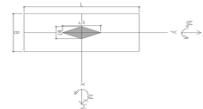
	Laterale	Base		gM1
$\gamma$	19.00	19.50	kN/m <sup>3</sup>	1.00
c'	0.00	0.00	kPa	1.00
$\varphi'$	29.00	33.00	°	1.00
k <sub>p</sub>	2.88	-	-	-
mh	2 000	-	kN/m <sup>4</sup>	-
mv	-	#RIF!	kN/m <sup>4</sup>	-

#### 3 - Fondazione rigida

2.5/h	0.06	-
$((m_1 \cdot B) / (E \cdot I))^{1/5}$	0.05	-
Check	ok	-

#### 4 - Azioni ad intradosso plinto

N <sub>tot</sub>	135 516.00	kN
M <sub>x,tot</sub>	689 529.00	kNm
M <sub>y,tot</sub>	898 198.00	kNm
T <sub>x,tot</sub>	54 474.00	kN
T <sub>y,tot</sub>	44 260.00	kN



#### 5 - Determinazione incognite z<sub>0</sub> e w

	Direzione x	Direzione y	
q	56.49	55.58	m
R	5 960.21	5 807.32	-
tgw	0.00	0.00	-
$\omega$	0.04	0.03	°
z <sub>0</sub>	29.20	29.51	m

#### 6 - Valore delle massime sollecitazioni

N <sub>max</sub>	527 026.00	kN	z =	47.00
M <sub>max,y</sub>	1 387 308.68	kNm	z =	15.00
T <sub>max,x</sub>	117 765.21	kN	z =	47.00
M <sub>max,x</sub>	1 112 779.26	kNm	z =	15.00
T <sub>max,y</sub>	83 326.01	kN	z =	47.00

#### 7 - Valore delle sollecitazioni alla base

N <sub>b</sub>	527 026.00	kN	
M <sub>b,y</sub>	807 834.45	kNm	
M <sub>b,x</sub>	747 485.62	kNm	
N <sub>w</sub>	143 276.00	kN	Sottospinta idraulica

### 8- Sollecitazioni lungo il fusto

N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>tot</sub> (kNm)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>tot</sub> (kN)	z (m)
135 516.00	689529	898198	1 132 347.07	54474	44260	70 188.06	7.00
204 932.67	1010850	1287268	1 636 727.48	32413	28093	42 893.04	8.33
216 039.33	1045165	1326206	1 688 547.10	25905	23313	34 850.15	9.67
227 146.00	1072861	1356137	1 729 202.07	18925	18181	26 242.98	11.00
238 252.67	1093532	1376519	1 758 015.04	11601	12789	17 267.15	12.33
249 359.33	1106892	1386978	1 774 518.58	4061	7230	8 292.70	13.67
260 466.00	1112779	1387309	1 778 455.25	-3569	1596	3 909.20	15.00
271 572.67	1111155	1377478	1 769 777.67	-11160	-4021	11 862.30	16.33
282 679.33	1102104	1357623	1 748 648.67	-18586	-9530	20 886.47	17.67
293 786.00	1085831	1328047	1 715 441.31	-25718	-14837	29 691.49	19.00
304 892.67	1062668	1289227	1 670 739.11	-32431	-19852	38 024.31	20.33
315 999.33	1033065	1241808	1 615 336.15	-38596	-24481	45 704.65	21.67
327 106.00	997598	1186606	1 550 237.27	-44085	-28632	52 567.03	23.00
338 212.67	956966	1124604	1 476 658.20	-48772	-32214	58 450.52	24.33
349 319.33	911989	1056959	1 396 025.65	-52530	-35134	63 196.02	25.67
360 426.00	863611	984995	1 309 977.27	-55230	-37300	66 645.22	27.00
371 532.67	812899	910207	1 220 361.26	-56745	-38620	68 640.27	28.33
382 639.33	761041	834259	1 129 235.19	-56948	-39002	69 023.53	29.67
393 746.00	709351	758985	1 038 863.78	-55712	-38354	67 637.50	31.00
404 852.67	659264	686390	951 714.27	-52909	-36583	64 324.79	32.33
415 959.33	612337	618647	870 448.67	-48412	-33598	58 928.03	33.67
427 066.00	570251	558101	797 911.72	-42093	-29306	51 289.90	35.00
438 172.67	534810	507265	737 115.91	-33826	-23615	41 253.13	36.33
449 279.33	507941	468822	691 229.91	-23481	-16433	28 660.42	37.67
460 386.00	491693	445627	663 585.29	-10934	-7668	13 354.54	39.00
471 492.67	488238	440702	657 719.08	3945	2772	4 821.78	40.33
482 599.33	499871	457240	677 450.78	21283	14980	26 025.78	41.67
493 706.00	529010	498605	726 951.51	41206	29047	50 414.69	43.00
504 812.67	578196	568329	810 745.47	63843	45065	78 145.74	44.33
515 919.33	650092	670115	933 634.57	89320	63128	109 376.17	45.67
527 026.00	747486	807834	1 100 604.95	17765	83326	144 263.19	47.00

N <sub>max</sub>	527 026.00	kN	z=	1 100 604.95
M <sub>max</sub>	1 778 455.25	kNm	z=	1 596.04
T <sub>max</sub>	144 263.19	kN	z=	47.00

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

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
NR4E 21R09 CL VI0002001 A 57 di 98

**9- Verifica Pressioni orizzontali (x/B - y/L)**

$s_x$ (kPa)	$s_y$ (kPa)	$S_{h,lim}$ (kPa)	check $s_x$	check $s_y$	z (m)
213.05	180.16	296.85	ok	ok	7.00
238.40	201.78	331.44	ok	ok	8.33
258.87	219.33	366.02	ok	ok	9.67
274.47	232.81	400.61	ok	ok	11.00
285.20	242.23	435.19	ok	ok	12.33
291.05	247.59	469.78	ok	ok	13.67
292.03	248.88	504.36	ok	ok	15.00
288.13	246.10	538.95	ok	ok	16.33
279.36	239.27	573.53	ok	ok	17.67
265.71	228.36	608.11	ok	ok	19.00
247.19	213.39	642.70	ok	ok	20.33
223.79	194.36	677.28	ok	ok	21.67
195.52	171.26	711.87	ok	ok	23.00
162.38	144.10	746.45	ok	ok	24.33
124.36	112.87	781.04	ok	ok	25.67
81.46	77.58	815.62	ok	ok	27.00
33.69	38.22	850.21	ok	ok	28.33
-18.95	-5.20	884.79	ok	ok	29.67
-76.47	-52.68	919.38	ok	ok	31.00
-138.86	-104.24	953.96	ok	ok	32.33
-206.12	-159.85	988.55	ok	ok	33.67
-278.26	-219.53	1 023.13	ok	ok	35.00
-355.28	-283.28	1 057.72	ok	ok	36.33
-437.17	-351.09	1 092.30	ok	ok	37.67
-523.93	-422.96	1 126.89	ok	ok	39.00
-615.57	-498.90	1 161.47	ok	ok	40.33
-712.08	-578.91	1 196.05	ok	ok	41.67
-813.47	-662.98	1 230.64	ok	ok	43.00
-919.73	-751.11	1 265.22	ok	ok	44.33
-1 030.87	-843.31	1 299.81	ok	ok	45.67
-1 146.88	-939.57	1 334.39	ok	ok	47.00

**10- Verifica GEOTECNICA (Brinch-Hansen)**

Tensione verticale alla base

q 463.00 kN/mq

Fattori di portanza (tensioni efficaci)

$N_q$  26.09 -

$N_c$  38.64 -

$N_g$  34.54 -

Eccentricità di base  $e_b = M_b / N_b$

$e_{bx}$  1.53 m

$e_{by}$  1.42 m

Dimensioni della fondazione ridotta equivalente

B' 13.93 m

L' 16.76 m

A' 233.59 mq

Coefficienti di forma (tensioni efficaci)

$s_q$  1.59 -

$s_c$  1.48 -

$s_g$  0.65 -

Azioni alla base

$N_b$  527 026.00 kN

$N_w$  143 276.00 kN

$N_{ed} = N_b - N_w$  383 750.00 kN

Verifica di portanza alla base

$q_{lim}$  19 376.24 kPa

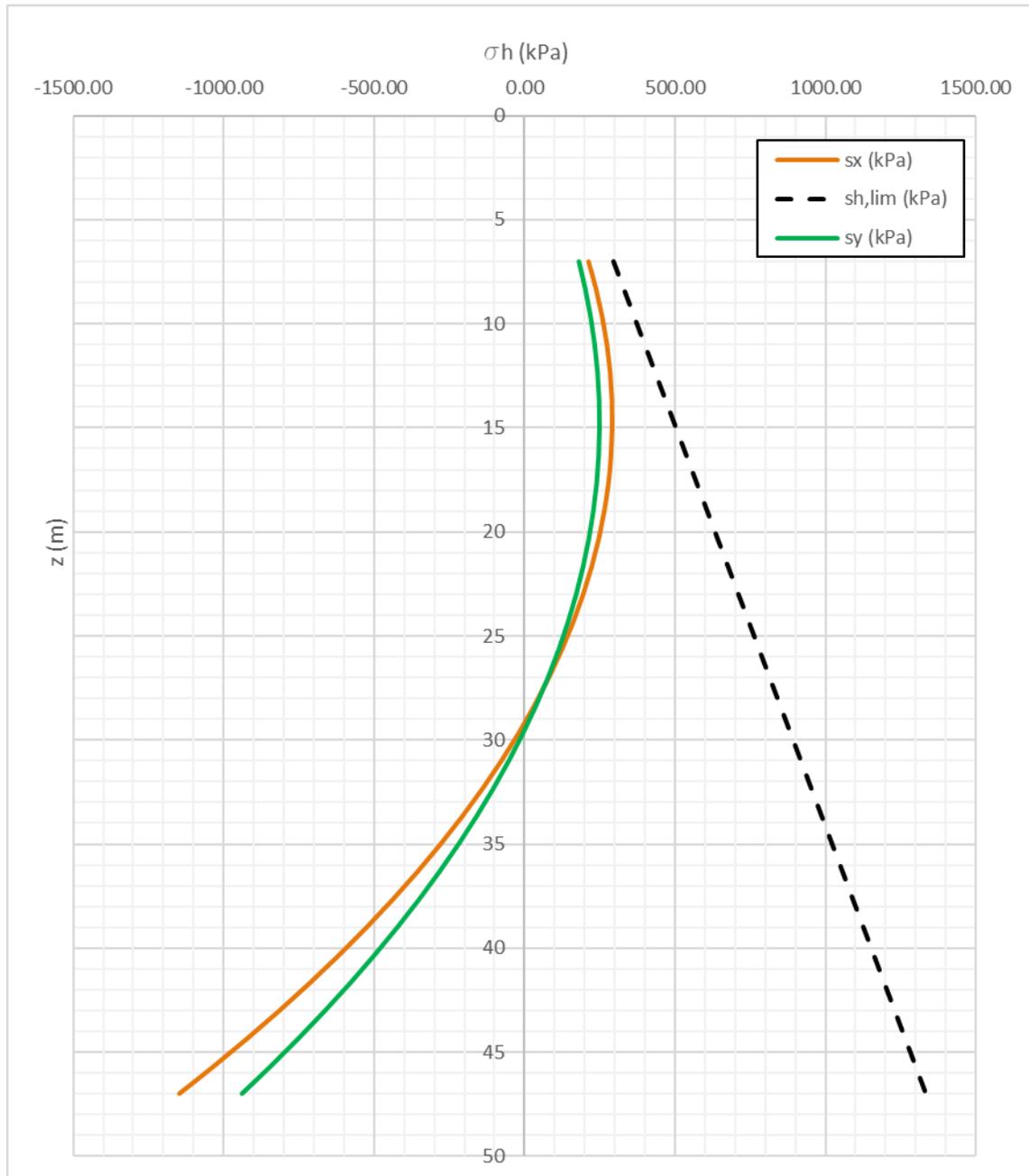
$N_{lim}$  4 526 040.07 kN

FS 2.3

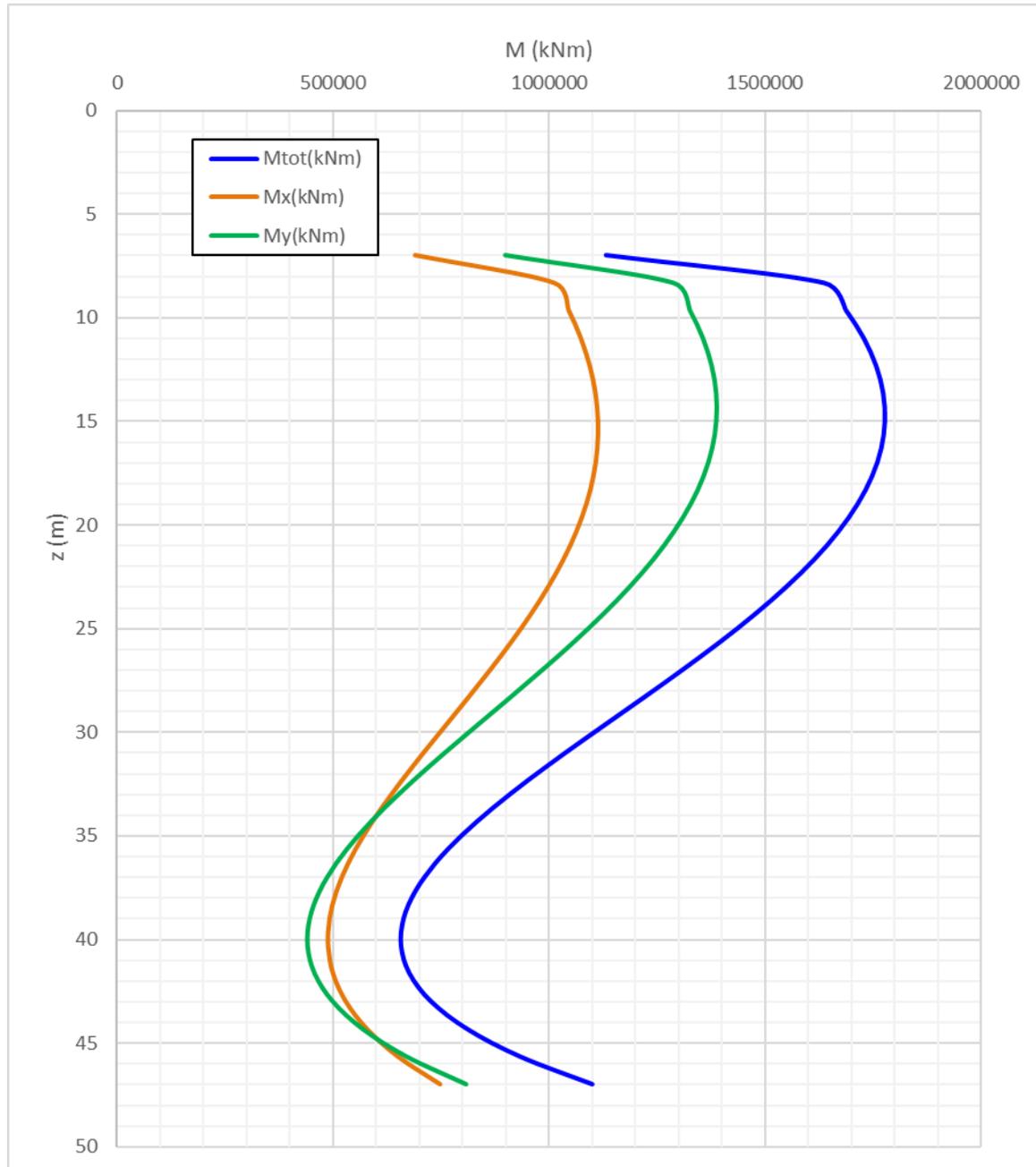
$N_{lim,d} / N_{ed}$  5.13

**OK**

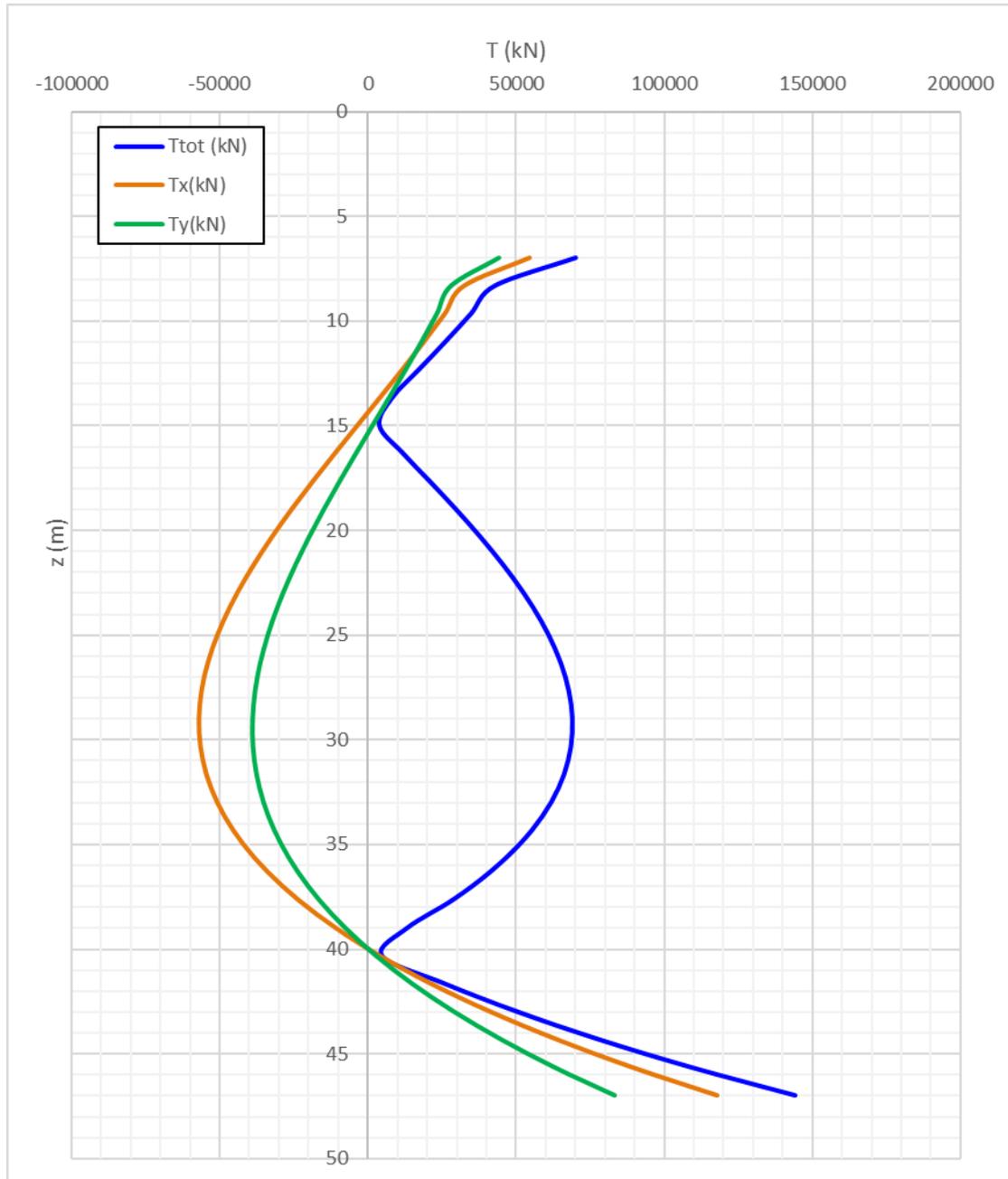
Si riportano i diagrammi delle pressioni e delle sollecitazioni lungo il fusto del pozzo



**Figura 22: VI04 - pressioni orizzontali e pressione limite**



**Figura 23: VI04 - momento flettente lungo l'asse del pozzo**

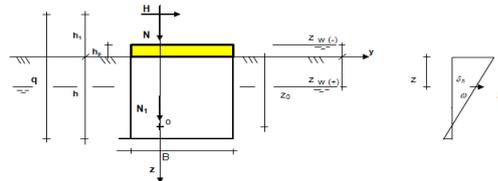


**Figura 24: VI04 - taglio lungo l'asse del pozzo**

A seguire la verifica allo SLU in presenza di scalzamento di 14.6 m

### 1 - Geometria Fondazione

**OPERA**  
VI04 - Pila P10  
e P11



B (/asse x)	17.00	m	Larghezza
L (/asse y)	19.60	m	Lunghezza
h	25.40	m	Altezza interrata
h <sub>p</sub>	14.60	m	Altezza del plinto fuori terra
A <sub>b</sub>	333.20	mq	Area di base
I <sub>x</sub>	8 024.57	m <sup>4</sup>	Inerzia sezione
I <sub>y</sub>	10 666.84	m <sup>4</sup>	Inerzia sezione
E	10 000 000.00	kPa	Modulo di rigidità
W <sub>x</sub>	944.07	m <sup>3</sup>	Momento resistente
W <sub>y</sub>	1 088.45	m <sup>3</sup>	Momento resistente

### 2 - Parametri di progetto del Terreno - coefficienti parziali M1

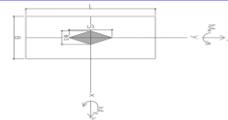
	Laterale	Base		gM1
$\gamma$	19.00	19.50	kN/m <sup>3</sup>	1.00
c'	0.00	0.00	kPa	1.00
$\varphi'$	29.00	33.00	°	1.00
k <sub>p</sub>	1.94	-	-	-
mh	2 000	-	kN/m <sup>4</sup>	-
mv	-	#RIF!	kN/m <sup>4</sup>	-

### 3 - Fondazione rigida

2.5/h	0.10	-
$((m_b \cdot B) / (E \cdot I))^{1/5}$	0.05	-
Check	<b>ok</b>	-

### 4 - Azioni ad intradosso plinto

N <sub>tot</sub>	286 976.12	kN
M <sub>x,tot</sub>	113 253.80	kNm
M <sub>y,tot</sub>	214 716.60	kNm
T <sub>x,tot</sub>	5 596.00	kN
T <sub>y,tot</sub>	2 458.00	kN



### 5 - Determinazione incognite z<sub>0</sub> e w

	Direzione x	Direzione y	
q	63.77	71.48	m
R	2 339.00	2 136.53	-
tgw	0.00	0.00	-
$\omega$	0.02	0.01	°
z <sub>0</sub>	18.50	18.58	m

### 6 - Valore delle massime sollecitazioni

N <sub>max</sub>	498 558.12	kN	z=	25.40
M <sub>max,y</sub>	246 189.34	kNm	z=	9.31
T <sub>max,x</sub>	5 596.00	kN	z=	0.00
M <sub>max,x</sub>	127 483.75	kNm	z=	9.31
T <sub>max,y</sub>	2 458.00	kN	z=	0.00

### 7- Valore delle sollecitazioni alla base

N <sub>b</sub>	498 558.12	kN	
M <sub>b,y</sub>	181 403.81	kNm	
M <sub>b,x</sub>	101 459.89	kNm	
N <sub>w</sub>	71 304.80	kN	Sottospinta idraulica

### 8- Sollecitazioni lungo il fusto

N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>tot</sub> (kNm)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>tot</sub> (kN)	z (m)
286 976.12	77367	133015	153 878.66	5596	2458	6 112.04	0.00
294 028.85	115326	219434	247 894.32	5525	2428	6 034.84	0.85
301 081.59	117350	224034	252 907.69	5320	2342	5 812.98	1.69
308 134.32	119279	228409	257 678.41	4995	2206	5 461.01	2.54
315 187.05	121073	232463	262 102.71	4564	2025	4 993.51	3.39
322 239.79	122697	236112	266 089.12	4040	1806	4 425.07	4.23
329 292.52	124121	239282	269 558.45	3436	1552	3 770.27	5.08
336 345.25	125318	241911	272 443.81	2766	1271	3 043.74	5.93
343 397.99	126267	243950	274 690.62	2043	967	2 260.17	6.77
350 450.72	126951	245359	276 256.61	1280	647	1 434.60	7.62
357 503.45	127359	246111	277 111.84	492	316	584.73	8.47
364 556.19	127484	246189	277 238.70	-308	-21	309.08	9.31
371 608.92	127323	245589	276 631.91	-1108	-358	1 164.35	10.16
378 661.65	126879	244317	275 298.52	-1893	-689	2 014.56	11.01
385 714.39	126160	242391	273 257.90	-2650	-1008	2 835.74	11.85
392 767.12	125177	239841	270 541.75	-3366	-1311	3 612.56	12.70
399 819.85	123946	236707	267 194.09	-4027	-1591	4 330.27	13.55
406 872.59	122490	233040	263 271.25	-4620	-1843	4 974.23	14.39
413 925.32	120835	228906	258 841.85	-5131	-2061	5 529.84	15.24
420 978.05	119012	224378	253 986.81	-5548	-2239	5 982.50	16.09
428 030.79	117056	219543	248 799.31	-5855	-2373	6 317.65	16.93
435 083.52	115008	214498	243 384.74	-6040	-2456	6 520.71	17.78
442 136.25	112913	209353	237 860.75	-6090	-2483	6 577.11	18.63
449 188.99	110821	204227	232 357.12	-5992	-2448	6 472.27	19.47
456 241.72	108787	199253	227 015.79	-5730	-2345	6 191.63	20.32
463 294.45	106870	194573	221 990.81	-5293	-2170	5 720.61	21.17
470 347.19	105135	190343	217 448.32	-4667	-1916	5 044.65	22.01
477 399.92	103650	186728	213 566.52	-3838	-1577	4 149.18	22.86
484 452.65	102490	183905	210 535.74	-2793	-1149	3 019.63	23.71
491 505.39	101732	182064	208 558.49	-1518	-625	1 641.42	24.55
498 558.12	101460	181404	207 849.59	0	0	0.00	25.40

N <sub>max</sub>	498 558.12	kN	z=	207 849.59
M <sub>max</sub>	277 238.70	kNm	z=	-21.26
T <sub>max</sub>	6 577.11	kN	z=	18.63

**9- Verifica Pressioni orizzontali (x/B - y/L)**

$s_x$ (kPa)	$s_y$ (kPa)	$s_{h,lim}$ (kPa)	check $s_x$	check $s_y$	z (m)
0.00	0.00	0.00	ok	ok	0.00
8.45	4.08	31.22	ok	ok	0.85
16.08	7.77	62.45	ok	ok	1.69
22.91	11.07	93.67	ok	ok	2.54
28.93	13.99	124.90	ok	ok	3.39
34.13	16.51	151.59	ok	ok	4.23
38.53	18.64	166.39	ok	ok	5.08
42.11	20.38	181.18	ok	ok	5.93
44.89	21.74	195.97	ok	ok	6.77
46.85	22.70	210.76	ok	ok	7.62
48.01	23.28	225.55	ok	ok	8.47
48.35	23.46	240.34	ok	ok	9.31
47.88	23.26	255.13	ok	ok	10.16
46.61	22.66	269.92	ok	ok	11.01
44.52	21.68	284.71	ok	ok	11.85
41.62	20.30	299.50	ok	ok	12.70
37.92	18.54	314.29	ok	ok	13.55
33.40	16.39	329.08	ok	ok	14.39
28.07	13.84	343.87	ok	ok	15.24
21.94	10.91	358.66	ok	ok	16.09
14.99	7.59	373.45	ok	ok	16.93
7.23	3.88	388.24	ok	ok	17.78
-1.34	-0.22	403.04	ok	ok	18.63
-10.72	-4.71	417.83	ok	ok	19.47
-20.91	-9.59	432.62	ok	ok	20.32
-31.91	-14.86	447.41	ok	ok	21.17
-43.72	-20.52	462.20	ok	ok	22.01
-56.34	-26.57	476.99	ok	ok	22.86
-69.77	-33.01	491.78	ok	ok	23.71
-84.01	-39.84	506.57	ok	ok	24.55
-99.06	-47.06	521.36	ok	ok	25.40

**10- Verifica GEOTECNICA (Brinch-Hansen)**

Tensione verticale alla base

q 268.60 kN/mq

Fattori di portanza (tensioni efficaci)

$N_q$  26.09 -

$N_c$  38.64 -

$N_g$  34.54 -

Eccentricità di base  $e_b = M_b / N_b$

$e_{bx}$  0.36 m

$e_{by}$  0.20 m

Dimensioni della fondazione ridotta equivalente

B' 16.27 m

L' 19.19 m

A' 312.31 mq

Coefficienti di forma (tensioni efficaci)

$s_q$  1.59 -

$s_c$  1.48 -

$s_g$  0.65 -

Azioni alla base

$N_b$  498 558.12 kN

$N_w$  71 304.80 kN

$N_{ed} = N_b - N_w$  427 253.32 kN

Verifica di portanza alla base

$q_{lim}$  11 333.07 kPa

$N_{lim}$  3 539 472.97 kN

FS 2.3

$N_{lim,d} / N_{ed}$  3.60

**OK**

Si riportano i diagrammi delle pressioni e delle sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

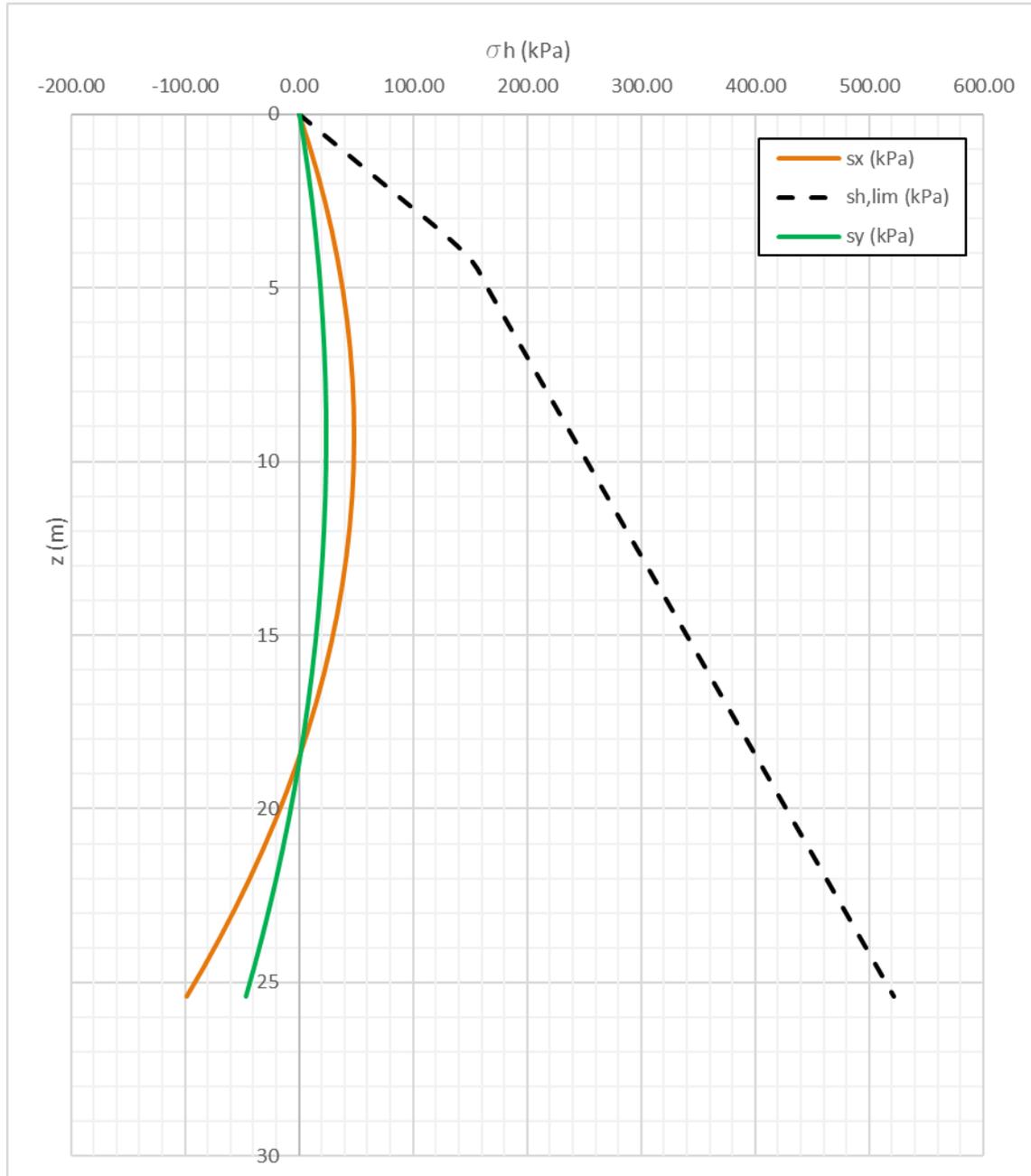
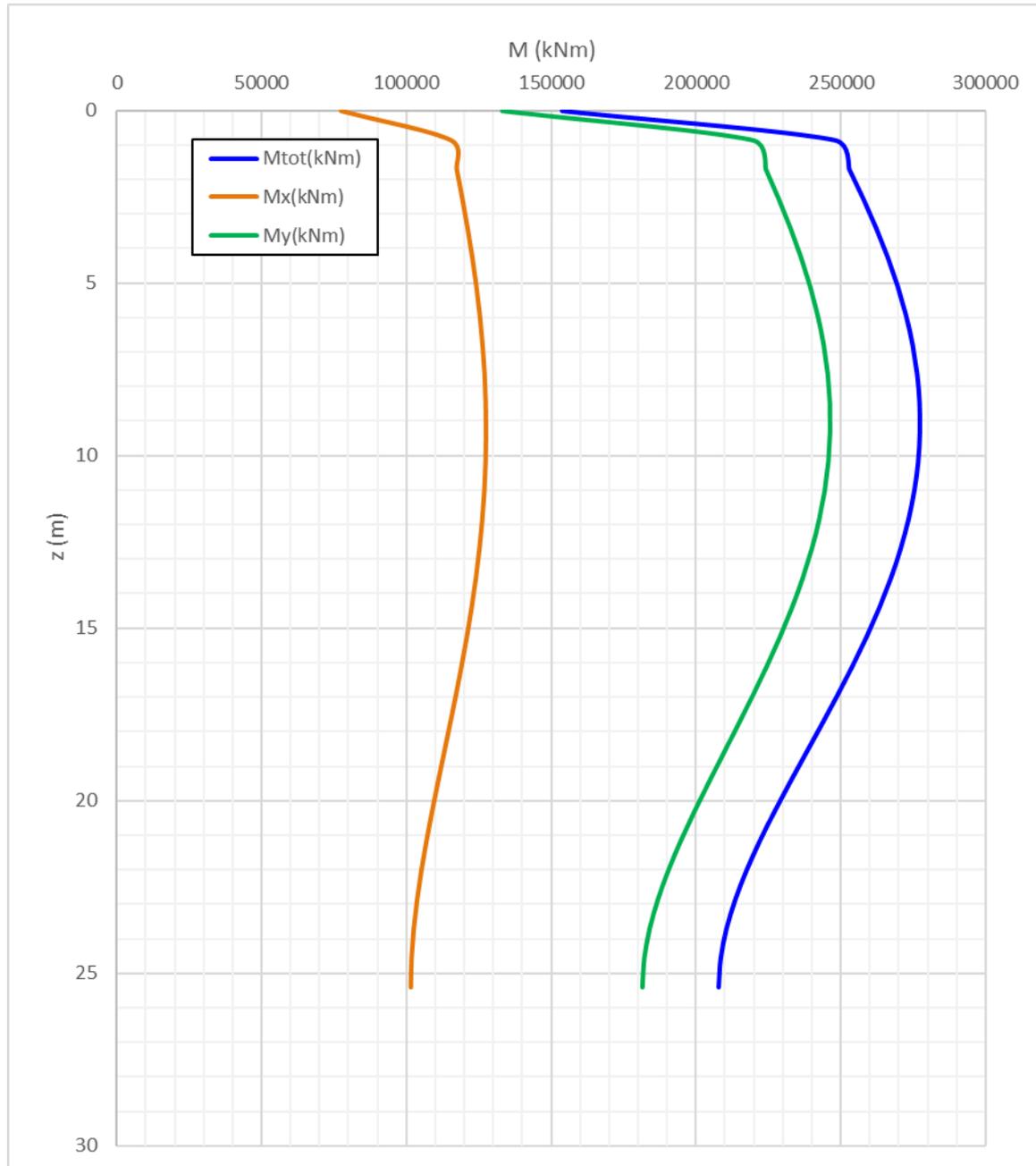
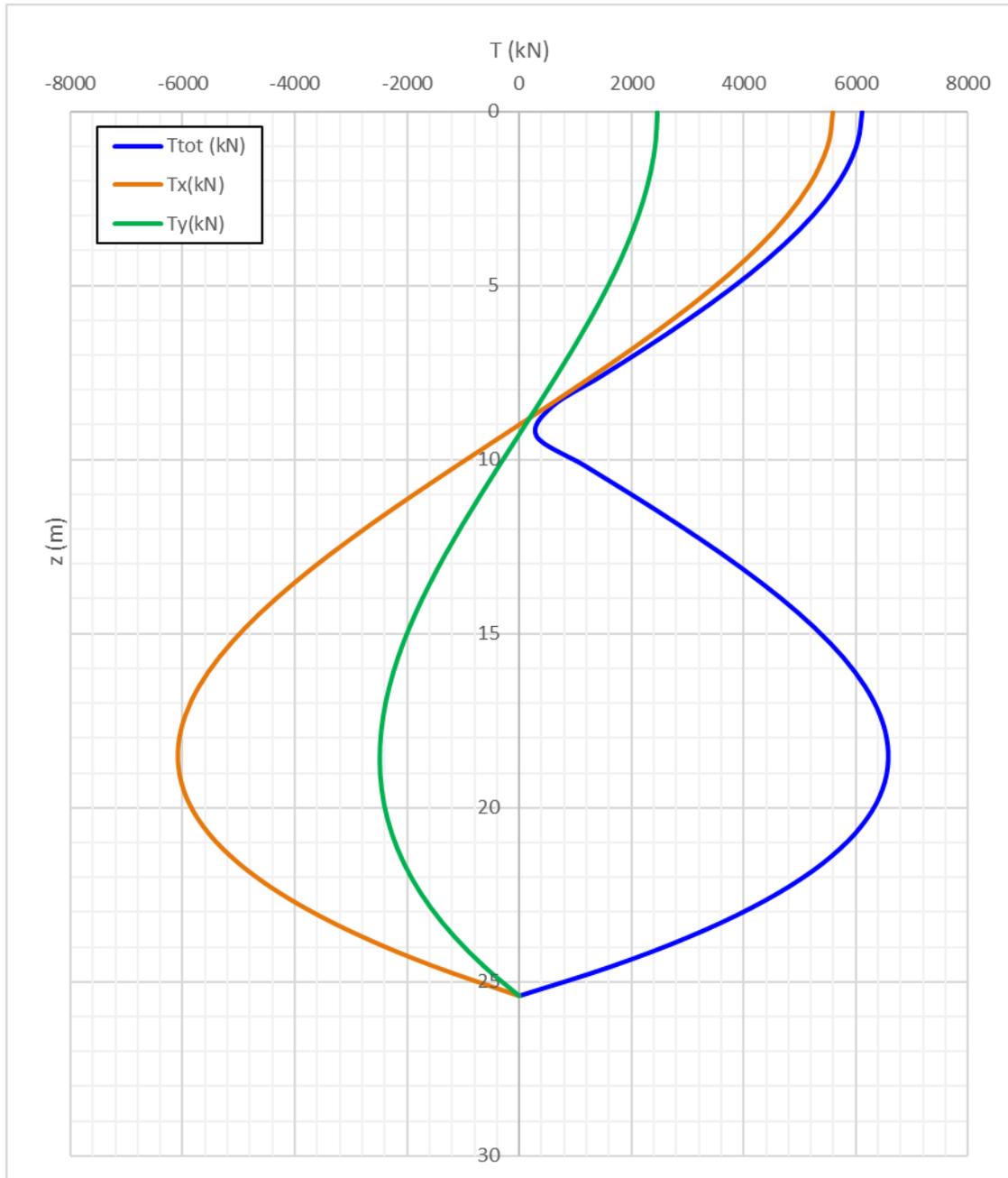


Figura 25: VI04 (scalzamento) - pressioni orizzontali e pressione limite



**Figura 26: VI04 (scalzamento) - momento flettente lungo l'asse del pozzo**



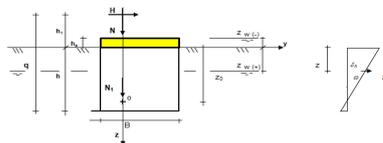
**Figura 27: VI04 (scalzamento) - taglio lungo l'asse del pozzo**

## 5.4 VI06 – PILE P7, P8, P10, P11, P14, P15, P17, P18

A seguire la verifica allo SLV delle pile in oggetto. Il peso specifico e l'angolo d'attrito considerati lungo il fusto del palo sono stati presi cautelativamente pari a  $19\text{kN/m}^3$  e  $29^\circ$ . Alla base sono stati considerati, rispettivamente,  $19\text{kN/m}^3$  e  $29^\circ$ .

### 1 - Geometria Fondazione

**OPERA**  
VI06, Pile P7,  
P8, P10, P11,  
P14, P15, P17,  
P18



B (/asse x)	14.00	m	Larghezza
L (/asse y)	10.10	m	Lunghezza
h	35.00	m	Altezza interrata
h <sub>p</sub>	0.00	m	Altezza del plinto fuori terra
A <sub>0</sub>	141.40	m <sup>2</sup>	Area di base
I <sub>x</sub>	2 309.53	m <sup>4</sup>	Inerzia sezione
I <sub>y</sub>	1 202.02	m <sup>4</sup>	Inerzia sezione
E	10 000 000.00	kPa	Modulo di rigidità
W <sub>x</sub>	329.93	m <sup>3</sup>	Momento resistente
W <sub>y</sub>	238.02	m <sup>3</sup>	Momento resistente

### 2 - Parametri di progetto del Terreno - coefficienti parziali M1

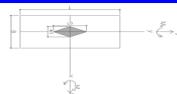
	Laterale	Base		gM1
$\gamma$	19.00	19.00	kN/m <sup>3</sup>	1.00
c'	0.00	0.00	kPa	1.00
$\varphi'$	29.00	29.00	°	1.00
k <sub>p</sub>	2.88	-	-	-
mh	2 000	-	kN/m <sup>2</sup>	-
mv	-	2 000	kN/m <sup>2</sup>	-

### 3 - Fondazione rigida

2,5h	0.07	-
$((m_0 \cdot B) / (E \cdot I))^{1/5}$	0.07	-
Check	ok	-

### 4 - Azioni ad intradosso plinto

N <sub>tot</sub>	52 893.00	kN
M <sub>tot</sub>	322 281.00	kNm
M <sub>y,tot</sub>	406 165.00	kNm
T <sub>x,tot</sub>	23 162.00	kN
T <sub>y,tot</sub>	18 570.00	kN



### 5 - Determinazione incognite z<sub>0</sub> e w

	Direzione x	Direzione y	
q	52.54	52.35	m
R	2 105.01	2 635.99	-
tgw	0.00	0.00	-
ω	0.05	0.03	°
z <sub>0</sub>	25.32	25.13	m

### 6 - Valore delle massime sollecitazioni

N <sub>max</sub>	188 990.50	kN	z=	38.50
M <sub>max,y</sub>	578 142.58	kNm	z=	11.67
T <sub>max,x</sub>	28 081.33	kN	z=	38.50
M <sub>max,x</sub>	452 598.80	kNm	z=	11.67
T <sub>max,y</sub>	25 338.32	kN	z=	38.50

### 7 - Valore delle sollecitazioni alla base

N <sub>0</sub>	188 990.50	kN	
M <sub>ky</sub>	198 337.02	kNm	
M <sub>kx</sub>	92 227.68	kNm	
N <sub>w</sub>	47 369.00	kN	Sottospinta idraulica

**8- Sollecitazioni lungo il fusto**

N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>tot</sub> (kNm)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	T <sub>tot</sub> (kN)	z (m)
52 893.00	322281	406165	518 493.06	23162	18570	29 687.09	3.50
69 389.67	402413	506837	647 163.39	18555	14517	23 559.16	4.67
73 513.83	418183	527158	672 883.55	16216	12461	20 450.58	5.83
77 638.00	431368	544537	694 693.11	13523	10095	16 875.10	7.00
81 762.17	441638	558596	712 091.46	10536	7473	12 917.07	8.17
85 886.33	448726	569030	724 672.45	7316	4649	8 668.15	9.33
90 010.50	452427	575601	732 124.49	3924	1676	4 266.83	10.50
94 134.67	452599	578143	734 230.56	420	-1392	1 454.27	11.67
98 258.83	449162	576560	730 868.30	-3136	-4502	5 486.06	12.83
102 383.00	442100	570829	722 010.07	-6682	-7598	10 118.72	14.00
106 507.17	431458	560995	707 723.11	-10159	-10629	14 703.37	15.17
110 631.33	417346	547174	688 169.60	-13506	-13540	19 124.60	16.33
114 755.50	399933	529554	663 606.91	-16663	-16277	23 293.71	17.50
118 879.67	379454	508392	634 387.80	-19568	-18787	27 127.07	18.67
123 003.83	356206	484016	600 960.73	-22162	-21016	30 542.59	19.83
127 128.00	330546	456825	563 870.32	-24384	-22911	33 458.74	21.00
131 252.17	302898	427288	523 757.82	-26173	-24417	35 794.31	22.17
135 376.33	273745	395946	481 361.90	-27469	-25481	37 468.17	23.33
139 500.50	243634	363408	437 519.33	-28212	-26050	38 399.31	24.50
143 624.67	213176	330357	393 165.85	-28340	-26069	38 506.73	25.67
147 748.83	183041	297543	349 336.39	-27794	-25485	37 709.48	26.83
151 873.00	153966	265789	307 163.68	-26513	-24244	35 926.62	28.00
155 997.17	126748	235989	267 872.46	-24436	-22293	33 077.22	29.17
160 121.33	102246	209105	232 763.96	-21503	-19578	29 080.35	30.33
164 245.50	81385	186171	203 182.67	-17654	-16044	23 855.10	31.50
168 369.67	65148	168293	180 463.00	-12827	-11639	17 320.57	32.67
172 493.83	54586	156646	165 883.83	-6962	-6309	9 395.84	33.83
176 618.00	50808	152474	160 716.73	0	0	0.00	35.00
180 742.17	54988	157096	166 441.63	8121	7342	10 947.84	36.17
184 866.33	68361	171898	184 992.18	17461	15770	23 528.60	37.33
188 990.50	92228	198337	218 731.61	28081	25338	37 823.16	38.50

N <sub>max</sub>	188 990.50	kN	z=	218 731.61
M <sub>max</sub>	734 230.56	kNm	z=	-1 392.33
T <sub>max</sub>	38 506.73	kN	z=	25.67

**9- Verifica Pressioni orizzontali (x/B - y/L)**

$s_x$ (kPa)	$s_y$ (kPa)	$s_{h,lim}$ (kPa)	check $s_x$	check $s_y$	z (m)
144.04	91.41	191.66	ok	ok	3.50
181.79	115.31	255.54	ok	ok	4.67
214.40	135.92	295.41	ok	ok	5.83
241.87	153.24	325.67	ok	ok	7.00
264.21	167.27	355.93	ok	ok	8.17
281.42	178.02	386.20	ok	ok	9.33
293.49	185.47	416.46	ok	ok	10.50
300.42	189.64	446.72	ok	ok	11.67
302.22	190.53	476.98	ok	ok	12.83
298.89	188.12	507.24	ok	ok	14.00
290.42	182.43	537.50	ok	ok	15.17
276.82	173.45	567.77	ok	ok	16.33
258.08	161.18	598.03	ok	ok	17.50
234.21	145.63	628.29	ok	ok	18.67
205.20	126.78	658.55	ok	ok	19.83
171.05	104.65	688.81	ok	ok	21.00
131.78	79.24	719.07	ok	ok	22.17
87.36	50.53	749.34	ok	ok	23.33
37.81	18.54	779.60	ok	ok	24.50
-16.87	-16.74	809.86	ok	ok	25.67
-76.69	-55.31	840.12	ok	ok	26.83
-141.64	-97.17	870.38	ok	ok	28.00
-211.73	-142.31	900.64	ok	ok	29.17
-286.95	-190.74	930.91	ok	ok	30.33
-367.30	-242.46	961.17	ok	ok	31.50
-452.80	-297.47	991.43	ok	ok	32.67
-543.42	-355.76	1 021.69	ok	ok	33.83
-639.18	-417.34	1 051.95	ok	ok	35.00
-740.08	-482.21	1 082.21	ok	ok	36.17
-846.11	-550.36	1 112.48	ok	ok	37.33
-957.28	-621.81	1 142.74	ok	ok	38.50

**10- Verifica GEOTECNICA (Brinch-Hansen)**

Tensione verticale alla base

q 396.50 kN/mq

Fattori di portanza (tensioni efficaci)

$N_q$  16.44 -

$N_c$  27.86 -

$N_g$  18.78 -

Eccentricità di base  $e_b = M_b / N_b$

$e_{bx}$  1.05 m

$e_{by}$  0.49 m

Dimensioni della fondazione ridotta equivalente

B' 11.90 m

L' 9.12 m

A' 108.59 mq

Coefficienti di forma (tensioni efficaci)

$s_q$  1.82 -

$s_c$  1.77 -

$s_g$  0.45 -

Azioni alla base

$N_b$  188 990.50 kN

$N_w$  47 369.00 kN

$N_{ed} = N_b - N_w$  141 621.50 kN

Verifica di portanza alla base

$q_{lim}$  11 933.12 kPa

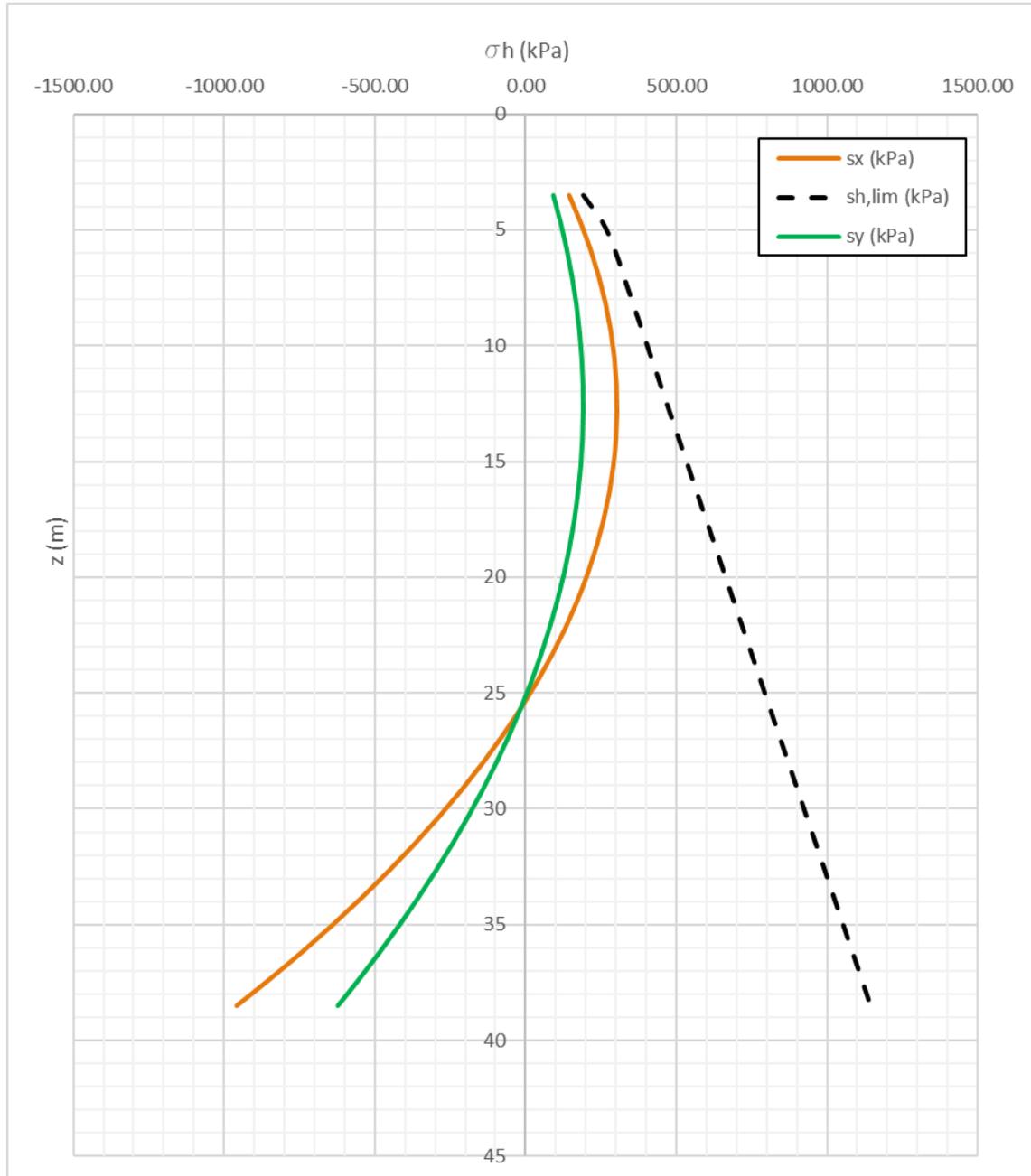
$N_{lim}$  1 295 763.36 kN

FS **2.3**

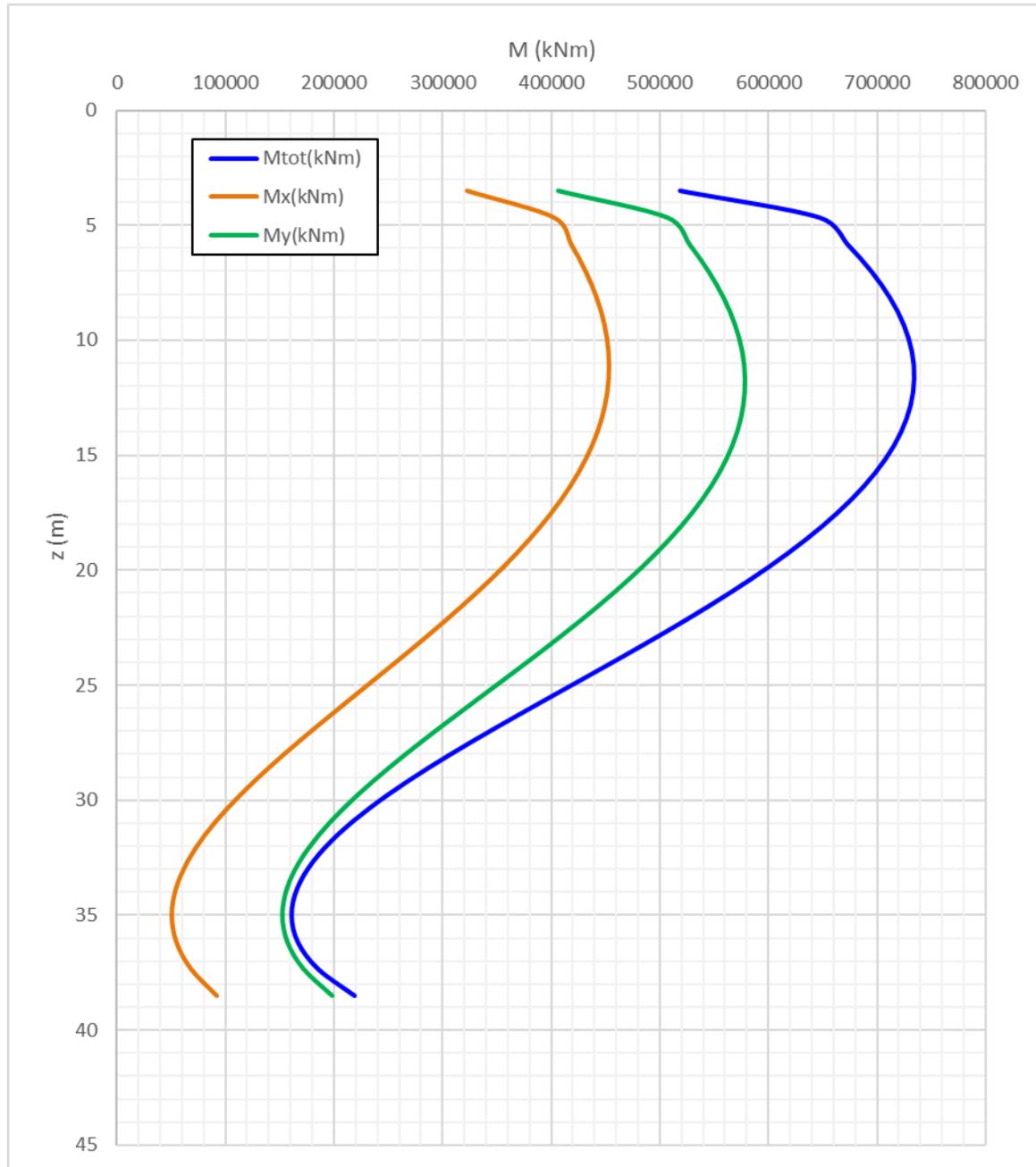
$N_{lim,d} / N_{ed}$  3.98

**OK**

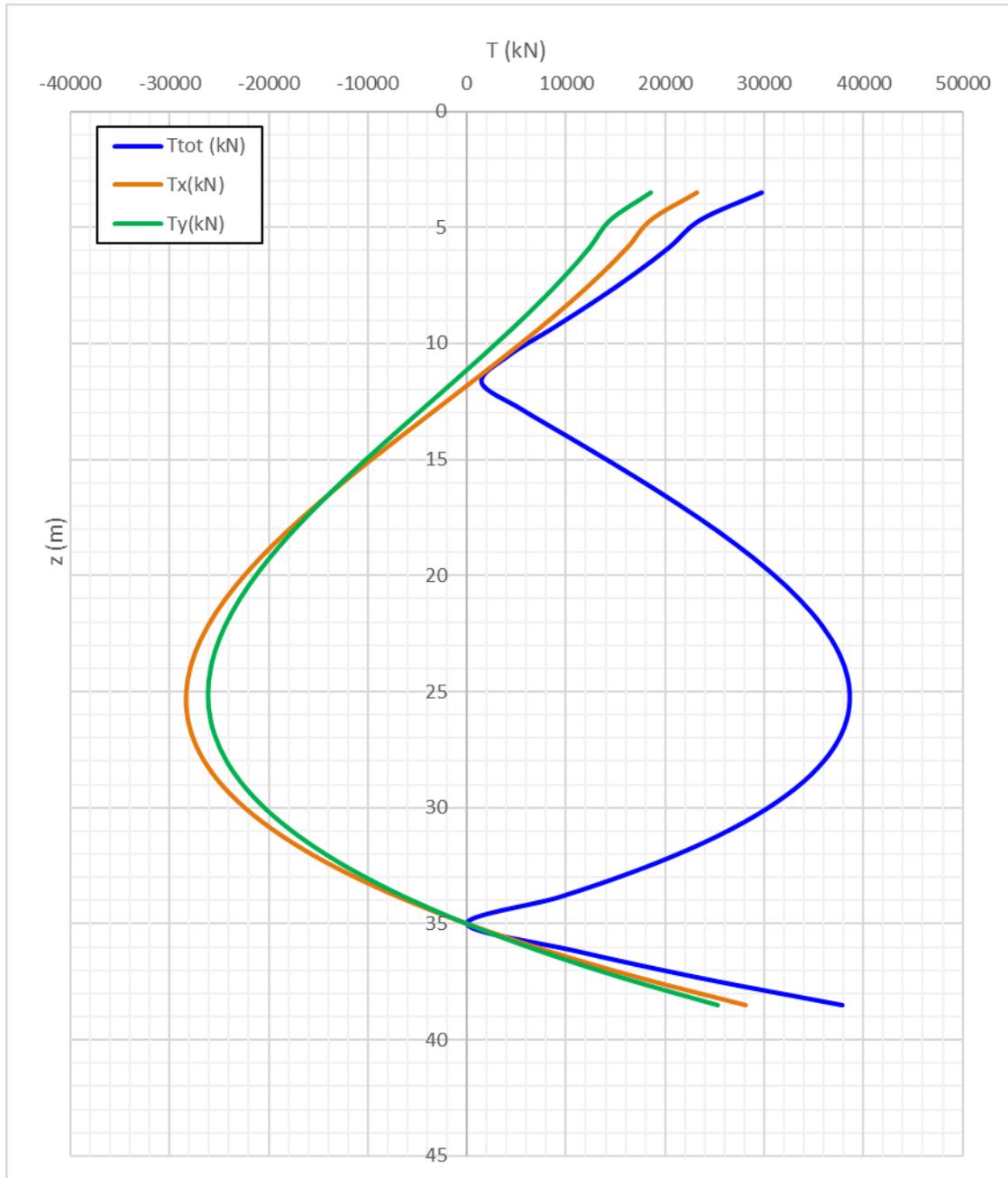
Si riportano i diagrammi delle pressioni e delle sollecitazioni lungo il fusto del pozzo



**Figura 28: VI06 - pressioni orizzontali e pressione limite**



**Figura 29: VI06 - momento flettente lungo l'asse del pozzo**



**Figura 30: VI06 - taglio lungo l'asse del pozzo**

### 5.5 AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI POZZI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA POZZI

Di seguito si riportano, per ogni viadotto, le azioni massime di compressione, momento flettente e taglio agenti ad intradosso plinto delle pile di fondazione nelle verifiche SLV (ritenute dimensionanti). È stata effettuata anche la verifica con scalzamento per le pile P10 e P11 del VI04 considerando, cautelativamente, le azioni allo SLU. Sulla base di tali sollecitazioni sono state valutate le lunghezze dei pozzi, riportate nella tabella di seguito.

**Tabella 5.1: Azioni agenti ad intradosso plinto sui pozzi da verifiche SLV (e SLU per scalzamento VI04) e relativa lunghezza di predimensionamento**

Viadotto	Pile	N	M	T	Lpozzo
		(kN)	(kNm)	(kN)	(m)
VI04	P10, P10	135516	898198	54474	40
VI04 (scalzamento 14.6m)	P10, P11	184817	133015	5596	40
VI06	P7, P8, P10, P11, P14, P15, P17, P18	52893	406165	23162	35

## 6 OPERE PROVVISORIALI

### 6.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

#### 6.1.1 Premessa

Per la messa in opera dei plinti di fondazione delle pile dei viadotti sono necessari degli scavi a profondità pari a 3.5m per tutte le pile con eccezione delle pile di scavalco del Fiume Tevere la cui profondità di scavo prevista è pari a 7.0m. 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 11.50m x 11.50m e 11.50m x 16.00m per le pile delle tratte a singolo binario e a doppio binario, rispettivamente. Mentre, le fondazioni delle pile a sostegno del viadotto di scavalco del Fiume Tevere, richiedono la realizzazione di scavi più estesi con dimensioni in pianta pari a 20.80m x 18.20m.

Per la realizzazione degli scavi è prevista l'installazione di opere di sostegno provvisorie. Tali opere comprendono:

- Palancole libere in testa (tipologici OPSD e OPDD, illustrati in Figura.6.1 e Figura.6.2) previsti per tutte le pile con eccezione delle pile di scavalco del Fiume Tevere.
- Paratie di pali contigui con colonne di intasamento in jet grouting, ancorate in testa (in Figura.6.3 e Figura.6.4 si riporta uno schema indicativo di tale soluzione) previste per le pile di scavalco del Fiume Tevere.

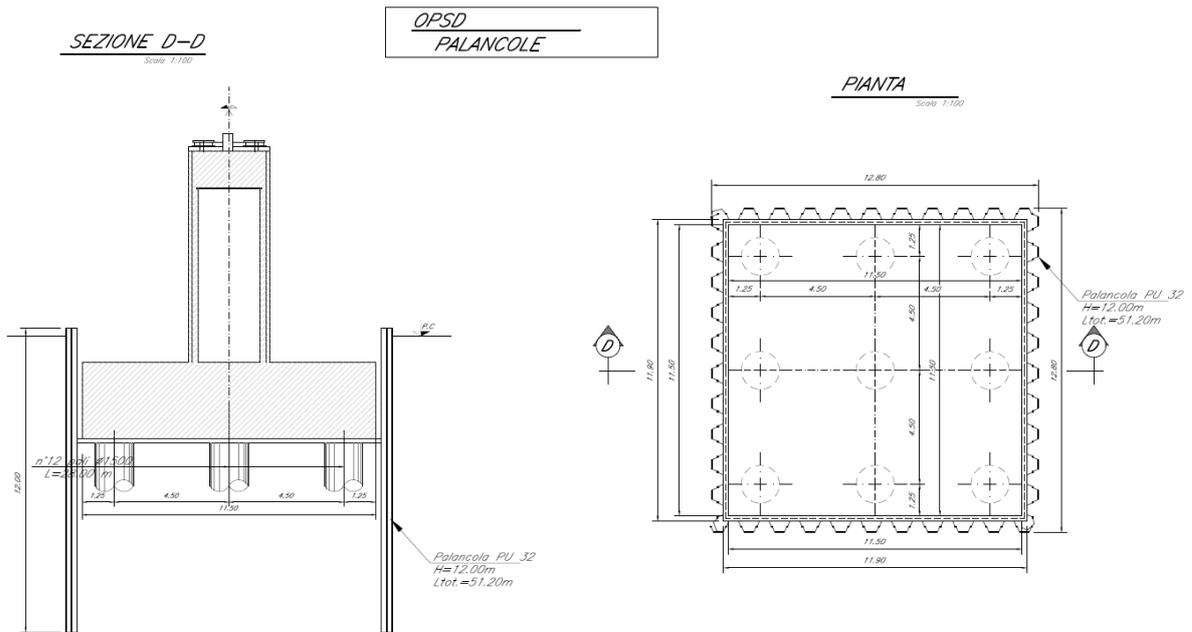
Tutte le opere hanno funzione di sostegno temporaneo degli scavi. Di seguito si descrivono le opere di sostegno previste, i criteri e le metodologie di verifica e i calcoli di dimensionamento delle opere.

Trattandosi di opere provvisorie, 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. [1]).

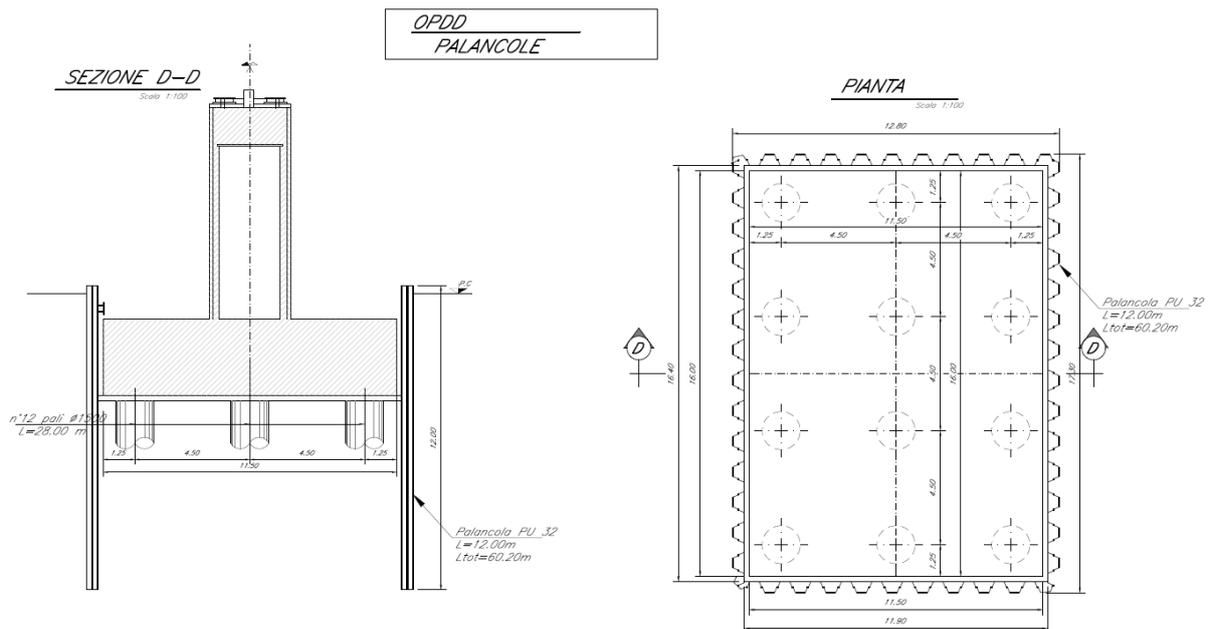
#### 6.1.2 Palancole

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.6.1 e Figura.6.2 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.6.1: Schema tipologico OPSD**



**Figura.6.2: Schema tipologico OPDD**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b>  <b>GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b> <b>FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI</b>	COMMESSA NR4E	LOTTO 21R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

### 6.1.3 Paratie di pali

Nel caso specifico delle pile P10 e P11 del viadotto VI04 (viadotto di scavalco del Fiume Tevere), le fondazioni comprendono pozzi rettangolari costituiti da diaframmi con setti irrigidenti, a supporto dei plinti. L'intradosso dei plinti è a 7m dal piano campagna, pertanto l'altezza di ritenuta degli scavi provvisori è tale da richiedere una soluzione con paratie di pali ancorate in testa. La falda nella zona in esame è a circa 2m dal piano campagna, pertanto il battente idraulico (differenza tra quota di falda all'esterno e all'interno dello scavo) è pari a 5m; per procedere con i lavori di scavo si rende quindi necessaria l'installazione di colonne di intasamento in jet grouting lungo il perimetro degli scavi e di un tampone di fondo, realizzato anch'esso con la tecnica del jet grouting. Di seguito si riportano le dimensioni e le caratteristiche principali degli elementi strutturali:

#### Pali

- Diametro = 800 mm
- Interasse = 0.9 m
- Lunghezza = 15 m

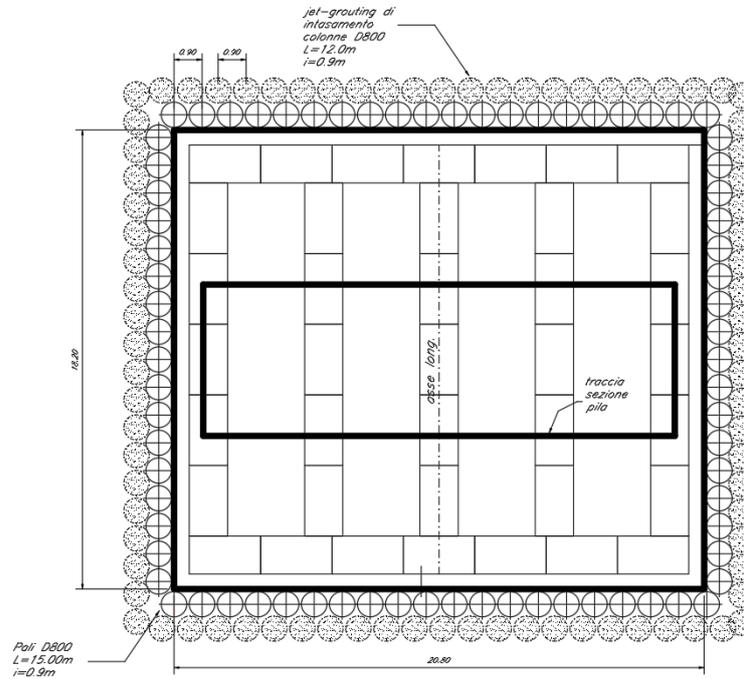
#### Ancoraggi

- Diametro nominale foro = 180 mm
- Trefoli aventi area nominale pari a 139 mm<sup>2</sup> ed un valore caratteristico della resistenza a trazione all'1% di deformazione totale pari a  $f_{p(1)\%} = 1670$  MPa
- N. trefoli per tirante = 3
- Inclinazione sull'orizzontale  $\alpha = 20^\circ$
- $L_f$  = lunghezza del tratto libero = 8.0 m
- $L_a$  = lunghezza bulbo di ancoraggio = 6.0 m
- Interasse = 1.8 m
- Un pretensionamento di 200 kN

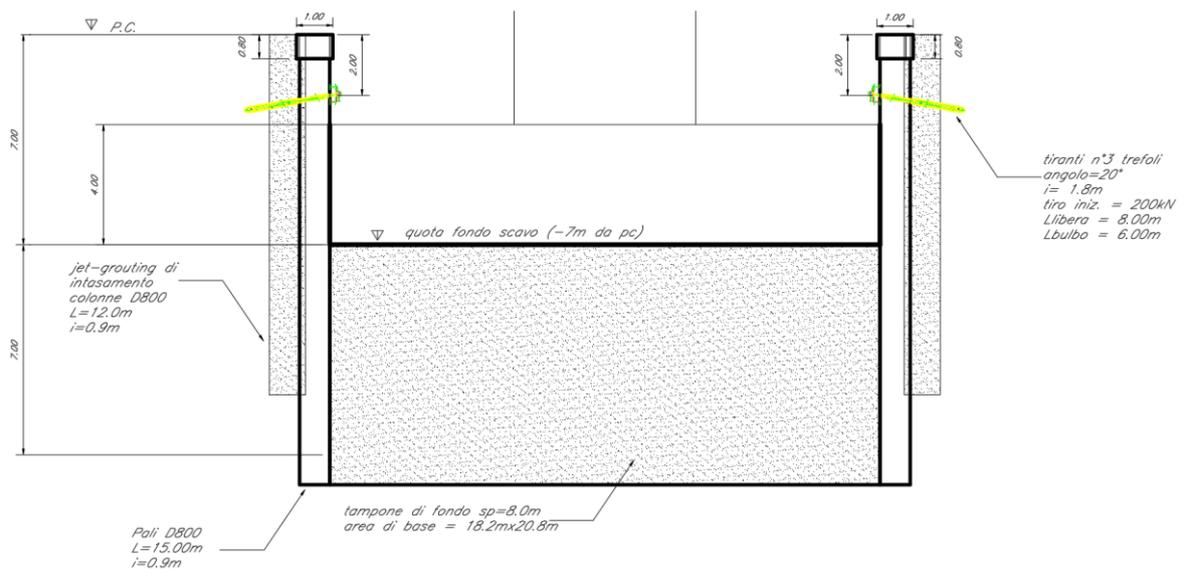
#### Tampone di fondo

- Spessore = 8.0 m
- $\gamma$  = peso dell'unità di volume = 20 kN/m<sup>3</sup>

In Figura.6.3 e Figura.6.4 si riporta uno schema indicativo della soluzione progettuale proposta.



**Figura.6.3: Schema paratie di pali ancorate in testa con tampone di fondo (pianta)**



**Figura.6.4: Schema paratie di pali ancorate in testa con tampone di fondo (sezione)**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b>  <b>GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b> <b>FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI</b>	COMMESSA NR4E	LOTTO 21R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

## 6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC 2018

### 6.2.1 Generale

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.4. del Doc. Rif. [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

### 6.2.2 Stati limite ultimi (SLU)

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ( $E_d \leq R_d$ ) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni  $\gamma_F$ , per i parametri geotecnici  $\gamma_M$  e per le resistenze  $\gamma_R$ . I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare e dell'approccio progettuale adottato (Approccio 1, con le combinazioni 1 e 2, o Approccio 2 con un'unica combinazione). Si sottolinea che, per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$ , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (par. 6.2.4.1 del Doc. Rif. [1]).

### 6.2.3 Stabilità globale

In accordo a quanto riportato nella normativa nazionale (Doc. Rif. [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. [1] e di seguito riportati in Tabella 6.1,

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b> <b>GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b> <b>FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI</b>	COMMESSA NR4E	LOTTO 21R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

Tabella 6.2, Tabella 6.3.

**Tabella 6.1: Coefficienti parziali sulle azioni (Tabella 6.2.I del Doc. Rif. [1])**

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 6.2: Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (M1 ed M2) (Tabella 6.2.II del Doc. Rif. [1])**

**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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione 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 6.3: Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche di stabilità globale (R2) (Tabella 6.8.I del Doc. Rif. [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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b>  <b>GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b> <b>FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI</b>	COMMESSA NR4E	LOTTO 21R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

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

In accordo a quanto riportato al par. 6.5.3.1 della normativa nazionale (Doc. Rif. [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. [1] e di seguito riportati in Tabella 6.1,

Tabella 6.2 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. [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 amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze.

#### 6.2.5 Stati limite ultimi idraulici

Con riferimento alle geometrie e alle condizioni di falda presenti al sito in esame, si è 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 ( $M2$ )”.

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  $\gamma_{G,inst} = 1.1$ .

### 6.2.6 Verifiche di sicurezza (SLU) degli ancoraggi

In accordo a quanto riportato al par. 6.6.2 del Doc. Rif. [1], il valore di progetto  $R_{ad}$  della resistenza a sfilamento ( $R_a$ ) di un ancoraggio dovrà soddisfare la seguente condizione limite:

$$P_d \leq R_{ad}$$

dove:

$P_d$  = il valore di progetto dell'azione (o l'effetto dell'azione) valutata mediante un'analisi di interazione terreno-struttura;

$R_{ad}$  = valore di progetto della resistenza (si veda il Capitolo 6.4).

Tale condizione dovrà essere verificata con riferimento alla seguente combinazione:

- Approccio 2 – Combinazione 1:  $A1+M1+R3$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II e Tab. 6.6.I del Doc. Rif. [1], considerando per i tiranti temporanei  $\gamma_{Ra,p} = 1.1$ .

### 6.2.7 Stati limite di esercizio (SLE)

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

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

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. [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. [2]).

### 6.3 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, come riportato nei paragrafi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, 4.4.2, 4.5.2, 4.6.2, 4.7.2. Ai fini del dimensionamento delle opere provvisorie si è scelto di adottare un'unica stratigrafia semplificata, comprendente un singolo materiale caratterizzato dai parametri geotecnici riportati in Tabella 6.4. I parametri in Tabella 6.4 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 provvisorie previste lungo le tratte ferroviarie in progetto.

**Tabella 6.4: 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
		$\gamma_d$	$\phi'_k$	$\phi'_d$ M2	$c'_k$	$c'_d$ M2	$c_u$	$c_u$ M2	$E_{op.}$	$k$
		[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

## 6.4 RESISTENZA DI PROGETTO DEGLI ANCORAGGI

### 6.4.1 Resistenza a sfilamento di progetto degli ancoraggi

La resistenza a sfilamento ( $R_{ac}$ ) degli ancoraggi provvisionali è valutata in accordo a quanto proposto in Bustamante e Doix (Doc. Rif. [16]):

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

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. Rif. [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 provvisionali:

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

### 6.4.2 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 =  $1670 \text{ N/mm}^2$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b> <b>GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD</b>					
<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI</b>	COMMESSA NR4E	LOTTO 21R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A	FOGLIO 85 di 98

La resistenza di progetto degli ancoraggi viene calcolata applicando i coefficienti parziali previsti nel Doc. Rif. [1]:

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

## 6.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

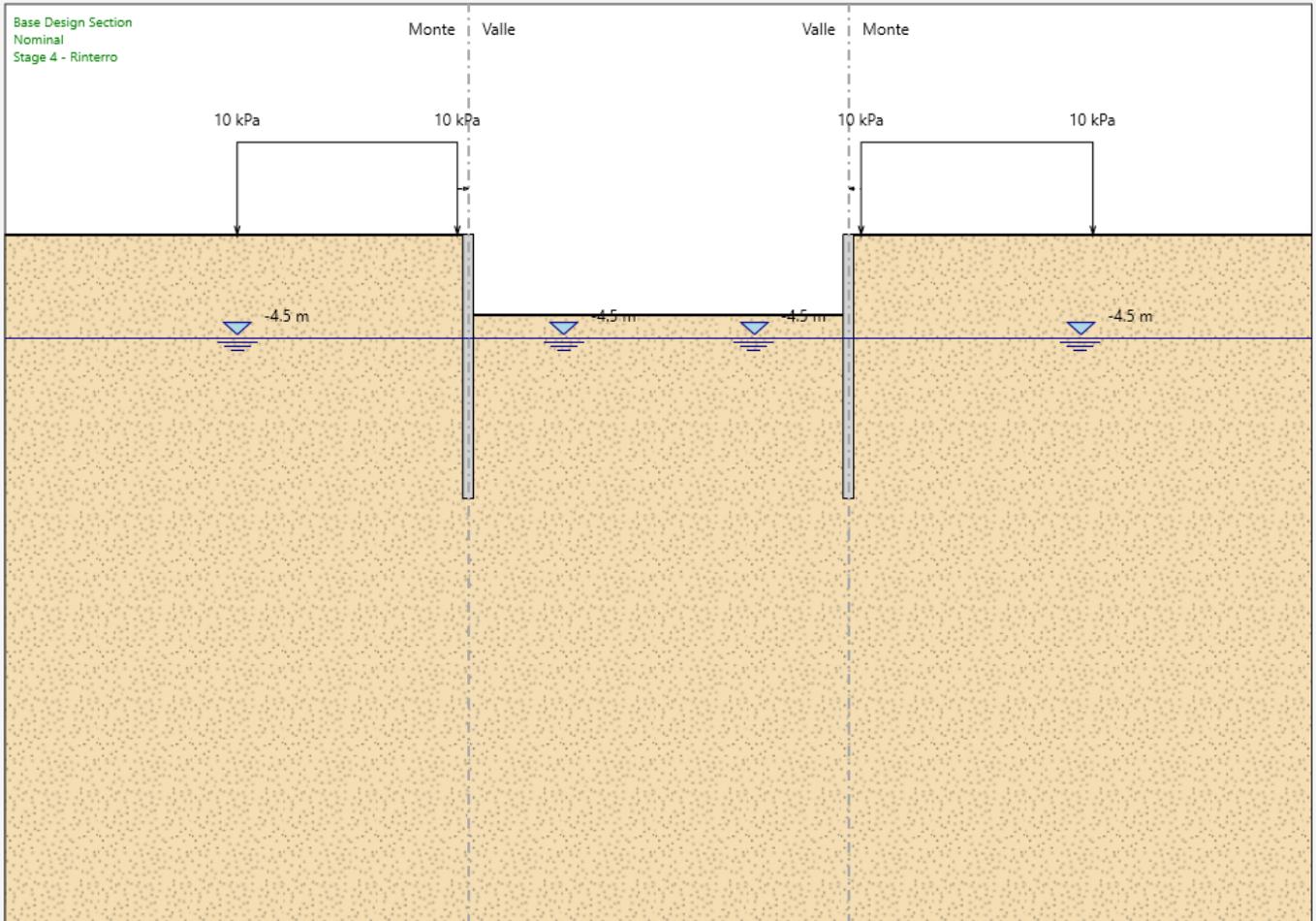
### 6.5.1 Verifiche di stabilità geotecnica e strutturale dell'opera di sostegno

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.

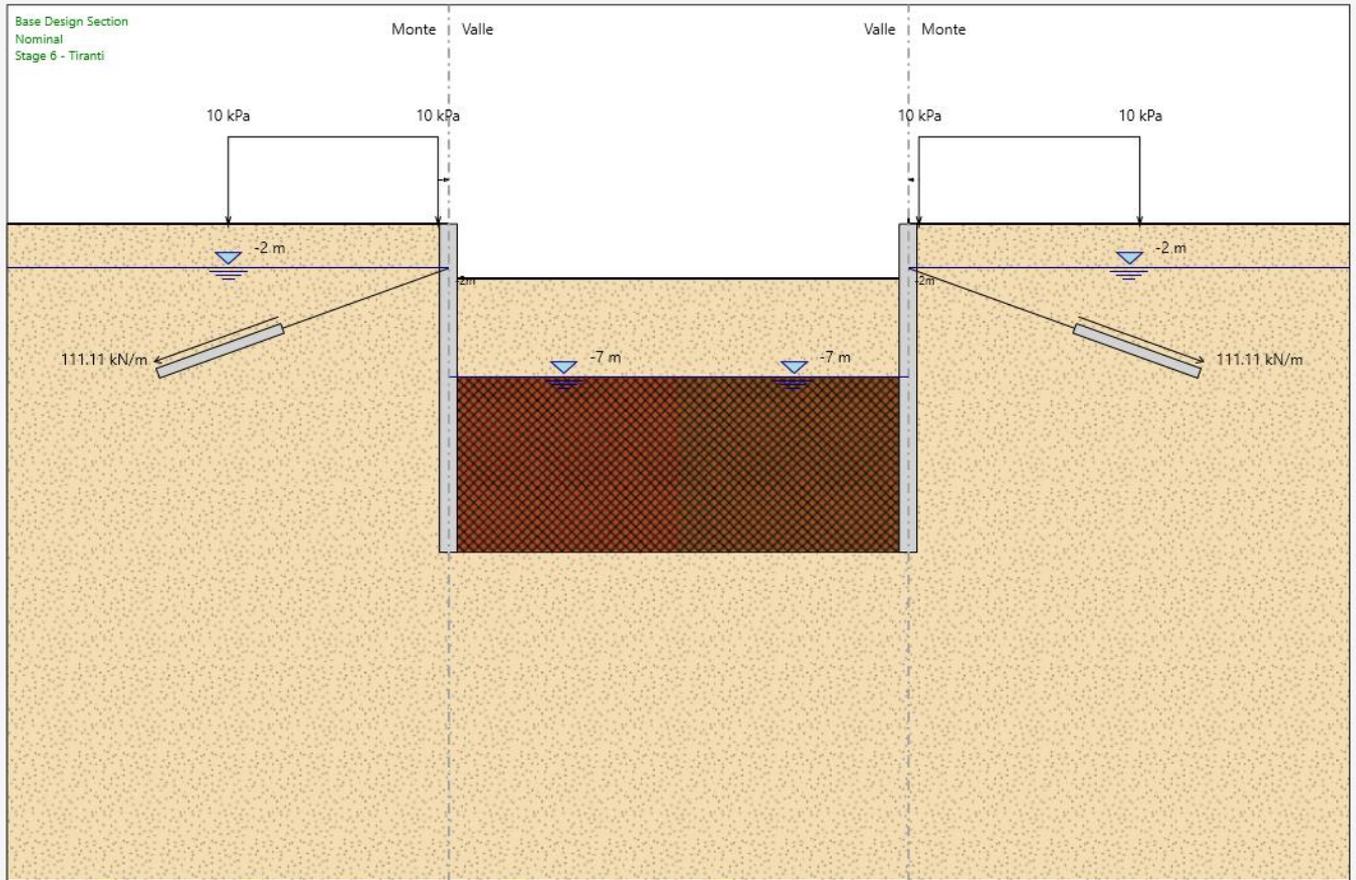
#### 6.5.1.1 Modello di calcolo

L'effettivo modello di calcolo adottato per le verifiche delle sezioni rappresentative delle opere in esame è riportato in Figura.6.5 (palancole) e in Figura.6.6 (paratie di pali).

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



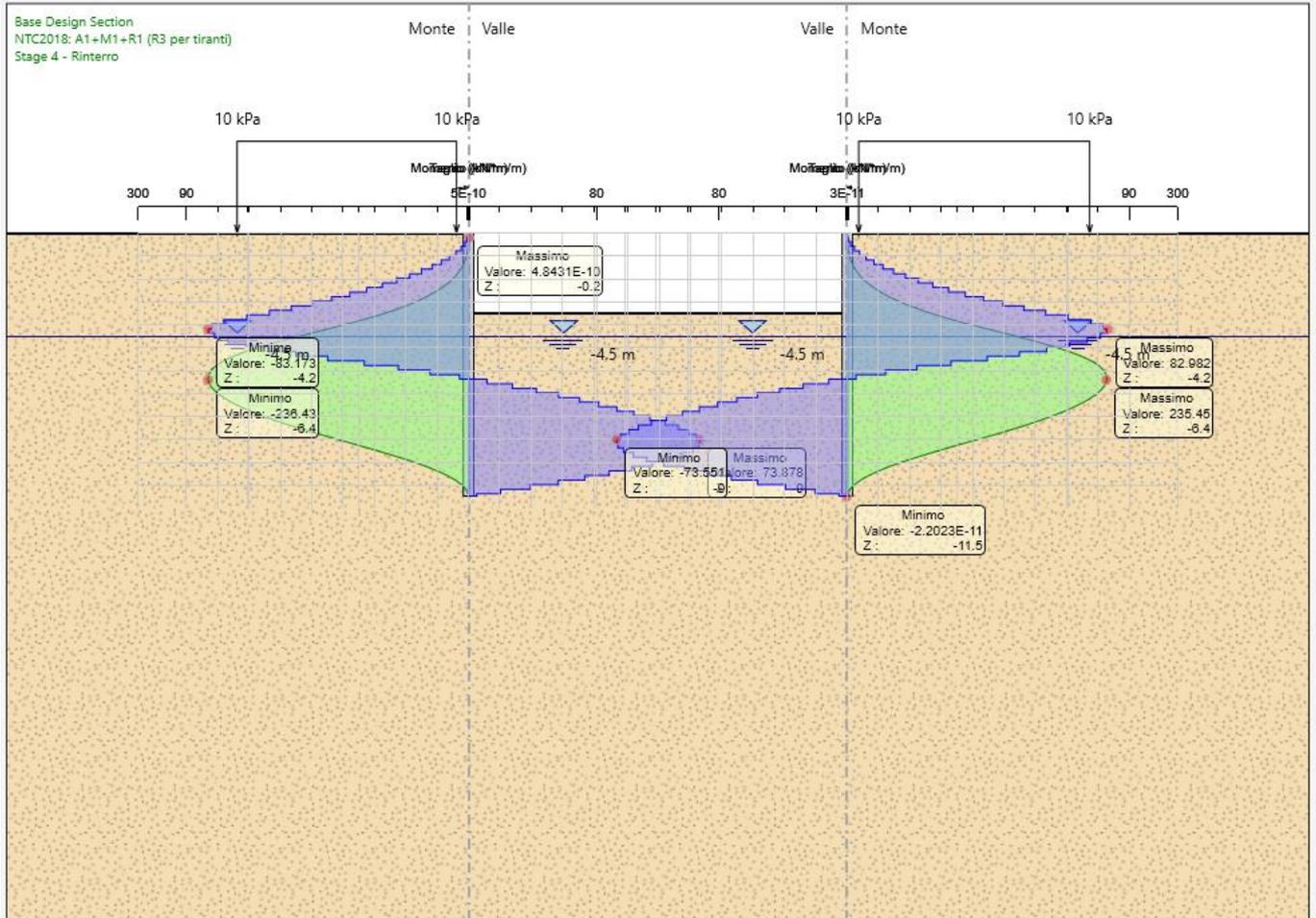
**Figura.6.5: Modello di calcolo Paratie Plus – Palancole (tipologici OPSD/OPDD)**



**Figura.6.6: Modello di calcolo Paratie Plus – Paratie di pali ancorate in testa**

### 6.5.1.2 Risultati

I risultati completi relativi alle analisi svolte sono riportati nelle Figure da Figura.6.7 a Figura.6.12 (output grafico del programma PARATIE-PLUS). Per le paratie di pali le sollecitazioni sono da moltiplicare per l'interasse degli elementi (0.9m). Le verifiche sulla resistenza mobilitata al piede delle paratie risultano soddisfatte.



**Figura.6.7: SLU A1+M1 – Momento e taglio nel palancolato**

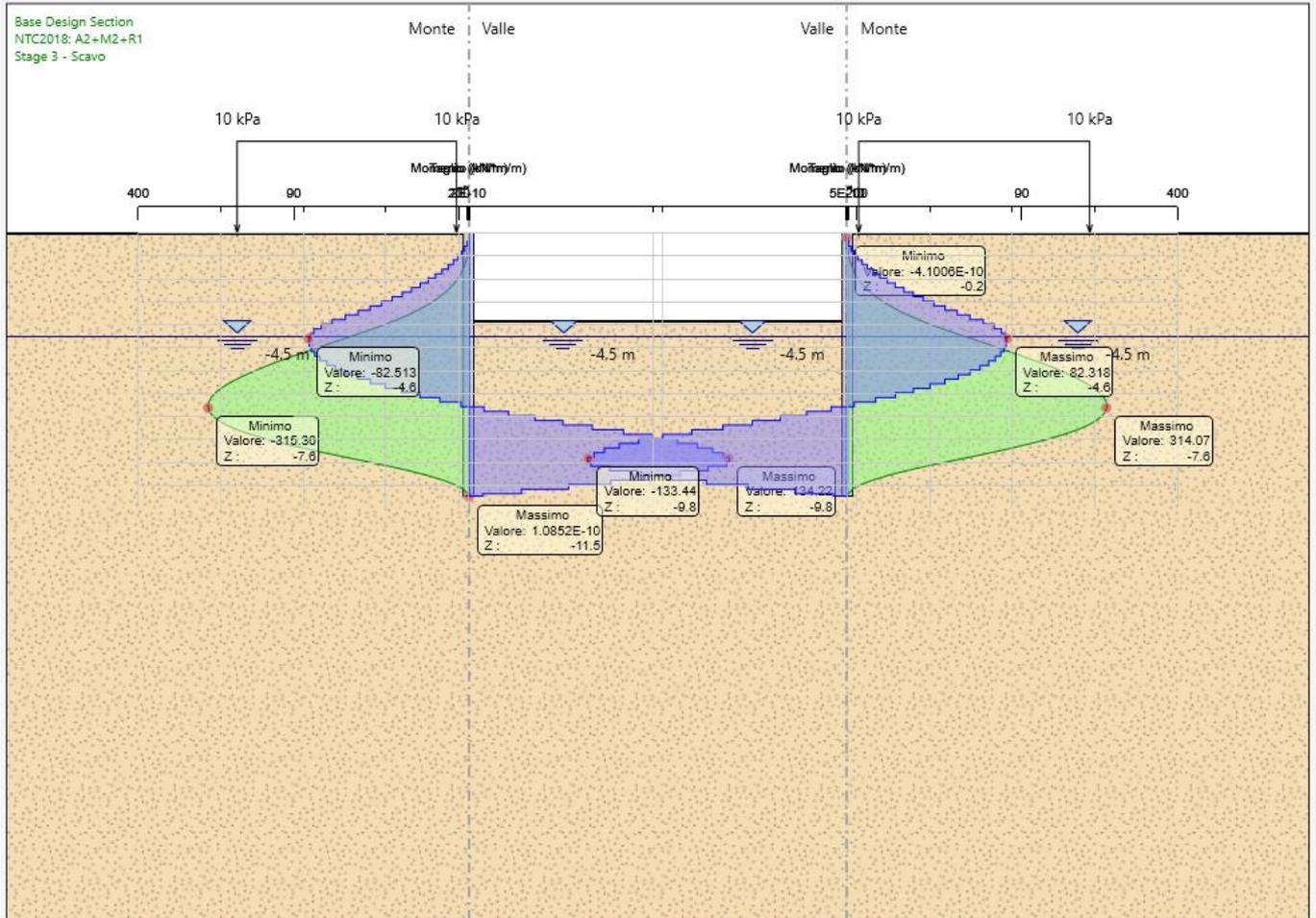
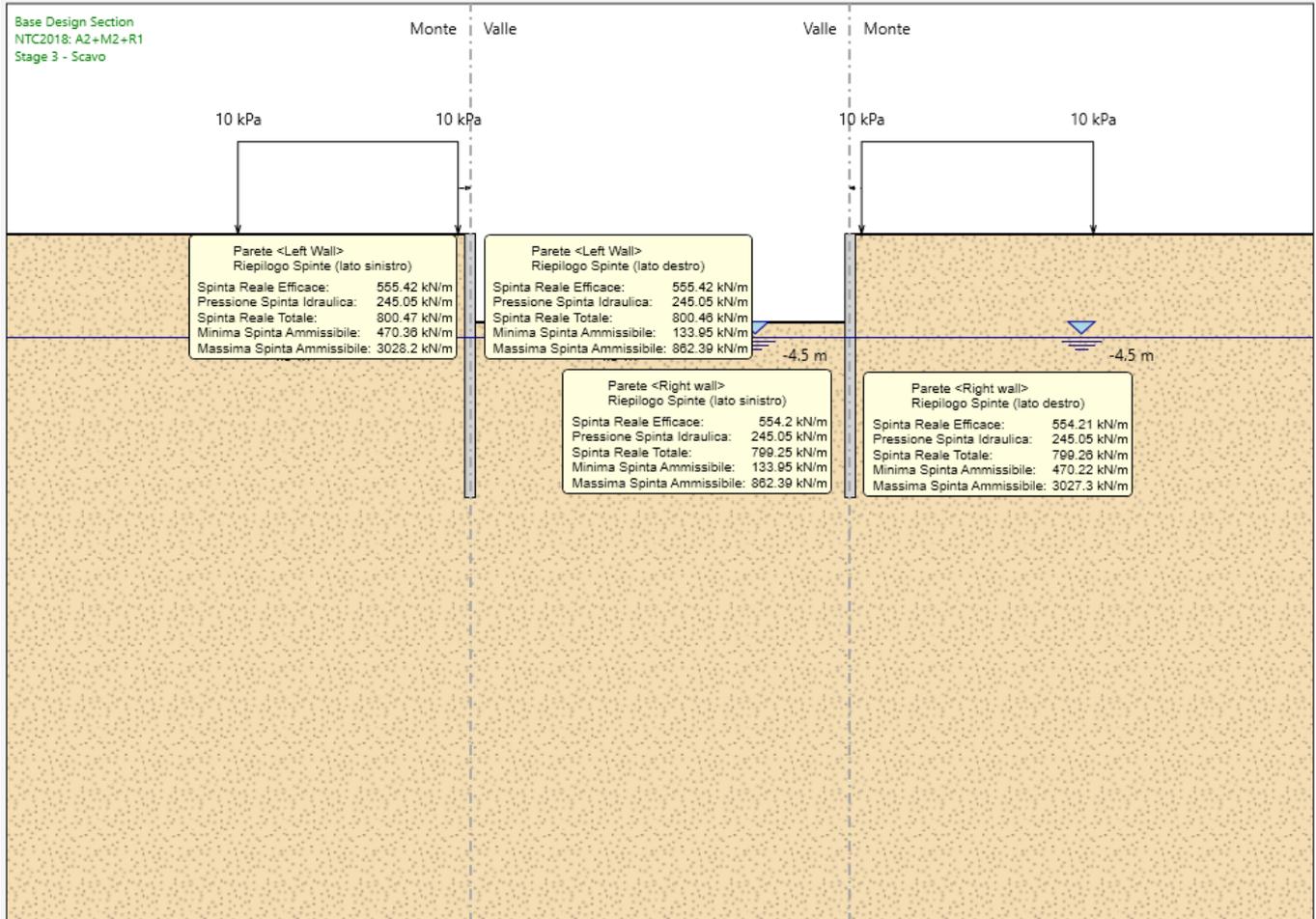
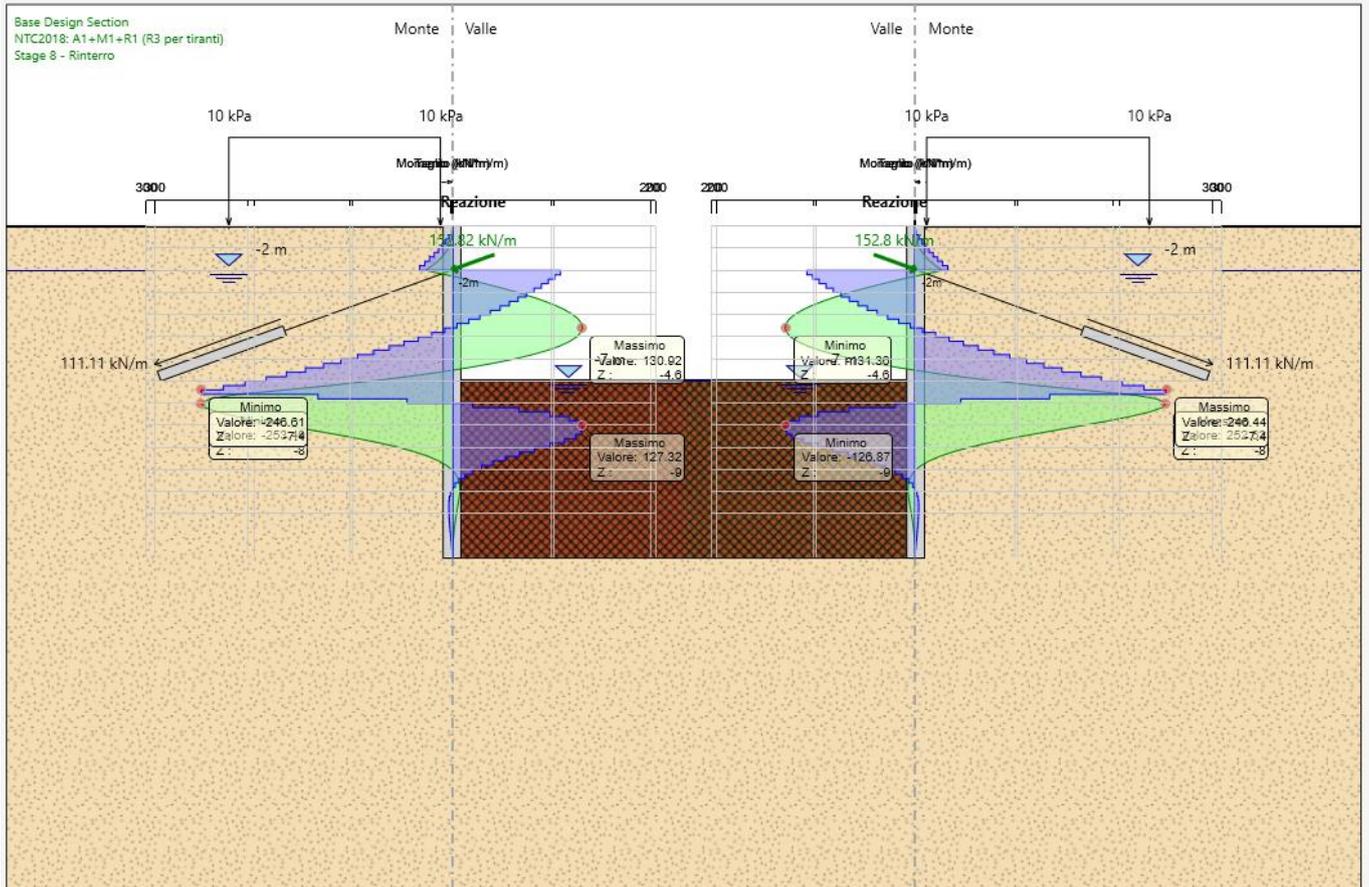


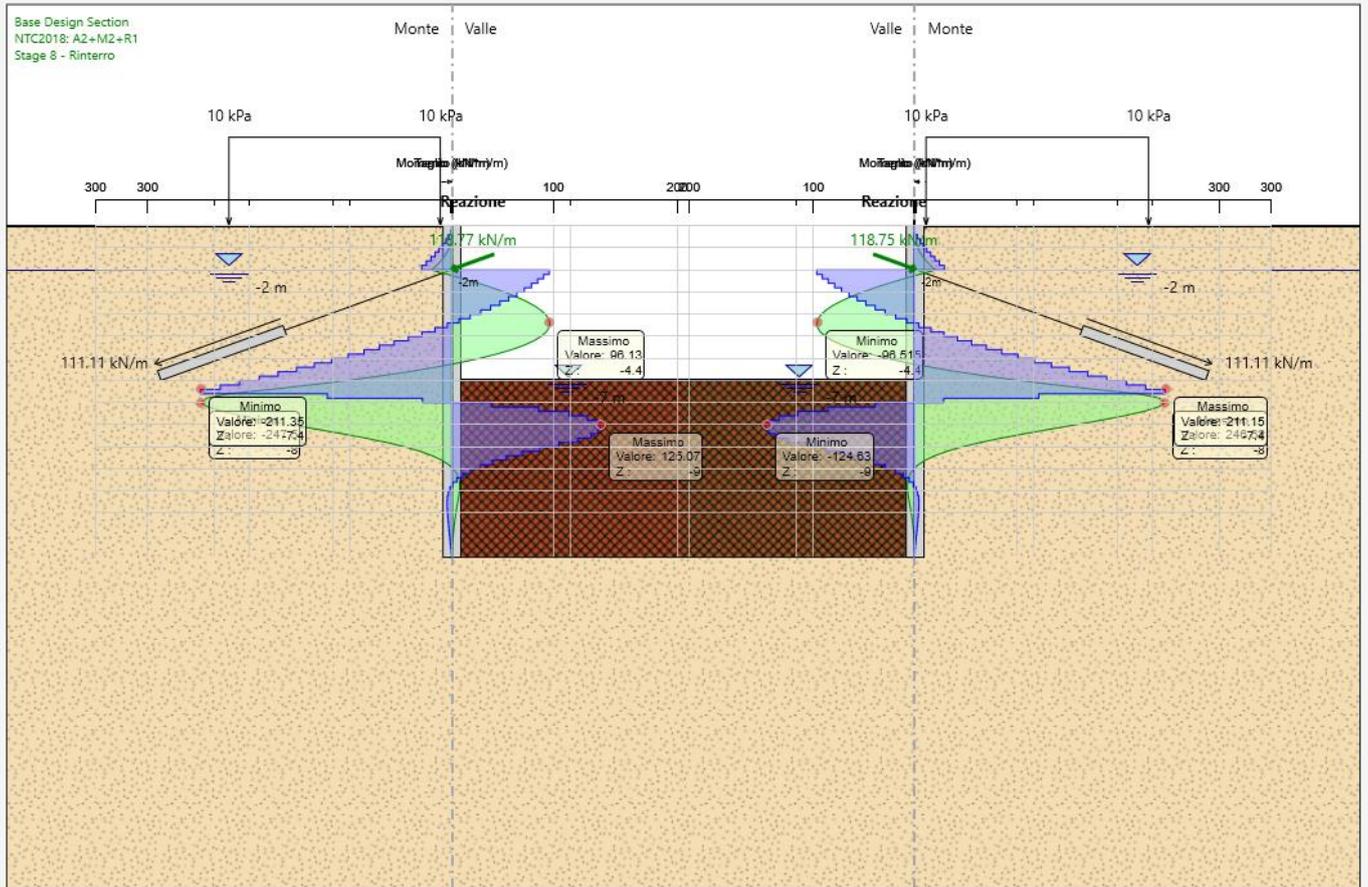
Figura.6.8: SLU A2+M2 – Momento e taglio nel palancolato



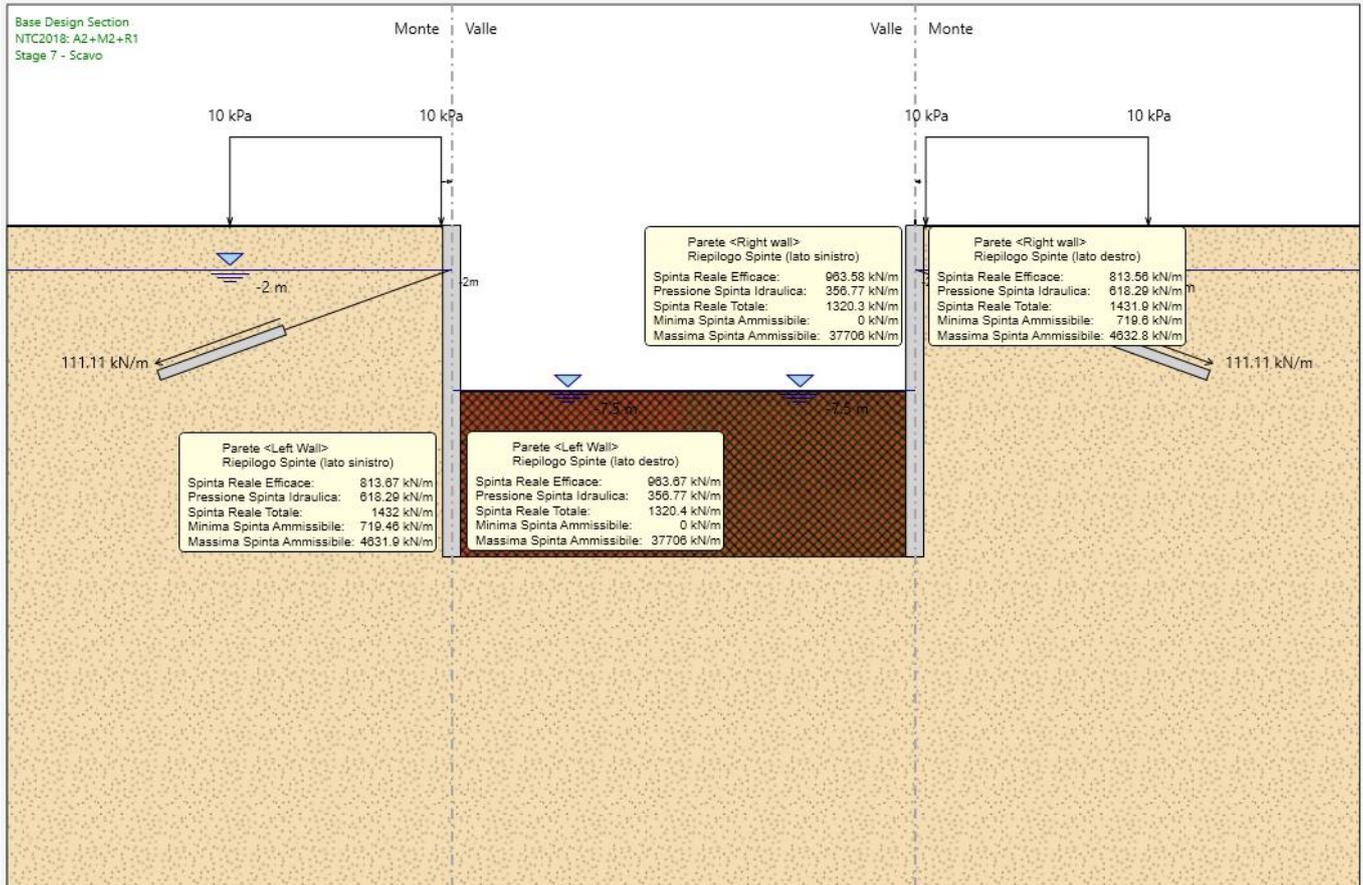
**Figura.6.9: SLU A2+M2 – Verifica sulla resistenza mobilitata al piede del palancolato**



**Figura.6.10: SLU A1+M1 – Momento e taglio nelle paratie di pali e sforzo assiale negli ancoraggi**



**Figura.6.11: SLU A2+M2 – Momento e taglio nelle paratie di pali e sforzo assiale negli ancoraggi**



**Figura.6.12: SLU A2+M2 – Verifica sulla resistenza mobilitata al piede delle paratie di pali**

### 6.5.2 Verifiche geotecniche e strutturali degli ancoraggi

La verifica a sfilamento degli ancoraggi è stata condotta con riferimento alle sollecitazioni valutate dall'analisi di interazione terreno-struttura (si veda il par. 6.5.1.2). Risulta:

$$R_{ad} = 288 \text{ kN} > P_d = 275 \text{ kN}$$

Dove  $R_{ad}$  è la resistenza di progetto degli ancoraggi (si veda il par. 6.4.1).

Si è inoltre verificato che la resistenza strutturale degli ancoraggi risulti maggiore della resistenza a sfilamento (criterio di gerarchia delle resistenze) come previsto al punto C6.6.2 del Doc. Rif. [2]; risulta:

$$R_{p(1)k} > R_{ac}$$

Essendo:

$$R_{p(1)k} = 696 \text{ kN} \text{ e } R_{ac} = 570 \text{ kN} \text{ (par. 6.4.2).}$$

Pertanto la verifica del criterio di gerarchia delle resistenze è soddisfatta.

### 6.5.3 Verifica al sollevamento del fondo scavo

La verifica al sollevamento del fondo scavo è stata condotta per le paratie di pali, per le quali le condizioni di falda al sito sono tali da richiedere l'installazione di un tampone di fondo in jet grouting prima di procedere con i lavori di scavo. Come discusso al par. 6.2.5, la verifica è stata eseguita confrontando l'azione instabilizzante data dalla pressione idrostatica iniziale alla base dello strato a bassa permeabilità con l'azione stabilizzante data dalla pressione totale sempre alla base dello strato a bassa permeabilità. Cautelativamente l'attrito laterale non è stato tenuto in conto.

Pertanto risulta:

$$1.1 (p_{inst,d}) \leq 0.9 (p_{stab,d})$$

dove

$$p_{inst,d} = \gamma_w (H + D)$$

$$p_{stab,d} = \gamma_{sat} D$$

Nel caso in esame, si ha:

$$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (cautelativamente)}$$

$D$  = spessore del tampone di fondo = incognito

$H =$  differenza di carico idraulico tra esterno e interno scavo = 5 m

da cui si ottiene che lo spessore minimo di materiale a bassa permeabilità è pari a 8.0 m.

## 6.6 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. [1] nell'analisi sono stati assunti i valori caratteristici delle azioni e dei parametri di resistenza dei terreni.

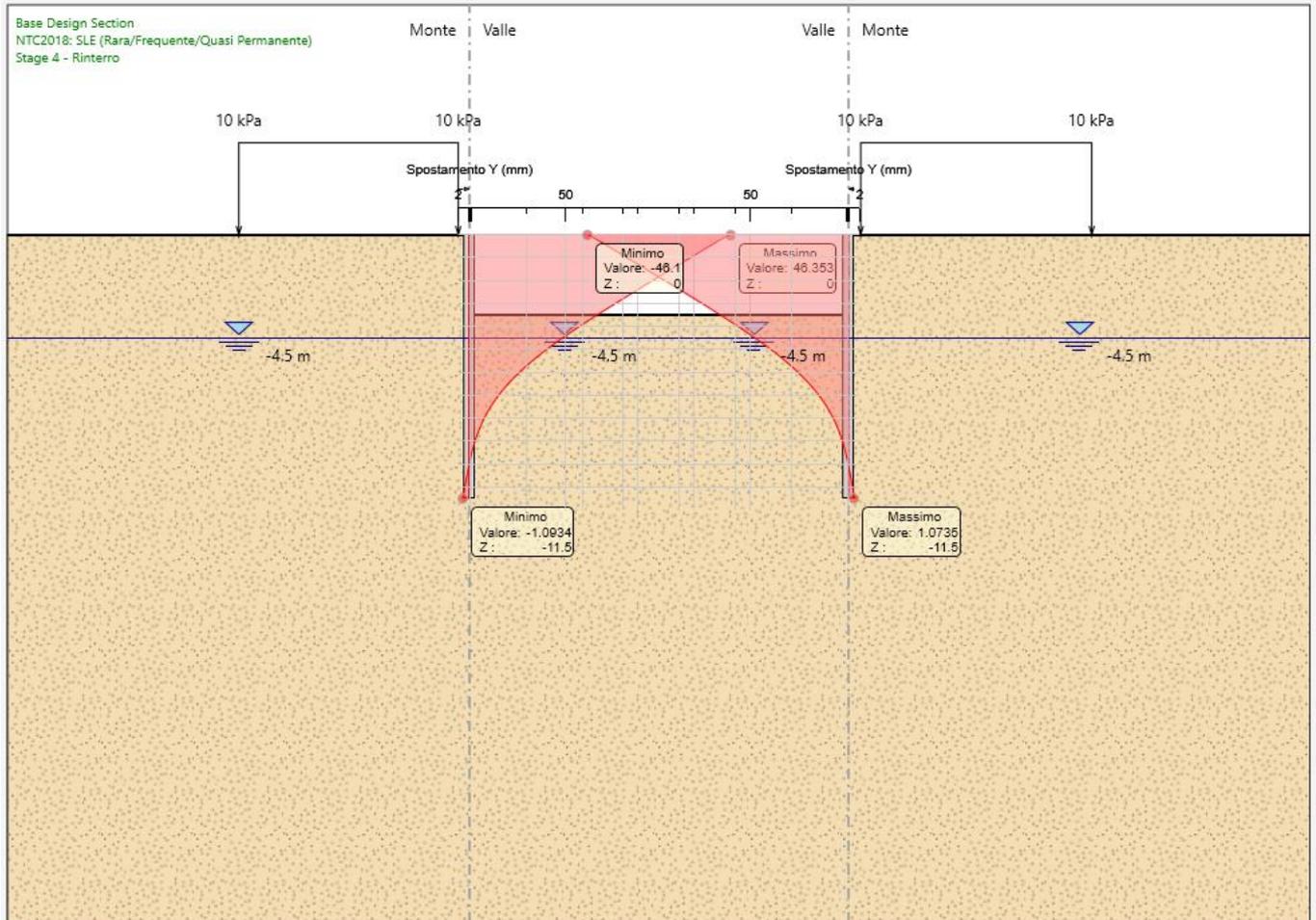
I valori degli spostamenti stimati a testa paratie sono sintetizzati in Tabella 6.5 e Tabella 6.6 per le palancole e per le paratie di pali, rispettivamente. Nelle Figure Figura.6.13 e Figura.6.14 si riportano i diagrammi di spostamento orizzontale delle paratie con la profondità. Gli spostamenti orizzontali stimati, dell'ordine di 46mm e 4mm per le palancole e le paratie di pali rispettivamente, si ritengono accettabili.

**Tabella 6.5: Spostamenti a testa paratie – Palancole**

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

**Tabella 6.6: Spostamenti a testa paratie – Paratie di pali ancorate in testa**

Opera	Spostamento orizzontale [mm]
Paratia est	3
Paratia ovest	4



**Figura.6.13: SLE – Stima spostamenti palancole**

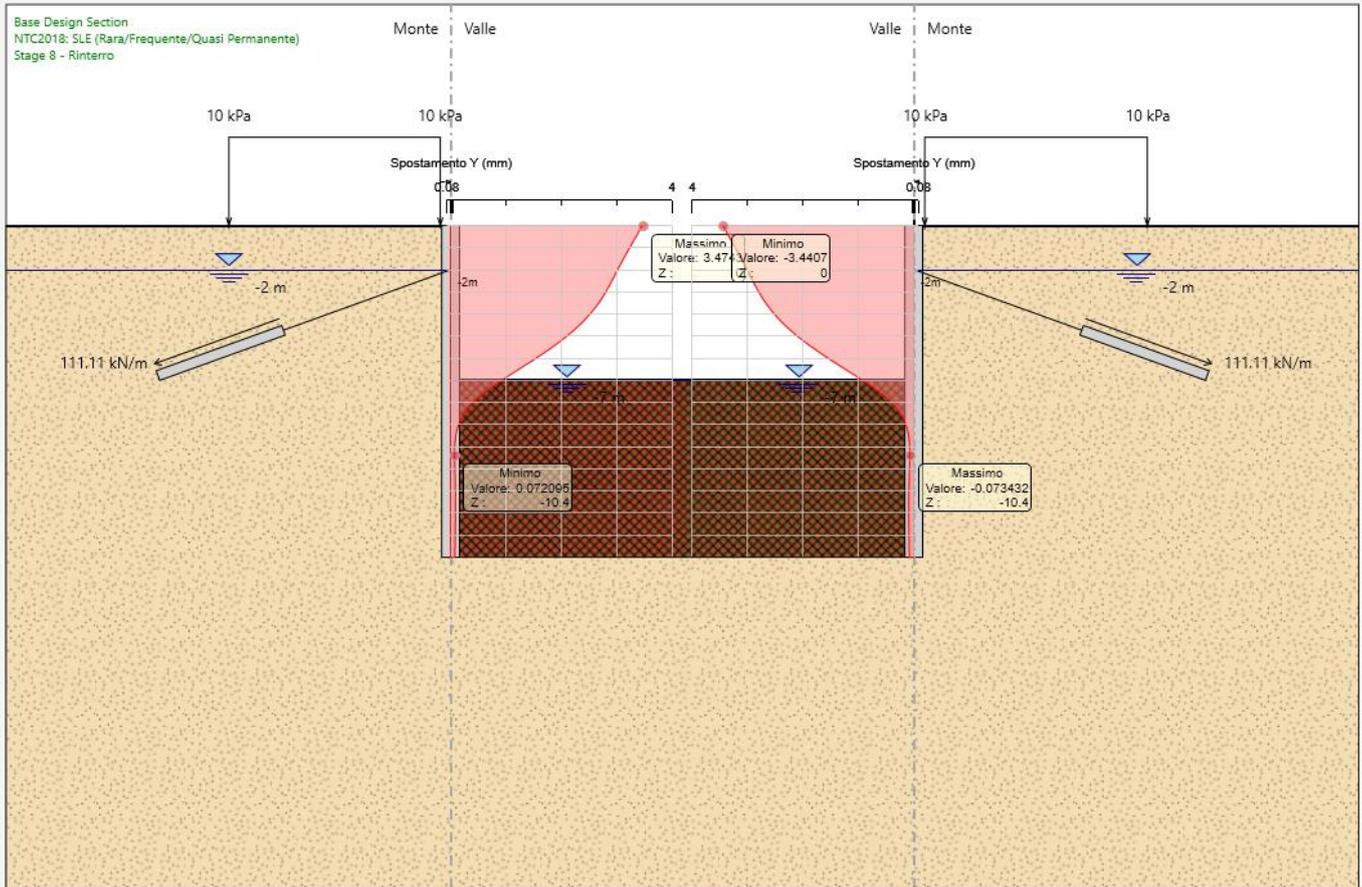


Figura.6.14: SLE – Stima spostamenti paratie di pali

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b> <b>GRONDA MERCI DI ROMA – CHIUSURA ANELLO NORD</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b> <b>FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI</b>	COMMESSA NR4E	LOTTO 21R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

### 6.7 SINTESI OPERE PROVVISORIALI PREVISTE

Si riportano di seguito in Tabella 6.7 le dimensioni caratteristiche delle opere di sostegno provvisoria previste nell'ambito della presente fase progettuale della Linea Gronda Merci Anello Nord di Roma.

**Tabella 6.7: Sintesi delle opere di sostegno provvisoria previste**

Tipologico	Opere di sostegno previste	Dimensioni scavo in pianta [m]	Lunghezza complessiva paratia [m]	Altezza di ritenuta [m]	Profondità di infissione [m]	Battente idraulico [m]	Spessore tampone di fondo [m]	Sezione	Ancoraggi						
									Inclinazione sull'orizzontale [°]	Interasse [m]	Lunghezza libera [m]	Lunghezza bulbo [m]	Diametro nominale foro [mm]	Numero trefoli [-]	Pretiro [kN]
OPSD	Palancole	11.90 x 11.90	12.0	3.5	8.0	0.0	-	PU 32	-	-	-	-	-	-	-
OPDD	Palancole	11.90 x 16.40	12.0	3.5	8.0	0.0	-	PU 32	-	-	-	-	-	-	-
Scavi per pozzi con diaframmi	Paratie di pali contigui	20.80 x 18.20	15.0	7.0	8.0	5.0	8.0	Pali diametro 800mm interasse 0.9m	20	1.8	8.0	6.0	180	3	200