

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



S.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA-PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO-PRAIA

GEOTECNICA

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari

SCALA:

-

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

R C 2 A C 1 R 1 1 R H V I 0 0 0 3 0 0 1 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G.Grimaldi	Dic 2021	A.F.Rotunno	Dic. 2021	I. D'Amore	Dic 2021	Berardi Luglio 2023
B	Emissione esecutiva	G.Grimaldi	Gen 2022	A.F.Rotunno	Gen 2022	I. D'Amore	Gen 2022	
C	Emissione esecutiva	R.Mazzola <i>Ruggiero Mazzola</i>	Lug 2023	A.F.Rotunno <i>A.F. Rotunno</i>	Lug 2023	I. D'Amore <i>I. D'Amore</i>	Lug 2023	

File: RC2AC1R11RHVI0003001C.docx

n. Elab.

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	1 di 158

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2	BIBLIOGRAFIA	5
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
2.4	MATERIALI	8
2.4.1	Calcestruzzo pali di fondazione Rck > 30 MPa (C25/30)	8
2.4.2	Acciaio d'armatura B450C	8
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI	9
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO	14
4.1	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	14
4.1.1	Parametri Geotecnici di progetto	15
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	16
4.2.1	Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno	16
4.2.2	Ulteriori parametri sismici	17
5	DETERMINAZIONE DEI FATTORI DI CORRELAZIONE $\Xi_{3,4}$ PER PALI DI FONDAZIONE	19
6	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE PALIFICATE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO	20
6.1	DOMINIO DI RESISTENZA DELLA PALIFICATA	20
6.2	METODO DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO:	22
6.2.1	Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di progettazione	22
6.3	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO AI CARICHI VERTICALI	23
6.3.2	Resistenza di base	25
6.4	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE DEL PALO SINGOLO	26

7	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI POZZI DI FONDAZIONE	27
7.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE	27
7.2	METODO DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI POZZI STRUTTURALI	28
7.2.1	Matrice <i>Kstr</i>	30
7.2.2	Matrice <i>Kter</i>	31
7.2.3	Vettore <i>p</i>	32
7.2.4	Risoluzione del sistema non-lineare.....	33
7.3	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL POZZO AI CARICHI TRASVERSALI	34
7.4	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL POZZO AI CARICHI VERTICALI	34
8	CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DEL SOTTOFONDO	37
9	SCARICHI STRUTTURALI	39
10	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI VIADOTTI	45
10.1	VIADOTTO VI01	45
10.1.1	Stratigrafia di calcolo.....	47
10.1.2	Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale.....	49
10.1.3	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (da P25 a P33; da P36 a P61).....	56
10.1.4	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (P34 eP35).....	65
10.1.5	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (da P62 a P68 e SB).....	74
10.2	VIADOTTO VI02	83
10.2.1	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; da P1 a P5; SB).....	84
10.3	VIADOTTO VI03	98
10.3.1	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; da P1 a P7; SB).....	99
10.4	VIADOTTO VI04	108
10.4.1	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; da P1 a P5; SB).....	109
10.5	VIADOTTO VI05	118
10.5.1	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; P1(BP); P5(BP); SB).....	119
10.5.2	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (da P1 a P3 (BD); da P2 a P4 (BP)).....	128

10.6 VIADOTTO VI06	142
10.6.1 Stratigrafia di calcolo	143
10.6.2 Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale	144
10.6.3 Verifiche GEO fondazioni su pali in caso di scalzamento	149
10.1 VIADOTTO VI07	150
10.1.1 Stratigrafia di calcolo	151
10.1.2 Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale	152
11 GALLERODOTTO SL10	157

1 PREMESSA

La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della “Linea Salerno-Reggio Calabria – Nuova Linea AV Salerno-Reggio Calabria”, Lotto 1C della tratta Battipaglia-Praia, denominato " Buonabitacolo-Praia". Il lotto 1C è individuato come prioritario e inserito all’interno del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) tra le opere da finanziare nell’ambito della missione “Infrastrutture per una Mobilità Sostenibile.

Il tracciato si sviluppa in doppio binario a partire dalla fine del lotto 1B in corrispondenza della stazione di Buonabitacolo e lo sviluppo complessivo è di circa 45 Km e comprende tratti in rilevato, trincea,viadotti e gallerie.

Dal punto di vista morfologico, il settore iniziale del tracciato incontra un lungo tratto pianeggiante sul fondo del Vallo di Diano; alla terminazione sud del Vallo di Diano inizia un tratto collinare con versanti generalmente poco acclivi, mentre a partire da Casalbuono il profilo topografico si fa pronunciato e accidentato per la presenza di rilievi montuosi tipicamente appenninici, fino a sud di Trecchina. Le uniche eccezioni a questo schema sono rappresentate dall’incisione della valle del Noce e la depressione strutturale di Brefaro. A sud di Trecchina il tracciato esce dalla zona montagnosa, seppur in evidente abbassamento verso la costa tirrenica, per un brevissimo tratto di 170 m a cavallo del corso del Fiume Noce e infine in corrispondenza della Fiumarella Tortora.

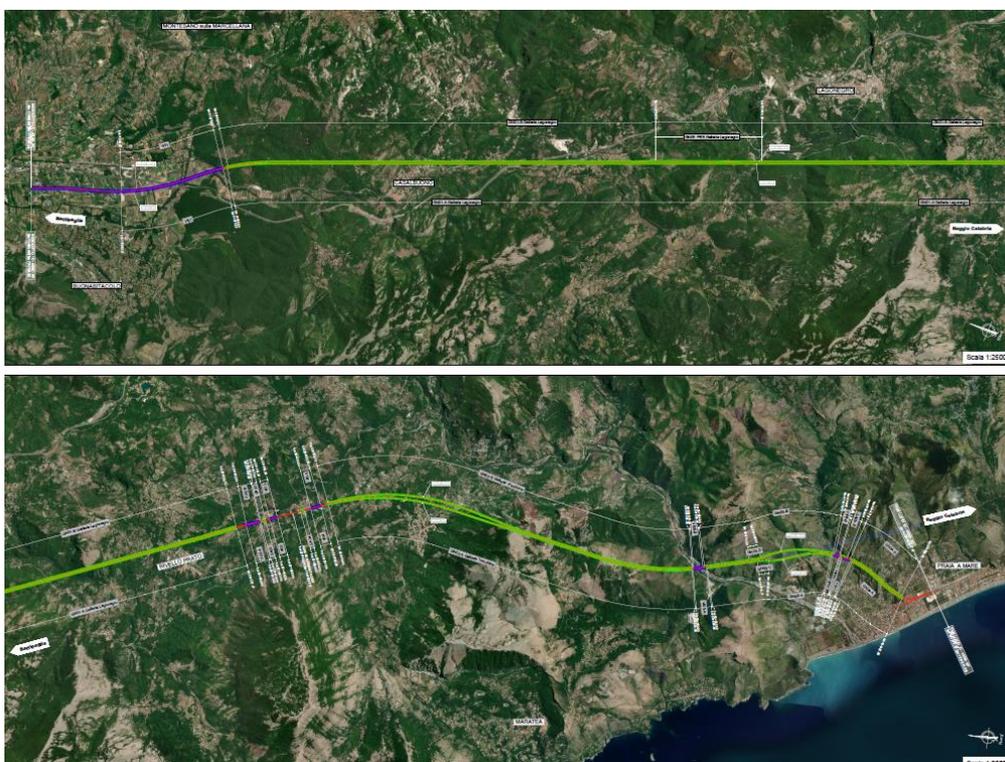


Figura 1.1: LIC: Buonabitacolo – Praia a Mare. Corografia dell’intervento

Nella presente relazione vengono descritti i criteri e i risultati del dimensionamento preliminare delle fondazioni profonde dei viadotti ferroviari.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA					
	Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA RC2A	LOTTO C1	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO VI0003 001	REV. C

2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018).
- [N.2]. Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- [N.4]. Eurocodici UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [N.5]. Eurocodici UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [N.6]. RFI, DTC SI PS MA IFS 001 F - Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture, 2022.
- [N.7]. RFI DTC SI PS SP IFS 002 F- Capitolato Generale Tecnico Di Appalto Delle Opere Civili. Parte II - Sezione 12 – Ponti, Viadotti, Sottovia e Cavalcavia, 2022

2.2 Bibliografia

A seguire I riferimenti di letteratura utilizzati nel testo

- [B.1]. M. Tomlinson e J. Woodward, Pile design and construction practice, CRC press, 2007.
- [B.2]. AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014.
- [B.3]. D. Brown, J. Turner e R. Castelli, Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods, Vol. 1 di 2, FHWA NHI-10-016, Federal Highway Administration, 2010.
- [B.4]. C. Viggiani, A. Mandolini e G. Russo, Piles and pile foundations, CRC Press, 2014.
- [B.5]. J. E. Bowles, Foundation analysis and design, Fifth Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.
- [B.6]. AGI, Raccomandazioni sui pali di fondazione, Quaderni dell'Associazione Geotecnica Italiana, 1984.
- [B.7]. Reese e S. J. Wright, «Drilled Shaft Manual - Volume I - Construction Procedures and Design for Axial Loading,» Federal Highway Administration, FHWA- IP-77-21, 1977.

- [B.8]. S. J. Wright e L. C. Reese, «Design of large diameter bored piles,» *Ground Engineering*, vol. 12, n. 8, 1979.
- [B.9]. J. Burland, «Shaft friction of piles in clay--a simple fundamental approach,» *Publication of: Ground Engineering/UK*, vol. 6, n. 3, 1973.
- [B.10]. J. Burland, «Closing Address,» in *Large-scale Pile Tests in Clay: Proceedings of the Conference, Recent Large-scale Fully Instrumented Pile Tests in Clay, Held at the Institution of Civil Engineers, London, 1993.*
- [B.11]. J. Burland e D. Twine, «The shaft friction of bored piles in terms of effective strength,» in *Proceeding of 1st International Conference on Deep Foundations, Bored and Augered Piles, 1988.*
- [B.12]. Y. J. Chen e F. H. Kulhawy, «Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading,» *Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December., 1994.*
- [B.13]. G. G. Meyerhof, «Bearing capacity and settlement of pile foundations,» *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 102, n. 3, pp. 197-228, 1976.
- [B.14]. H. Kishida, «Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand,» *Soils and Foundations*, vol. 7, n. 3, pp. 20-29, 1967.
- [B.15]. K. Gwidzala, *Large diameter bored piles in non-cohesive soils. Determination of the bearing capacity and settlement from results of static penetration tests (CPT) and standard penetration test (SPT), Swedish Geotechnical Institute, 1984.*
- [B.16]. B. B. Broms, «Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils,» *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 90, n. 2, 1964.
- [B.17]. B. B. Broms, «Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils,» *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 90, n. 3, 1964.
- [B.18]. P. De Simone, «Head embedment in Broms pile lateral capacity theory for cohesionless soils,» *Computers and Geotechnics*, vol. 43, 2012.
- [B.19]. M. Cecconi, V. Pane, A. Vecchietti e D. Bellavita, «Horizontal capacity of single piles: an extension of Broms' theory for $c-\phi$ soils,» *Soils and Foundations*, vol. 59, n. 4, pp. 840-856, 2019.
- [B.20]. L. C. Reese e W. F. Van Impe, *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, 2010.*
- [B.21]. R. Lancellotta, «Analytical solution of passive earth pressure,» *Geotechnique*, vol. 52, n. 8, 2002.

[B.22].R. Di Laora, L. de Sanctis e S. Aversa, «Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load,» Acta Geotechnica, vol. 14, n. 1, 2018

[B.23].Itasca (2019). FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. v.6.0 Users's Manual.

[B.24].Brinch-Hansen, J. "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces." Geoteknisk Instit., Bull. (1961).

[B.25].Kim, N. H. (2014). *Introduction to nonlinear finite element analysis*. Springer Science & Business Media.

2.3 Documentazione di progetto

Inoltre, si fa riferimento ai seguenti documenti:

[C.1]. Relazione geotecnica opere all'aperto: RC2A.C1.R.11.GE.GE0006.001.

[C.2]. Relazione di risposta sismica locale del Vallo di Diano: RC2A.C1.R.11.RH.GE0006.003.

[C.3]. Planoprofilo geotecnico - Tav. da 1 a 4: RC2A.C1.R.11.L5.GE0006.001-4

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI

Le opere di fondazione in progetto possono essere suddivise in (1) palificate realizzate con pali di grande diametro e (2) pozzi strutturali.

Per quanto riguarda le fondazioni su pali, queste sono previste su una fondazione a 8 e 11 pali di diametro D1500. Nelle figure che seguono si riportano le tipologie di fondazioni su pali.

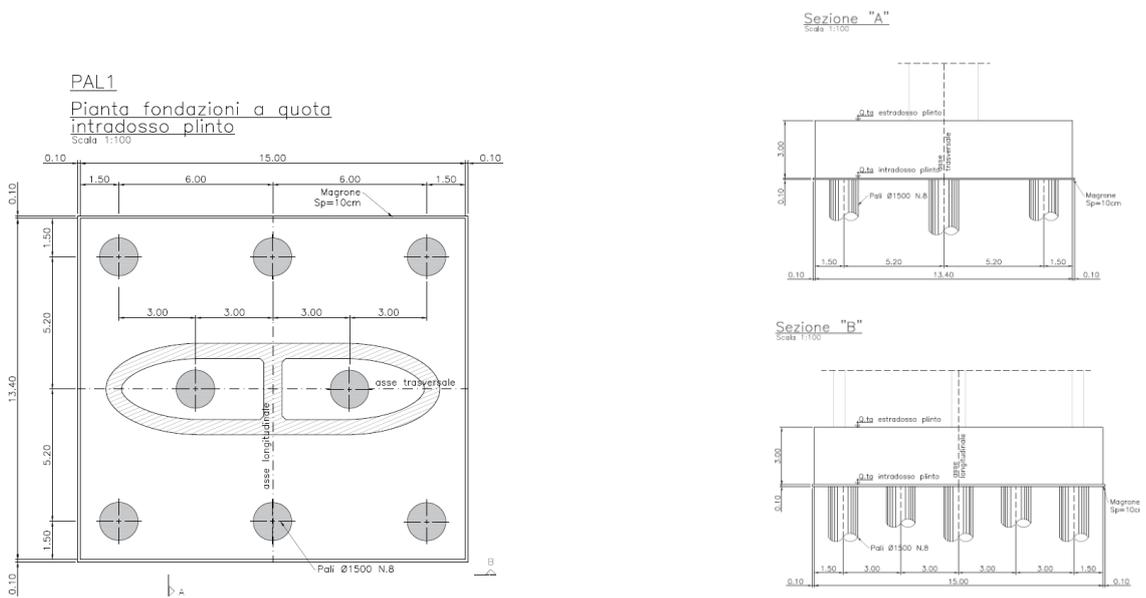


Figura 3.1: Fondazioni su 8 pali (PAL1)

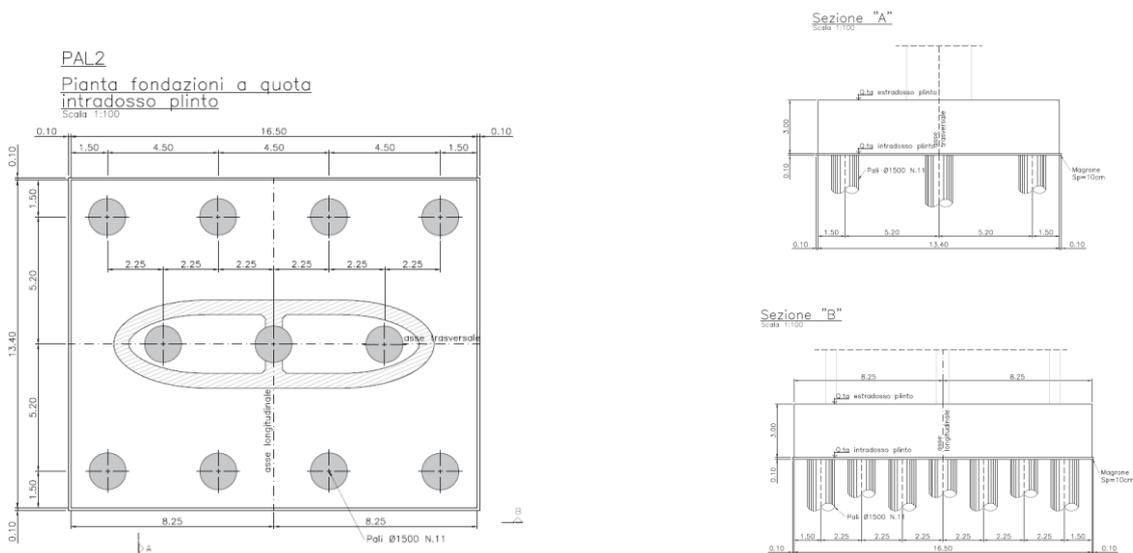


Figura 3.2: Fondazione su 11 pali (PAL2)

Le fondazioni su pozzi strutturali si suddividono in ragione del diametro e della metodologia realizzativa. Per le fondazioni relative a campate a doppio binario, il diametro di calcolo è pari a 15 m (tipologico PZDB1 e PZDB2) e 16.7 m (PZDB3). Le fondazioni relative a campate a singolo binario, il diametro di calcolo è pari a 10 m (tipologico PZSB1 e PZSB4) e 8.4 m (PZSB2).

Nelle figure che seguono si riportano le tipologie di fondazioni su pozzo.

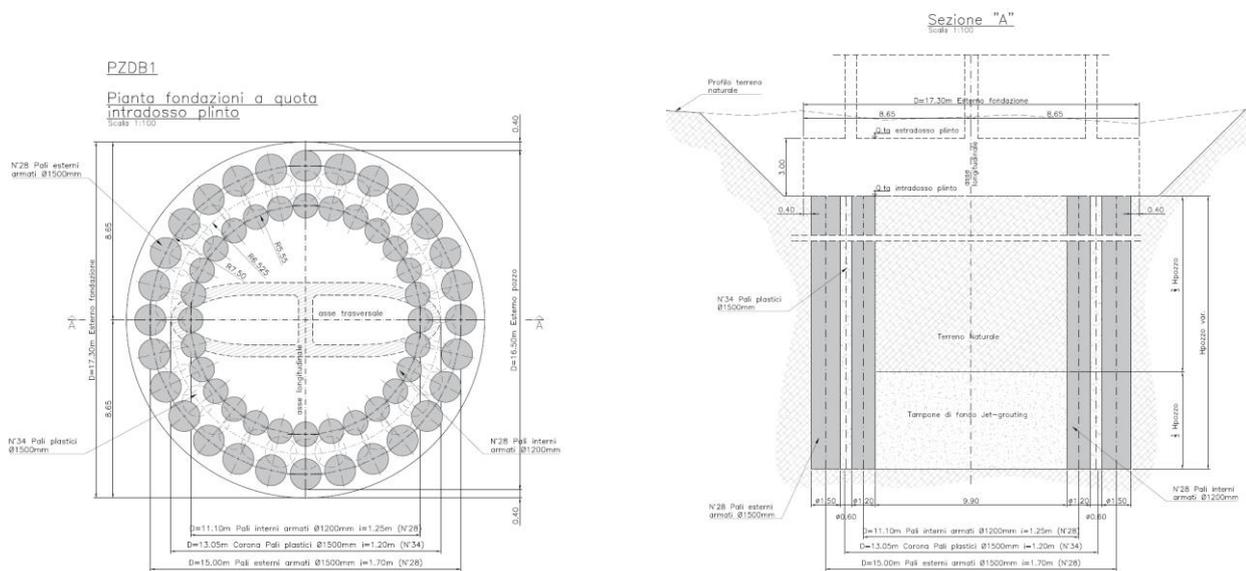


Figura 3.3: Fondazioni su pozzo (PZDB1)

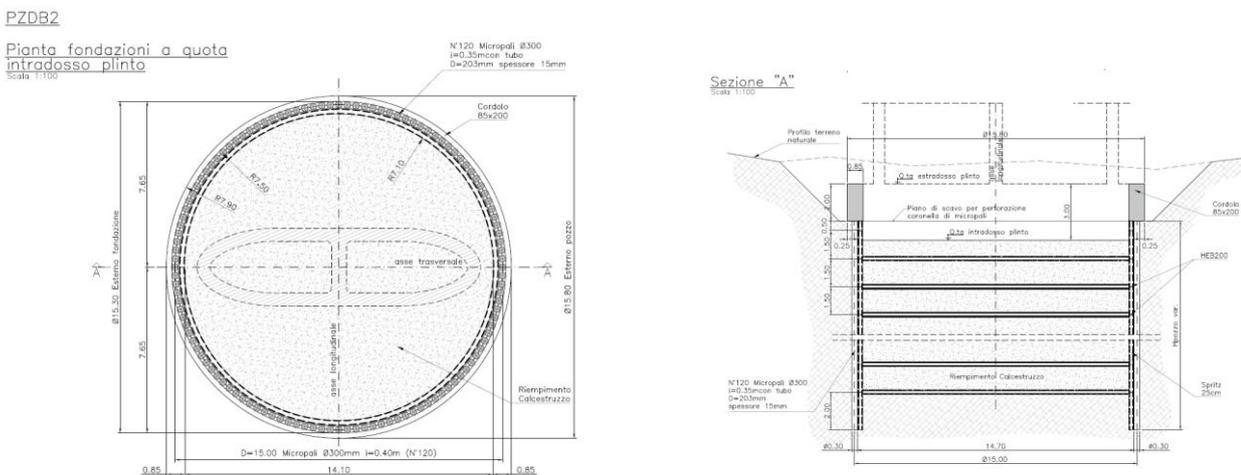


Figura 3.4: Fondazioni su pozzo (PZDB2)

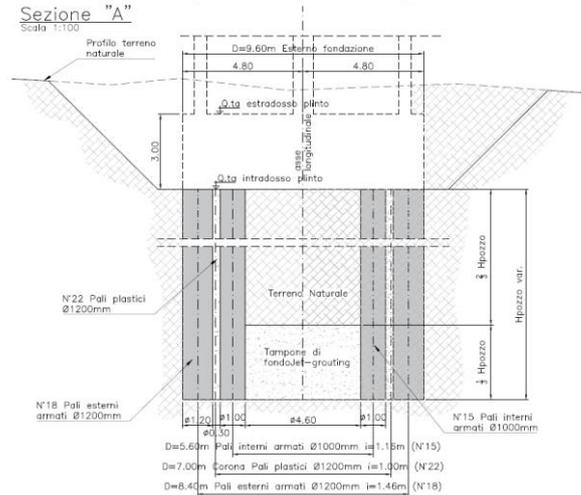
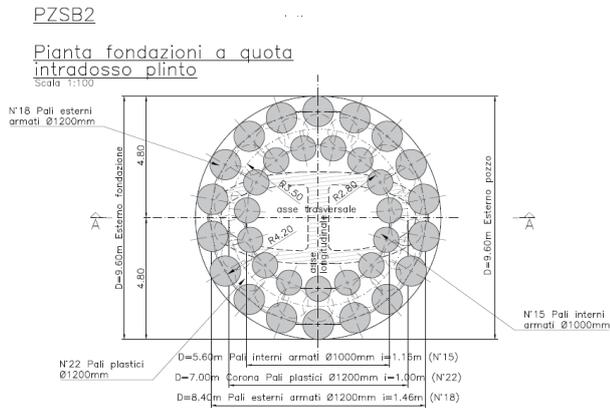


Figura 3.7: Fondazioni su pozzo (PZSB2)

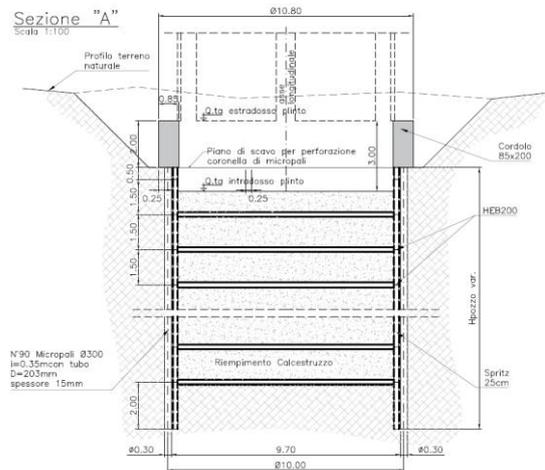
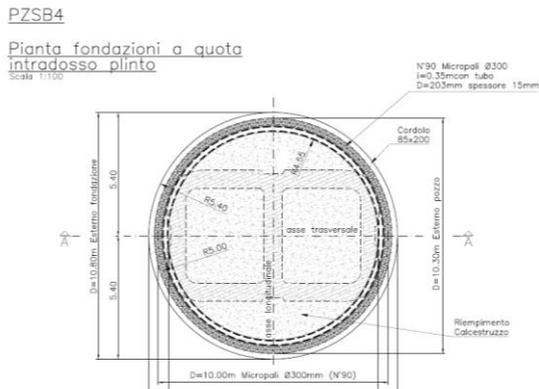


Figura 3.8: Fondazioni su pozzo (PZSB4)

Si riportano di seguito le fasi realizzative di una fondazione a pozzo di altezza H valide per tipologici PZDB1, PZSB1 e PZSB2:

1. esecuzione dello scavo fino a quota intradosso plinto;
2. realizzazione della corona di pali plastici D1200;
3. esecuzione corona interna ed esterna di pali armati (rispettivamente D1000 e D1200);
4. realizzazione del tappo di fondo in jet-grouting di spessore pari ad H/3.



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	13 di 158

La fase realizzativa 1 può essere anteposta alle fasi 2 e 3 se lo scavo fino a quota intradosso plinto è realizzato mediante ausilio di opere provvisorie.

Si riportano di seguito le fasi realizzative di una fondazione a pozzo di altezza H valide per il tipologico PZDB2, PZDB3 e PZSB4:

1. esecuzione dello scavo fino a quota intradosso plinto;
2. esecuzione corona di micropali D300;
3. esecuzione scavo con spritz e centine per ribassi di 1.50m;
4. riempimento interno con calcestruzzo magro fino a quota intradosso plinto.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

4.1 Inquadramento Geotecnico

A partire dal modello geologico e sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini disponibili, sono state identificate le unità geotecniche di riferimento, cioè unità aventi comportamento omogeneo dal punto di vista meccanico. Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio delle diverse campagne di indagine e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili, il tutto con riferimento e come descritto nella relazione geotecnica delle opere all'aperto di progetto.

Le unità geotecniche individuate coincidono con le unità geologiche identificate nella campagna di riconoscimento eseguita; di seguito sono elencate in ordine di età geologica crescente, mostrando il colore corrispondente alla legenda geologica/geotecnica utilizzata per identificarle. I rapporti stratigrafici sono illustrati nei profili geotecnici.

La falda di progetto, sulla base di quanto riportato nel profilo geotecnico, si trova a profondità variabili, in alcune sezioni è così profonda da non essere interferente con le opere, mentre in altre (Vallo di Diano), si trova a circa 1m da piano campagna. L'indicazione della profondità della falda è inclusa nella descrizione di ciascuna sezione analizzata.

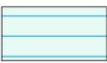
Tabella 4.1: Schema riassuntivo delle unità geotecniche e relativa corrispondenza con quelle geologiche

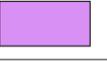
UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE		
Depositi alluvionali attuali (b)	DEP		Questa unità geotecnica comprende i depositi non distinti in base al bacino di pertinenza assimilabili tra loro dal punto di vista della granulometria generalmente grossolano. Depositi ghiaioso-sabbiosi e subordinatamente sabbioso-limosi (b) e sabbie e ghiaie (g1), breccia ad elementi dolomitici grossolanamente gradati (g2) e ghiaie e sabbie (g3).
Depositi collegati ai terrazzi marini (g1, g2 e g3) e Detrito di falda			
Depositi di spiaggia antichi (S1)	S1		Sabbia e ghiaia, sabbie limose, ghiaia fine e sabbia grossolana.
Sistema della Certosa di Padula (PAD)	PADe2		Alternanze di argille grigie e nerastre, limo-sabbiosi passanti a sabbie limose marroni, con lenti ghiaiose e livelli torbosi.
	PADb		Depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi fluviali e di conoide alluvionale costituiti da ghiaie a clasti eterometrici, con matrice limoso-sabbioso-argillosa talora prevalente.
Formazione di Albidona (ABD)	ABD		Clasti di calcareniti fittamente attraversate da vene calcitiche, immersi in una matrice fine costituita da siltiti-argilliti e clasti di ghiaie in abbondante matrice argilloso-limosa. In questa relazione, l'unità ABD sarà trattata come unità terrigena coesiva.
Complesso indifferenziato di Nemoli (UAS)	UAS1		Argilla sabbiosa-limosa, con presenza di ghiaia; Argilla limosa da consistente a molto consistente, con inclusi millimetrici.
	UAS2		Marne, arenarie e calcari marnosi; è diffuso un intervallo caotico, costituito da matrice argillosa contenente pezzame di calcareniti, rare brecciole e arenarie. Argilliti poco consistenti.
Dolomia Principale (DPR)	DPR		Dolomie

4.1.1 Parametri Geotecnici di progetto

Di seguito si riportano i parametri di resistenza dei terreni desunti dalla caratterizzazione geotecnica della linea. Nelle valutazioni geotecniche sono stati utilizzati i parametri medi dei range, salvo diverse assunzioni sempre segnalate nell'analisi corrispondente.

Tabella 4.2: Parametri Geotecnici di progetto

Parametri	DEP	S1	PADe2 ⁽¹⁾	PADb ⁽¹⁾	ABD	UAS1
						
γ [kN/m ³]	19 ⁽²⁾	19 ⁽²⁾	18,5	19	19	19 ⁽²⁾
ϕ [°]	30-40	35-40	18-25	30-36	20-25 ⁽⁴⁾	22 ⁽²⁾
c' [kPa]	0	0	5-15	0-5	5-15 ⁽⁴⁾	10-20 ⁽²⁾
c _u [kPa]	NA	NA	50-150	NA	50-150	200-300
E' [MPa]	25-35	25-75 ⁽³⁾	13-22	25-40	20-30 ⁽²⁾	20-35 ⁽⁵⁾
K [m/s]	1E-04 a 1E-05	5E-05 a 1E-05	5E-08 a 5E-07	1E-06 a 2E-05	1E-07 a 1E-06	1E-07 a 1E-06

Parametri	UAS2	DPR
		
γ [kN/m ³]	24.5	24.5
UCS [MPa]	8	35
Ei [GPa]	3	30
mi [-]	4	9
GSI	35	30
Scavi (D=0,7)	ϕ [°]	-
	c [kPa]	-
	E _{rm} [MPa]	-
Fondazioni (D=0,5)	ϕ [°]	25 (15 m prof.) 22 (25 m prof.) 18 (45 m prof.)
	c [kPa]	60 (15 m prof.) 80 (25 m prof.) 110 (45 m prof.)
	E _{rm} [MPa]	150
	Permeabilità [m/s]	1E-08 a 5E-06
		1E-07 a 1E-05 ⁽⁶⁾

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA					
	Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA RC2A	LOTTO C1	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO VI0003 001	REV. C

4.2 Inquadramento sismico

Richiamando quanto già riportato nella “Relazione geotecnica delle opere all’aperto”, nel presente paragrafo vengono riassunti gli aspetti principali relativi alla sismicità dell’area oggetto di studio.

L’azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell’azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l’azione sismica (V_R), in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno (T_R) corrispondenti dell’azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

4.2.1 Vita Nominale, Classe d’Uso, Tempo di Ritorno

La Vita Nominale V_N di un’opera, intesa come il periodo temporale entro cui l’opera stessa può essere usata per lo Scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d’uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell’importanza dell’opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico.

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA					
	Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA RC2A	LOTTO C1	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO VI0003 001	REV. C

In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $CU=0.7$.
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis Per le quali $CU = 1.0$.
- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali $CU = 1.5$.
- Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... Per le quali $CU = 2$.

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso IV ($CU = 2.0$)

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

$$VR = VN \times CU = 75 \times 1.0 = 200 \text{ anni}$$

4.2.2 Ulteriori parametri sismici

Per ulteriori dettagli circa l'inquadramento sismico, quali l'accelerazione di riferimento su suolo rigido, la risposta sismica locale (con particolare riferimento alla categoria di sottosuolo e al fattore di amplificazione sismica), si rimanda a quanto descritto nel capitolo 3 della Relazione Geotecnica [C.1] e al documento specifico riguardante l'analisi di Risposta Sismica Locale [C.2]. Per completezza, si riporta la suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 4.3) ed il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti lungo il tracciato per i diversi periodi di ritorno (Tabella 4.3).

Tabella 4.3 Suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo e cat.topografica

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Unità geo	Categoria di sottosuolo	Categoria di topografica
0+000	3+750	PADe2/PADb	-(1)	-(1)
3+750	4+100	ABD	B	T2 ⁽²⁾
26+500	28+900	UAS	B	T2 ⁽²⁾
38+250	38+600	DPR/DEP	C	T2 ⁽²⁾
41+800	42+300	DEP	B	T2 ⁽²⁾
44+000	44+770	S1	C	T1

⁽¹⁾ non è stata assegnata una categoria di suolo nè una categoria topografica alla tratta appartenente al Vallo di Diano in quanto è stata oggetto di un'analisi di Risposta Sismica Locale, Doc.Rif. [C.2].

⁽²⁾ a titolo cautelativo, si considera una categoria topografica T2.

5 DETERMINAZIONE DEI FATTORI DI CORRELAZIONE $\xi_{3,4}$ PER PALI DI FONDAZIONE

Come rappresentato in dettaglio al successivo Cap. 6, la resistenza caratteristica a compressione del palo singolo $R_{c,k}$ (o a trazione $R_{t,k}$) è ottenuta applicando i fattori di correlazione $\xi_{3,4}$ (capitolo 6.4.3.1.1, NTC18) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) in modo tale da portare direttamente in conto l'affidabilità del modello geotecnico di sottosuolo nel calcolo delle palificate. Per ogni sistema di fondazione viene quindi assunto un coefficiente $\xi_{3,4}$ in funzione delle verticali di indagine eseguite.

Il calcolo dei fattori di correlazione $\xi_{3,4}$ delle fondazioni in progetto sul Vallo di Diano (da Pk 00+000 a Pk 03+886) è sviluppato portando in conto il numero complessivo di verticali di indagine disponibili all'interno dell'area. Tale assunzione discende infatti sia dalla sostanziale omogeneità dal punto di vista geologico e geotecnico dell'area stessa (già nota in letteratura ed approfondita ulteriormente negli specifici studi sviluppati nell'ambito del presente progetto), sia dalla geometria delle palificate ivi ricadenti, che presentano tutte la stessa lunghezza. Le fondazioni dei viadotti ricadenti all'interno di tale area, avendo tutte la medesima geometria e appartenendo ad un'unica area omogenea dal punto di vista geotecnico, possono quindi essere ragionevolmente considerate come appartenenti ad un unico "sistema di fondazione", in coerenza con quanto espresso al punto 6.4.3.1.1 delle NTC 2018. In definitiva, sulla scorta delle precedenti considerazioni, da cui consegue che si è assunto non cogente la disponibilità di una verticale di indagine per singola fondazione (cfr punto 6.4.3.1 della Circolare 2019) per il computo del valore dei coefficienti di correlazione, **nel presente progetto si è determinato e assunto per tutte le fondazioni dei viadotti ricadenti nel Vallo di Diano (VI01) $\xi_3 = 1.40$ e $\xi_4 = 1.21$.**

Per tutte le fondazioni su pali esterne al Vallo di Diano si è assunto cautelativamente $\xi_3 = 1.70$ e $\xi_4 = 1.70$.

6 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE PALIFICATE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO

Nella presente relazione, si farà riferimento al contributo di resistenza offerto dall'intera palificata. Tale contributo può essere valutato applicando metodologie di calcolo in grado di rappresentare, appunto, lo stato limite ultimo di collasso della palificata nel suo complesso, in virtù del raggiungimento del carico limite di tutti i pali. Tale approccio è coerente con quanto indicato dalle NTC 2018 (capitolo 6.4.3.1.1.1).

6.1 Dominio di resistenza della palificata

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

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

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

In Figura 6.1 si riporta, a titolo di esempio, il dominio di resistenza di una palificata composta da 12 pali soggetta ad un carico verticale ed eccentrico. I punti della frontiera del dominio rappresentano le coppie di valori “Nu, Mu” (resistenza a compressione/trazione e momento resistente del gruppo di pali, rispettivamente) per i quali tutte le riserve di resistenza della palificata risultano esaurite.

Il dominio è costruito secondo le seguenti ipotesi di calcolo:

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

L'ipotesi (3) risulta valida certamente nel caso di pali in c.a. (o micropali) strutturalmente solidarizzati con la platea.

Per ulteriori approfondimenti circa il calcolo dei domini di resistenza si rimanda a Di Laora et al. (Di Laora, de Sanctis, & Aversa, 2018) e alle recenti implementazioni riportate da Potini et al (Potini, Gorini, & Conti, 2023).

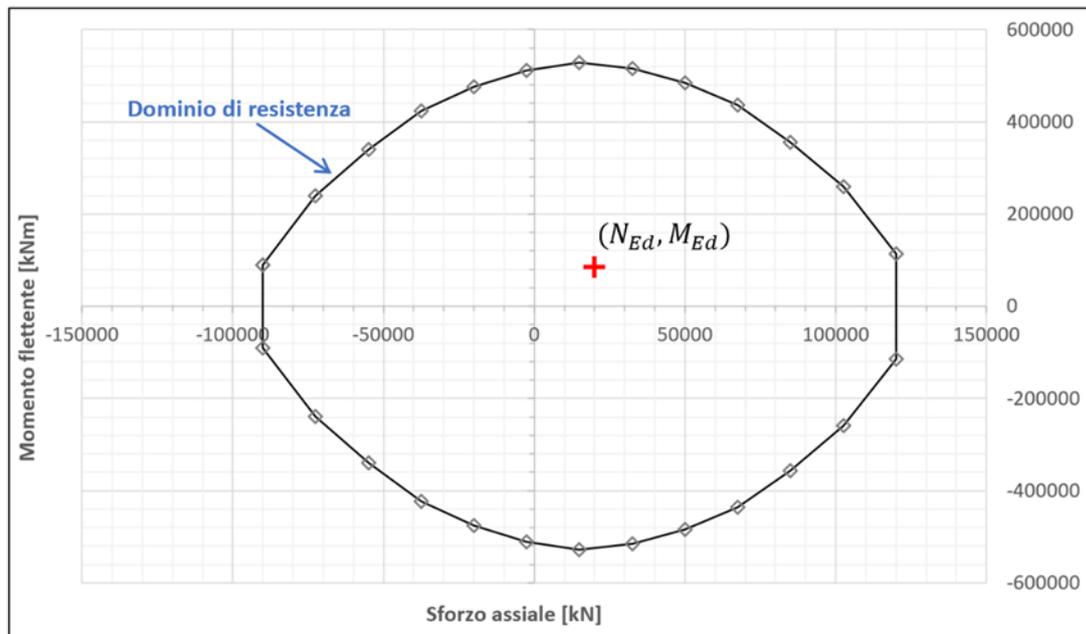
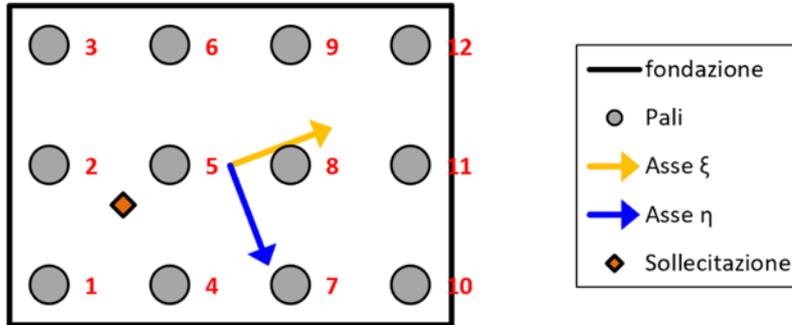


Figura 6.1 Esempio di dominio di resistenza di una palificata a 12 pali sottoposta ad un carico verticale eccentrico

6.2 Metodo di calcolo capacità portante del singolo palo:

6.2.1 Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di progettazione

Il calcolo della capacità portante del palo singolo viene svolto secondo l'approccio agli stati limite ultimi, in accordo alle NTC2018. La resistenza di progetto del palo viene quindi espressa come:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove:

- R_d = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;
- R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo;
- γ_R = coefficiente parziale di sicurezza.

In particolare, le verifiche di capacità portante delle fondazioni su pali agli stati limite ultimi vengono condotte con l'Approccio 2 secondo la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 5.2.V, 6.2.II e 6.4.VI.

Ad esempio, la resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è quindi calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella 6.4.II delle NTC2018, relativi alla tecnologia realizzativa dei pali. Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del palo (o a trazione $R_{t,k}$) è ottenuto applicando i fattori di correlazione $\xi_{3,4}$ (capitolo 6.4.3.1.1, NTC18) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$). Per ogni sistema di fondazione verrà quindi assunto un coefficiente $\xi_{3,4}$ in funzione delle verticali di indagine eseguite (Cap. 5).

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante delle fondazioni su pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto degli opportuni coefficienti parziali sulle azioni (e.g. peso palo considerato con coefficiente parziale unitario).

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio, sia ragionevolmente lontana dalla condizione di plasticizzazione (Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI [N.6]). In particolare, sulla resistenza laterale di calcolo Q_L , verrà verificata la seguente condizione

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

dove al secondo membro è riportato il carico agente sul palo più caricato della palificata in combinazione caratteristica (rara).

6.3 Calcolo capacità portante del palo singolo ai carichi verticali

In Figura 5.2 è riportato lo schema di riferimento per il calcolo della capacità portante a compressione R_c di un palo singolo di lunghezza L_p e area A_p . Con Q_B e Q_L sono indicati rispettivamente la resistenza laterale e di base (di calcolo). In figura si indica con z_B e z_w la profondità della base del palo e della falda, calcolate a partire dal piano di campagna.

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

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

dove W_p è il peso del palo.

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

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

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

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

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

I coefficienti parziali γ_s e γ_b indicati nella determinazione della resistenza $R_{c,d}$ sono, rispettivamente, il coefficiente parziale laterale in compressione e alla base riferiti alla tecnologia realizzativa dei pali, mentre il coefficiente γ_{G1} è il coefficiente parziale relativo al peso proprio del palo (Tab. 6.2.I, NTC18).

Resistenza laterale

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

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

dove, per ogni strato i di spessore h_i viene valutata la tensione tangenziale τ_i sul fusto del palo.

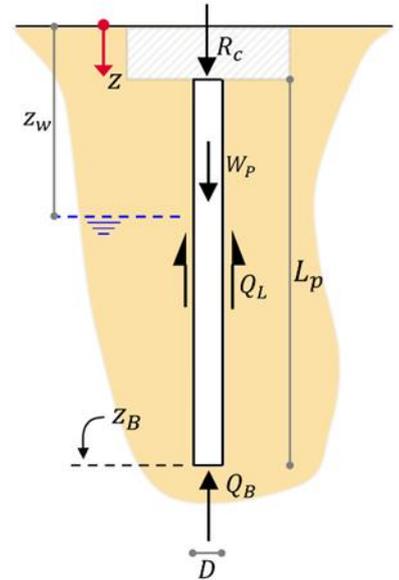


Figura 6.2: schema per calcolo capacità portante a compressione del palo

6.3.1.1 Depositi incoerenti

La tensione tangenziale lungo il fusto del palo, in accordo a Viggiani et al. [B.4], può essere valutata, in corrispondenza della tensione verticale efficace σ_v' , mediante la seguente:

$$\tau_i = k \cdot \tan(\varphi') \cdot \sigma_v' \leq \tau_{l,max}$$

con k coefficiente di pressione laterale (pari a 0.7 per pali in compressione [B.1], [B.6] e [B.7] e pari a 0.5 per pali in trazione [B.7]), mentre φ' è l'angolo d'attrito dello strato di terreno competente. Il valore di tensione tangenziale limite $\tau_{l,max}$ per pali trivellati di grande diametro in terreni sabbiosi è correlabile al numero di colpi di SPT mediante il seguente grafico [B.8].

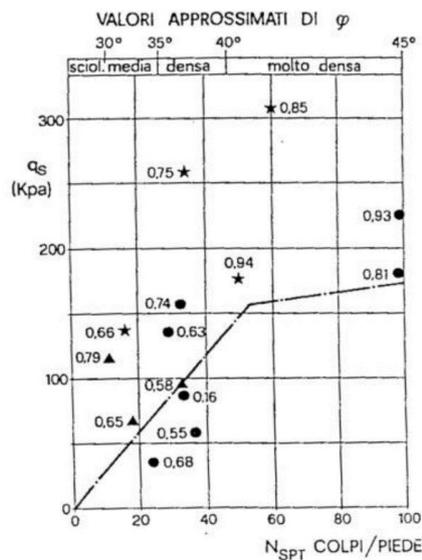


Figura 6.3 Tensioni tangenziali limite in terreni sabbiosi per pali trivellati di grande diametro, [B.8]

6.3.1.2 Depositi coesivi (metodo α)

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

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

Dove c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate mentre α è un coefficiente empirico di adesione, valutabile in ragione della coesione non drenata, secondo la seguente tabella proposta dall'AGI [B.6](per pali trivellati):

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

Il valore del coefficiente α può essere valutato, in linea con quanto indicato dalle AASHTO [B.2] e dalle FHWA [B.3] per pali trivellati di grande diametro, secondo la seguente espressione

$$\begin{cases} \alpha = 0.55 & \text{se } c_u/p_{ref} \leq 1.5 \\ \alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{c_u}{p_{ref}} - 1.5 \right) & \text{se } 1.5 \leq c_u/p_{ref} \leq 3.0 \end{cases}$$

Per valori di $c_u/p_{ref} \geq 3.0$ si adotterà $\alpha = 0.45$. La pressione di riferimento p_{ref} è pari a 100 kPa.

La correlazione proposta dalle AASHTO-FHWA è calibrata su un database sperimentale specifico per pali trivellati di grande diametro e può dunque ritenersi un utile riferimento rispetto alla curva di α proposta dalle AGI.

Nel presente progetto si è fatto riferimento al metodo AASHTO.

Il valore di tensione tangenziale limite $\tau_{l,max}$ è pari a 100 kPa e 120 kPa rispettivamente per pali trivellati e pali infissi (AGI, 1984).

6.3.1.3 Depositi coesivi (metodo β)

Un metodo alternativo per la valutazione della tensione tangenziale in depositi coesivi mediante un approccio alle tensioni efficaci è quello investigato da Burland [B.9], [B.10] Burland e Twine [B.11] e Chen e Kulhawy [B.12]. Secondo tale approccio la tensione tangenziale può essere valutata, corrispondenza della tensione verticale efficace σ_v' , mediante la seguente:

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

Dove il coefficiente β può essere scritto come:

$$0.25 \leq \beta (= 0.1 + 0.4 \frac{c_u}{\sigma_v'}) \leq 0.55$$

Per il limite inferiore ($\beta=0.25$) si faccia riferimento a [B.6] mentre il limite superiore ($\beta=0.55$) è stato desunto dai risultati presentati in [B.10] e [B.12].

Il valore di tensione tangenziale limite $\tau_{l,max}$ è pari a 100 kPa e 120 kPa rispettivamente per pali trivellati e pali infissi [B.6].

6.3.2 Resistenza di base

La resistenza di base di calcolo Q_B può essere scritta come

$$Q_B = A_p q_b$$

dove A_p è l'area di base e q_b è la resistenza unitaria alla punta. In presenza di stratificazioni, la resistenza alla punta deve essere calibrata secondo quanto proposto da Meyerhof [B.13]. Nel presente progetto è stata assunta come lunghezza di penetrazione (intesa come lunghezza interna ad ogni passaggio di strato) un valore pari a tre volte il diametro del palo al fine di raggiungere la resistenza di base caratteristica dello strato in oggetto.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA					
	Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA RC2A	LOTTO C1	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO V10003 001	REV. C

6.3.2.1 Depositi incoerenti

La resistenza unitaria alla base del palo (associabile a cedimenti compresi tra il 6% e il 10% del diametro del palo stesso [B.4], [B.6]) viene valutata in funzione della tensione verticale efficace alla base del palo $\sigma'_{v,base}$, mediante la seguente espressione [B.4], [B.6]

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

Con N_q^* coefficiente funzione dell'angolo di resistenza al taglio e determinato secondo AGI [B.6]. Nel caso di pali trivellati, tale coefficiente è da calcolare riducendo il valore di calcolo dell'angolo d'attrito come $\varphi_{calc}' = \varphi' - 3^\circ$ (Kishida [B.14]).

La resistenza unitaria limite $q_{b,lim}$ al secondo membro, è determinabile in funzione della granulometria secondo quanto indicato da Gwidzala [B.15]:

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

6.3.2.2 Depositi coesivi

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

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

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

$\sigma_{v,base}$ = tensione totale verticale.

La resistenza unitaria limite $q_{b,lim}$ è da valutarsi puntualmente in ragione delle caratteristiche meccaniche del terreno, **nel presente caso si è considerato, cautelativamente, valore limite pari a 2500 kN.**

6.4 Determinazione della resistenza di progetto a trazione del palo singolo

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

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

dove Q_L è la resistenza laterale di calcolo (valutabile secondo quanto riportato al paragrafo 6.3), e W_p è il peso del palo definito come nel paragrafo 6.3.

Il coefficiente parziale γ_{st} è riferito alla tecnologia realizzativa dei pali (tabella 6.4.II, NTC2018) mentre il coefficiente γ_{G1} è il coefficiente parziale dell'azione dovuta al peso del palo considerata favorevole (Tab. 6.2.I, NTC18).

7 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI POZZI DI FONDAZIONE

7.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pozzi vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente NTC2018.

La **verifica a carico limite trasversale** è soddisfatta se:

$$E_{tr,d} < R_{tr,d}$$

essendo

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

dove:

- $E_{tr,d}$ = sollecitazione trasversale di progetto;
- $R_{tr,d}$ = resistenza trasversale di progetto;
- γ_T = coefficiente parziale di sicurezza per pali soggetti a carichi trasversali;

La **verifica a carico limite verticale** è soddisfatta se:

$$q < q_{lim} / \gamma_R$$

dove:

- q = pressione agente sul piano di fondazione (base pozzo);
- q_{lim} = pressione limite sul piano di fondazione;
- γ_R = coefficiente parziale di sicurezza per fondazioni superficiali;

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.4.I e 6.4.VI.

7.2 Metodo di calcolo capacità portante dei pozzi strutturali

Il problema 3D di una fondazione a pozzo soggetta a carico qualsiasi (N , V , M) è ricondotto ad un problema monodimensionale in cui gli elementi 1D (Figura 7.1) rappresentano la struttura del pozzo ed il terreno è modellato mediante molle nodali rappresentative delle condizioni 3D cui è soggetta la fondazione stessa. Le analisi delle fondazioni sono eseguite utilizzando un codice agli elementi finiti.

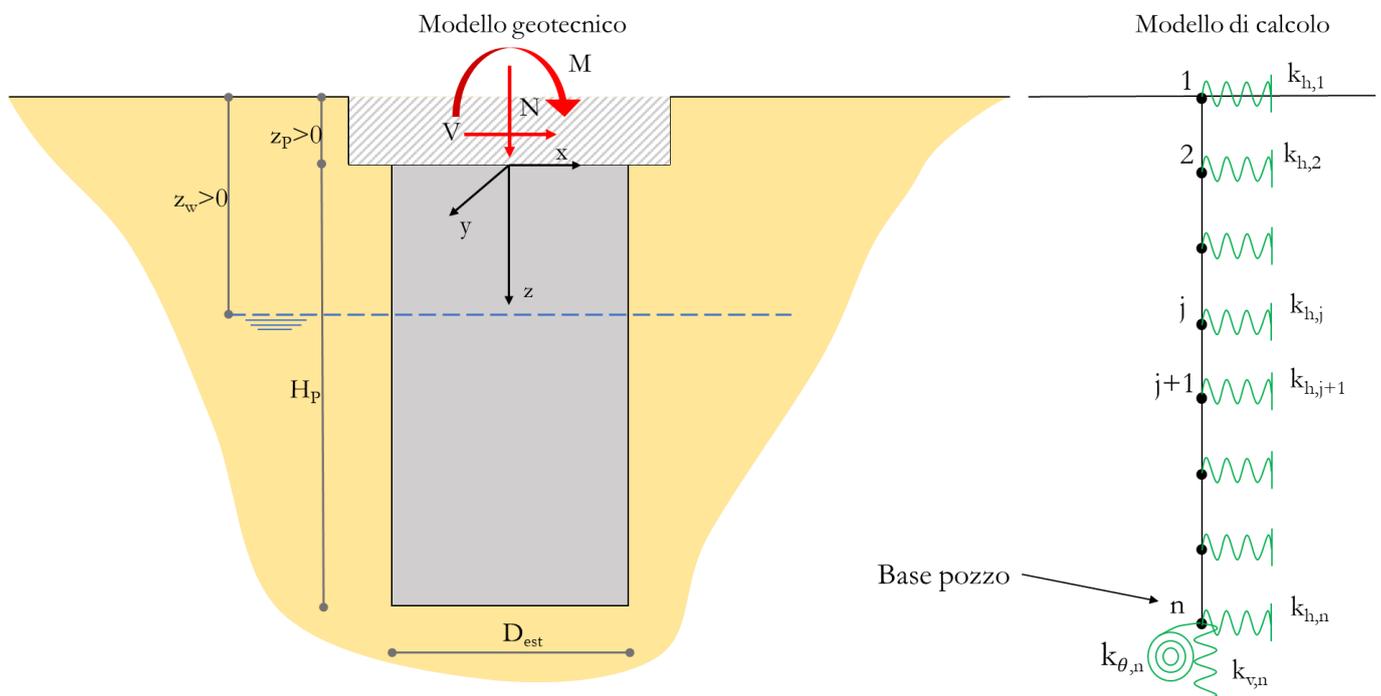


Figura 7.1: Modello geotecnico e modello di calcolo fondazione a pozzo

Le molle nodali orizzontali sono modellate con legame costitutivo elastico perfettamente plastico. Ad ogni nodo è associata una molla avente un valore di pressione limite (F_{lim} nel prosieguo). Facendo riferimento alla curva carico-spostamento riportata in Figura 7.2, ad F_{lim} corrisponde uno spostamento limite u_{lim} ottenuto linearmente tramite la rigidezza elastica k_h del terreno. Il modulo di tale rigidezza è calibrato a-priori partendo dalle proprietà meccaniche del terreno in sito e dalle caratteristiche geometriche del pozzo (si veda Capitolo 8). Per la calibrazione della pressione limite F_{lim} si rimanda al Paragrafo 7.3.

La molla verticale e quella rotazionale posta alla base del pozzo sono invece modellate con un legame costitutivo elastico lineare. Al nodo n di base è inoltre associata una molla rotazionale il cui modulo può essere determinato in modo semplificato secondo le relazioni analitiche riportate al Paragrafo 7.2.2.

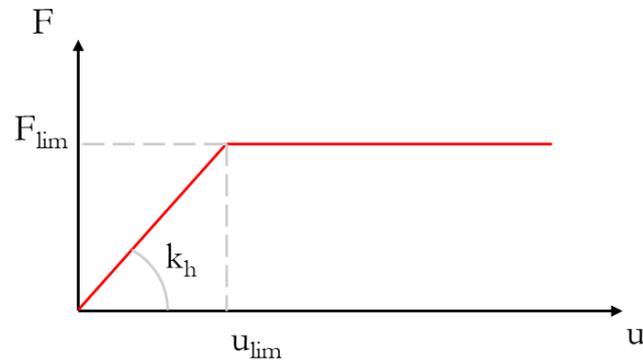


Figura 7.2: Modello costitutivo molle nodali orizzontali

Noti, dunque, i valori delle rigidità delle molle che vincolano il pozzo al terreno, il problema può essere risolto imponendo il soddisfacimento dell'equazione di equilibrio:

$$[K] \cdot \underline{u} - \underline{p} = \underline{R}$$

Dove:

- $[K]$ è la matrice di rigidità comprensiva della rigidità della struttura e di quella del terreno;
- \underline{u} è il vettore degli spostamenti (incognito);
- \underline{p} è il vettore delle forze esterne applicate;
- \underline{R} è il vettore del carico residuo

La soluzione dell'equazione di equilibrio viene ricercata iterativamente: ad ogni iterazione corrisponde una soluzione che restituisce un vettore “residuo” che diminuisce fino al soddisfacimento del criterio di convergenza. La procedura di risoluzione è esplicitata al Paragrafo 7.2.4

La matrice di rigidità del sistema risolvete è costituita dalla somma della matrice di rigidità della struttura e di quella del terreno:

$$[K] = [K]_{str} + [K]_{ter}$$

La matrice $[K]_{str}$ è ottenuta mediante assemblaggio dei singoli elementi strutturali che hanno una rigidità assiale ed una flessionale variabile a seconda della sezione e del materiale che li costituisce.

La matrice $[K]_{ter}$ è diagonale e i termini rappresentano la rigidità del terreno nelle tre direzioni.

Il vettore delle forze esterne \underline{p} è composto dalle forze orizzontali, dalle forze verticali e dalle coppie concentrate nei singoli nodi.

7.2.1 Matrice $[K]_{str}$

Il pozzo strutturale è costituito da elementi “beam” monodimensionali, a due nodi con tre gradi di libertà.

La matrice di rigidità dell’elemento è dunque:

EA/L	0	0	-EA/L	0	0
0	12EI/L ³	-6EI/L ²	0	-12EI/L ³	-6EI/L ²
0	-6EI/L ²	4EI/L	0	6EI/L ²	2EI/L
-EA/L	0	0	EA/L	0	0
0	-12EI/L ³	6EI/L ²	0	12EI/L ³	6EI/L ²
0	-6EI/L ²	2EI/L	0	6EI/L ²	4EI/L

La matrice di rigidità della struttura è ottenuta, mediante assemblaggio dei singoli elementi strutturali aventi rigidità assiale (EA/L) e flessionale (EI/L³) proprie delle caratteristiche geometriche (area e inerzia) e del materiale che costituisce la sezione.

Nel codice è definito un coefficiente di omogeneizzazione per tenere in conto la possibilità di avere un doppio materiale costituente la sezione del pozzo:

$$n_{omog} = \frac{E_{jg}}{E_{cls}}$$

Da cui vengono ricavate le seguenti grandezze “equivalenti” per una sezione omogeneizzata:

Tabella 7.1: Grandezze equivalenti per sezione omogeneizzata

E_{eq}	$E_{cls} + n_{omog} \cdot E_{jg}$
A_{eq}	$A_{cls} + n_{omog} \cdot A_{jg}$
I_{eq}	$I_{cls} + n_{omog} \cdot I_{jg}$
EI_{eq}	$EI_{cls} + EI_{jg}$
γ_{eq}	$(A_{cls}\gamma_{cls} + A_{jg}\gamma_{jg})/A_{eq}$

7.2.2 Matrice $[K]_{ter}$

La matrice di rigidezza relativa al terreno è diagonale e i termini presenti rappresentano la rigidezza del terreno in direzione orizzontale, verticale o rotazionale. In ogni nodo è considerata una molla duale allo spostamento orizzontale del pozzo (direzione x); il nodo posto più in profondità, ha invece sia una molla verticale che una rotazionale (Figura 7.1).

La rigidezza da assegnare alle molle (orizzontali e verticale in fondazione) si può stimare a partire dalle proprietà geometriche del pozzo e da quelle meccaniche del terreno. Nel Capitolo 8 viene presentato il metodo utilizzato per stimare la rigidezza delle molle orizzontali.

La rigidezza rotazionale k_{θ} del nodo di base si calcola imponendo una rotazione unitaria alla sezione di base del pozzo (supposta cava in Figura 7.3) in cui il terreno di fondazione viene considerato a reagente solo a compressione

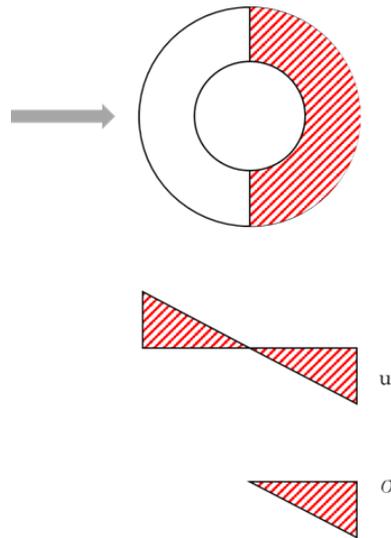


Figura 7.3: Distribuzione degli spostamenti e delle tensioni alla base del pozzo con imposta una rotazione unitaria

La tensione di base vale $\sigma(r) = k_v \cdot r$. Il momento flettente rispetto al baricentro è calcolato come:

$$M = \int \sigma(r)r dA = \int_{R_{int}}^{R_{est}} \sigma(r)r^2 dr \int_0^{\pi} d\theta = \int_{R_{int}}^{R_{est}} k_v r^3 dr \int_0^{\pi} d\theta = \frac{k_v \pi}{4} (R_{est}^4 - R_{int}^4) = k_v \cdot I_{cls}$$

Pertanto, dato che il momento prodotto da una rotazione unitaria è pari a:

$$M = 1 \cdot k_{\theta}$$

da cui si ricava la rigidezza rotazionale $k_{\theta} = k_v \cdot I_{cls}$.

7.2.3 Vettore \underline{p}

Il vettore delle forze esterne presenta tre componenti per ogni nodo (forza orizzontale, una forza verticale e coppia concentrata). Nel caso di una fondazione a pozzo, si inseriscono gli scarichi ad estradosso plinto derivanti dalla sovrastruttura e l'altezza del plinto, in modo da ricondurre tali scarichi ad intradosso plinto. Nel caso in cui il pozzo costituisca un elemento stabilizzante per un versante in frana, si inserisce un carico distribuito orizzontalmente.

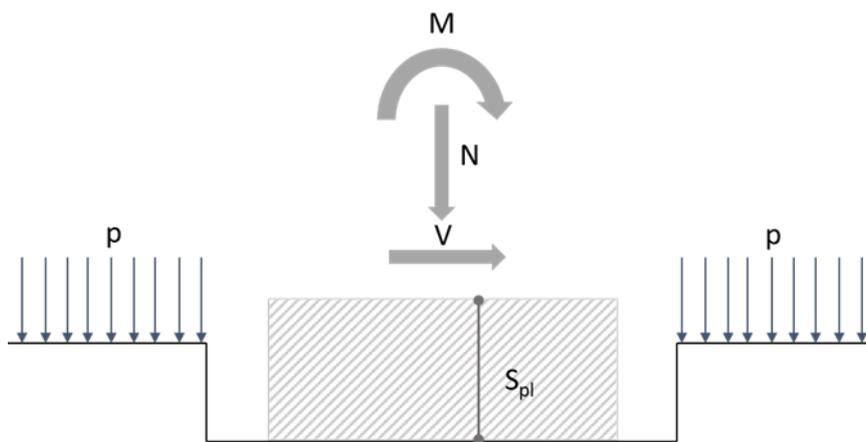


Figura 7.4: Azioni in testa al pozzo

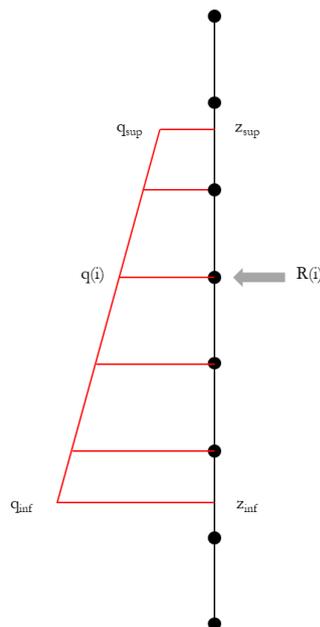


Figura 7.5: Carico orizzontale distribuito

7.2.4 Risoluzione del sistema non-lineare

Nel codice di calcolo è implementata la seguente procedura di risoluzione:

1. Risoluzione del sistema lineare:

$$[K] \cdot \underline{u} = \underline{p};$$

2. Check del valore di spostamento limite $u_{lim,j}$ (associato alla pressione limite $F_{lim,j}$)
3. Aggiornamento della matrice di rigidezza eliminando il contributo delle molle tali per cui si è raggiunto lo spostamento limite
4. Calcolo delle reazioni vincolari \underline{F}

$$\text{se } u_j^i > u_{lim,j} \quad \begin{aligned} [K]_{j,j}^{i+1} &= [K]_{j,j}^i - [K]_{spring,j,j} \\ F_j &= F_{lim,j} \end{aligned}$$

$$\text{altrimenti} \quad F_j = [K]_{spring,j,j} \cdot u_j^i$$

5. Calcolo del residuo \underline{R}

$$R_j^{i+1} = R_j^i - F_j$$

6. Aggiornamento degli spostamenti nodali (\underline{u}^{i+1}) nella nuova configurazione ($[K]^{i+1}$)

$$[K]^{i+1} \cdot \underline{u}^{i+1} = \underline{R}^{i+1}$$

7. Calcolo del valore di convergenza

$$\text{conv} = \frac{\sum_{j=1}^n (\Delta u_j^{i+1})^2}{1 + \sum_{j=1}^n (\Delta u_j^0)^2} \leq \text{tolleranza}$$

8. Calcolo degli step da 2 a 7 fino al soddisfacimento del valore di tolleranza (imposta pari a 1.0e-5)

7.3 Calcolo capacità portante del pozzo ai carichi trasversali

La stima della capacità portante ai carichi trasversali viene fatta seguendo uno dei due approcci: quello proposto da Brinch – Hansen [B.24] o quello proposto da Lancellotta [B.21].

Nel presente progetto è stato adottato l'approccio proposto da Brinch-Hansen.

Entrambi i metodi forniscono una stima delle pressioni limite F_{lim_j} ; a partire da queste, conoscendo la rigidezza del terreno ($[K]_{spring_{j,j}}$), è possibile risalire agli spostamenti limite riportati nel Paragrafo 7.2.4:

$$u_{lim_j} = \frac{F_{lim_j}}{[K]_{spring_{j,j}}}$$

7.4 Calcolo capacità portante del pozzo ai carichi verticali

Il carico limite viene calcolato con la formula trinomia proposta da Terzaghi:

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

I coefficienti di capacità portante sono quelli proposti da Hansen (1970) in cui N_q e N_c sono identici a quelli proposti da Meyerhof (1963):

Coefficiente	Condizioni Drenate	Condizioni Non Drenate
N_q	$e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$	1
N_c	$(N_q - 1) \cot \varphi$	5.14
N_{γ}	$1.5(N_q - 1) \tan \varphi$	0

Il carico limite viene calcolato a partire da una base ridotta a seconda dell'eccentricità del carico agente. L'eccentricità è definita come il rapporto tra momento e sforzo normale agente. Per una sezione rettangolare, la base ridotta è calcolata come segue:

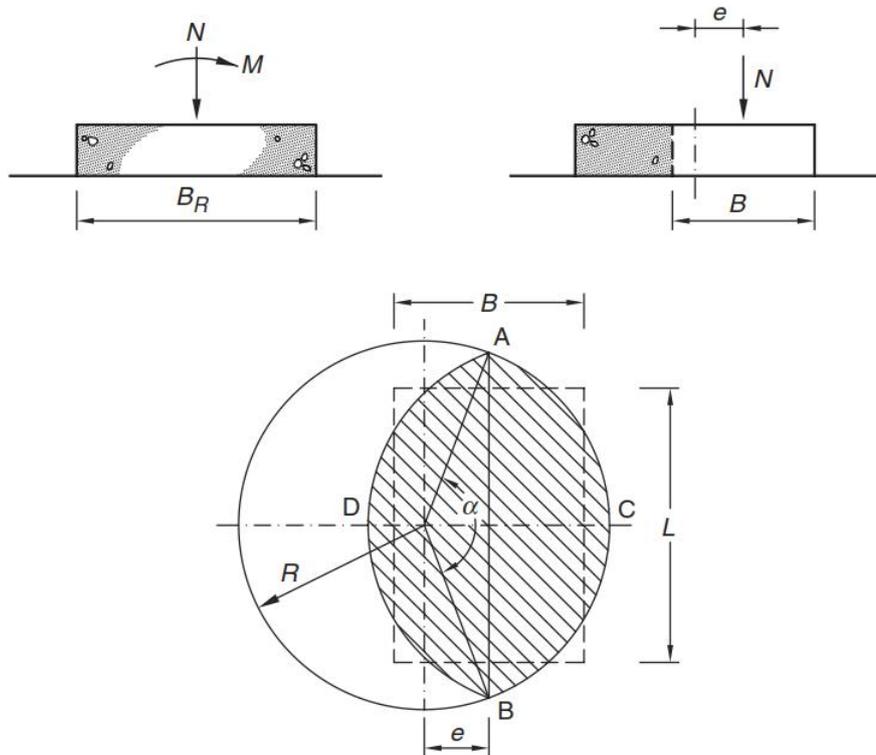
$$e = \frac{M}{N}$$

$$B = B_R - 2e$$

Nel caso di sezione circolare invece si sfruttano le relazioni indicate nel seguito:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	35 di 158



$$e = \frac{M}{N}$$

$$B = B_R - 2e$$

$$\frac{B}{L} = \frac{DC}{AB}$$

$$\text{Area } (B \cdot L) = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{R-h}{R} \right) - (R-h) (2R \cdot h - h^2)^{0.5} \right]$$

$$h = R - e$$

Figura 7.6: Carico limite verticale fondazione rettangolare

Di seguito i coefficienti utilizzati per la verifica della capacità portante ai carichi verticali:

	Condizioni Drenate	Condizioni Non Drenate
s_q	$1 + 0.1 \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi' B}{1 - \operatorname{sen}\varphi' L}$	-
s_γ	$1 + 0.1 \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi' B}{1 - \operatorname{sen}\varphi' L}$	-
s_c	$1 + 0.2 \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi' B}{1 - \operatorname{sen}\varphi' L}$	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$
d_q	$1 + 2 \operatorname{tan}\varphi' (1 - \operatorname{sen}\varphi')^2 \frac{D}{L} \quad (D \leq B)$ $1 + 2 \operatorname{tan}\varphi' (1 - \operatorname{sen}\varphi')^2 \operatorname{tan}^{-1} \frac{D}{L} \quad (D > B)$	-
d_γ	1	-
d_c	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tan}\varphi'}$	$1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad (D \leq B)$ $1 + 0.4 \operatorname{tan}^{-1} \frac{D}{B} \quad (D > B)$
i_q	$(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot\varphi'})^m$	-
i_γ	$(1 + \frac{H}{N + BLc' \cot\varphi'})^{m+1}$	-
i_c	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tan}\varphi'}$	$1 - \frac{mH}{BLs_u N_c}$
m		$\frac{2 + B/L}{1 + B/L}$

Figura 7.7: Coefficienti per carico limite

I fattori correttivi relativi all'inclinazione del **piano di posa** (b) e della **superficie del terreno** (g) sono posti pari ad 1 dato che la verifica del carico limite non si riferisce ad un plinto o ad una platea al p.c. bensì ad una struttura posta a diversi metri di profondità dal p.c.

Lo sforzo normale alla base della fondazione è decurtato della sottospinta idraulica, se presente, agente alla base della fondazione ma con verso opposto allo sforzo normale della struttura.

Dato che in molti casi i pozzi strutturali presentano un tappo di fondo in jet-grouting, è stato ritenuto utile dare la possibilità di assegnare differenti caratteristiche fisico – meccaniche al terreno di fondazione.

8 CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DEL SOTTOFONDO

Per la stima dei coefficienti di reazione orizzontale validi per i pali e i pozzi si fa riferimento all'approccio suggerito da J. E. Bowles, 1997 [B.5].

La formulazione generale valida per definire la costante di reazione nei terreni è riportata di seguito:

$$k_h = A_s + B_s Z^n$$

Dove i due contributi, A_s e $B_s Z^n$, sono così definiti:

$$A_s = C_m C (c N_c + 0.5 \gamma D_p N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C_m C (\gamma N_q Z^n)$$

I termini N_q , N_c , N_γ sono definiti in accordo alla tradizionale formulazione della capacità portante mentre C è un coefficiente adimensionale che nel S.I. vale 40. Il coefficiente n è posto pari a 0.6.

Il parametro C_m è un fattore di forma che tiene conto dello sviluppo di resistenza a taglio lungo le superfici laterali del palo (pozzo). Tale parametro è funzione del diametro del palo (pozzo) e si riduce al crescere di quest'ultimo.

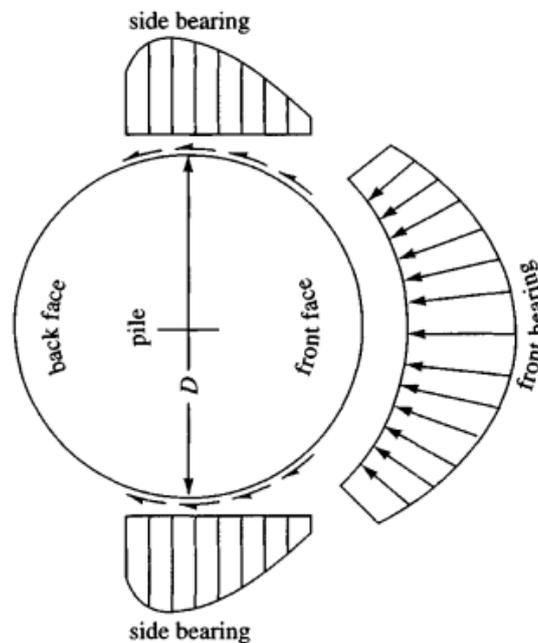


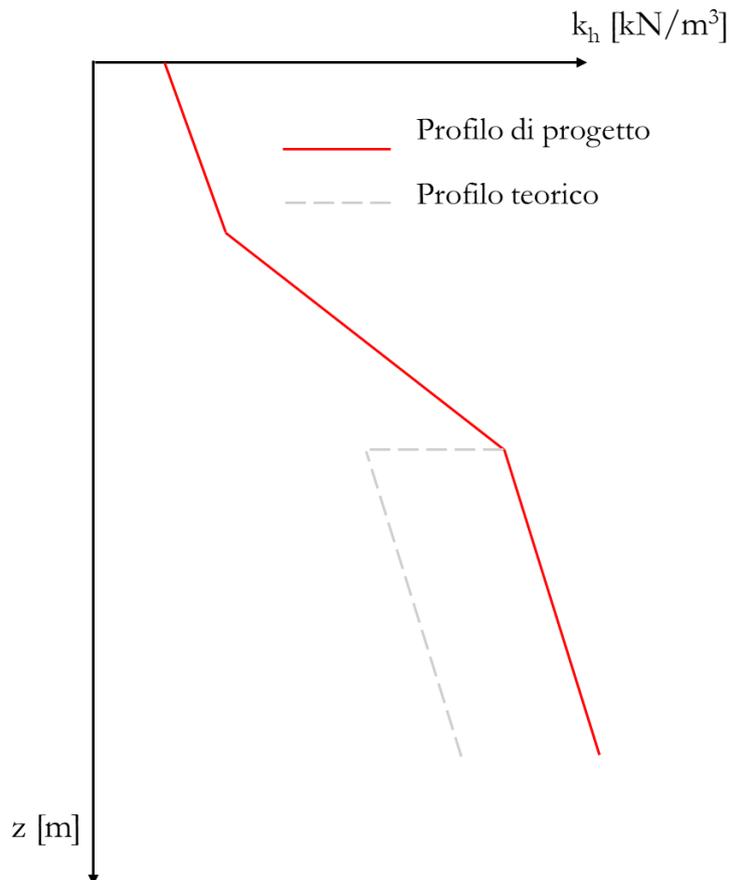
Figura 8.1: Distribuzione della resistenza su una superficie circolare [B.5]

Tabella 8.1: Valori di C_m al variare del diametro del palo (pozzo) [B.5]

For	Ratio, C_m
Lateral loads of both P_x and P_y (face + 1 side)	1.0 + 0.5
$B = D \leq 0.457$ m	1.0 + 2 × 0.5
$B = D > 0.457$	$1.0 + \left(\frac{457}{D, \text{mm}}\right)^{0.75} \geq 1.5$
	use 1.0 + 0.25 for $D > 1200$ mm

Il profilo del modulo di reazione orizzontale è una funzione sempre crescente con la profondità. Nel caso di interfaccia tra un materiale più rigido ed uno meno rigido, il salto teorico di rigidità viene annullato.

Tabella 8.2: Profilo di k_h con la profondità



9 SCARICHI STRUTTURALI

Lo studio delle sollecitazioni da applicare all'intradosso delle opere di fondazione è riportato nel presente capitolo. Le tipologie di pile con i relativi scarichi sono riportate in tabella in ragione dell'altezza della pila e della luce dell'impalcato.

Tabella 9.1: Tipologici strutturali

Tip. STR	L _{Campanata}	H _{Pila}
-	m	m
Cap 25m H=8m SB	25	8
Cap 25m H=10m DB	25	10
Misto 40m H=20m SB	40	20
Misto 40m H=10m DB	40	10
Misto 40m H=20m DB	40	20
Misto 45m H=15m SB	45	15
Misto 45m H=15m DB	45	15
Misto 45m H=30m SB	45	30
Misto 50m H=20m SB	50	20
Misto 50m H=20m DB	50	20
Reticolare 60m H=16m SB	60	16
Reticolare 75m H=10m SB	75	10
Cavalletto 75m H=35m SB	75	35
Arco 120m H=15m DB	120	15

In questa fase progettuale, le verifiche sono state condotte esclusivamente per lo SLV in quanto ritenuto dimensionante ai fini della stima economica delle fondazioni oggetto della relazione.

Di seguito sono riportati gli scarichi ad intradosso plinto per le diverse tipologie strutturali:

Cap 25m H=8m SB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLV_1	35086	2438	2154	24076	25892
SLV_2	29875	8013	2154	80229	25865
SLV_3	30144	2438	7180	24076	86144

Cap 25m H=10m DB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLV_1	44848	3036	2726	36822	40227
SLV_2	37484	9922	2726	122524	40182
SLV_3	37403	3024	9085	36761	134736

Misto 40m H=20m SB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	27375	8721	235528
SLV2	27364	8821	238140
SLV3	27447	8724	235670
SLV4	27435	8831	238455
SLV5	27702	8725	235315
SLV6	27695	8832	238075
SLV7	27726	8729	235329
SLV8	27726	8825	237787
SLV9	27375	8670	254385
SLV10	27364	8688	254689
SLV11	27447	8666	254225
SLV12	27435	8688	254671
SLV13	27702	8670	254257
SLV14	27695	8690	254641
SLV15	27726	8696	255152
SLV16	27726	8701	255027

Misto 40m H=10m DB					
	Fz	Fx	Fy	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV_1	76358	4333	4176	64674	75570
SLV_2	64895	14161	4176	214766	75392
SLV_3	64816	4315	13921	64562	252764

Misto 40m H=20m DB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	55198	14099	380241
SLV2	55189	14320	385963
SLV3	54591	14095	381007
SLV4	54567	14318	386827
SLV5	54391	13979	377436
SLV6	54382	14102	380630
SLV7	54416	13963	376906
SLV8	54416	14061	379416
SLV9	55198	13992	410940
SLV10	55189	14029	411537
SLV11	54591	13977	410788
SLV12	54567	14022	411642
SLV13	54391	13912	410015
SLV14	54382	13937	410506
SLV15	54416	13923	410470

SLV16	54416	13931	410499
-------	-------	-------	--------

Misto 45m H=15m SB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	48196	13080	287469
SLV2	48186	13181	289585
SLV3	48280	13101	287983
SLV4	48268	13225	290591
SLV5	48548	13102	287627
SLV6	48540	13225	290214
SLV7	48589	13088	287184
SLV8	48589	13185	289172
SLV9	48196	13029	314954
SLV10	48186	13046	315180
SLV11	48280	13032	314972
SLV12	48268	13058	315396
SLV13	48548	13035	314997
SLV14	48540	13060	315366
SLV15	48589	13054	315579
SLV16	48589	13059	315451

Misto 45m H=15m DB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLU_1	61979	2723	1803	46100	44612
SLU_2	56282	4207	1368	74008	35131
SLU_3	55487	2489	1803	42182	58569

Misto 45m H=30m SB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	56607	15162	559849
SLV2	56597	15262	563484
SLV3	56691	15182	560681
SLV4	56679	15306	565147
SLV5	56959	15184	560338
SLV6	56952	15306	564775
SLV7	57001	15169	559670
SLV8	57001	15266	563122
SLV9	56607	15110	585367
SLV10	56597	15127	585857
SLV11	56691	15113	585436
SLV12	56679	15139	586258
SLV13	56959	15117	585509
SLV14	56952	15141	586249

SLV15	57001	15135	586369
SLV16	57001	15140	586313

Misto 50m H=20m SB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	28807	10419	282487
SLV2	28798	10520	285123
SLV3	28907	10456	283549
SLV4	28895	10597	287256
SLV5	29167	10438	282701
SLV6	29161	10561	285893
SLV7	29157	10426	282260
SLV8	29159	10524	284754
SLV9	28807	9635	283596
SLV10	28798	9653	283933
SLV11	28907	9641	283697
SLV12	28895	9677	284499
SLV13	29167	9638	283565
SLV14	29161	9666	284137
SLV15	29157	9661	284346
SLV16	29159	9666	284256

Misto 50m H=20m DB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	57665	16934	458739
SLV2	57661	17157	464527
SLV3	57056	16930	459516
SLV4	57036	17155	465396
SLV5	56767	16814	455838
SLV6	56761	16938	459068
SLV7	56757	16797	455234
SLV8	56759	16896	457778
SLV9	57665	15604	459829
SLV10	57661	15644	460530
SLV11	57056	15590	459691
SLV12	57036	15637	460648
SLV13	56767	15519	458865
SLV14	56761	15546	459425
SLV15	56757	15530	459243
SLV16	56759	15540	459315

Reticolare 60m H=16m SB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLV_1	47837	4887	4696	79385	88778

SLV_2	32976	16082	4696	265044	88737
SLV_3	33385	4887	15653	79385	295633

Reticolare 75m H=10m SB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLV_1	61970	5252	4492	69728	71046
SLV_2	50796	17285	4492	221525	71015
SLV_3	51105	5252	14975	69728	236518

Cavalletto 75m H=35m SB			
	Fz	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	68719	21508	377867
SLV2	68719	21508	914967
SLV3	81075	8533	367407
SLV4	72426	20677	914584

Arco 120m H=15m DB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLV_1	136972	10837	7880	206023	179155
SLV_2	116381	35642	7880	641941	178871
SLV_3	115521	10808	26265	205550	599977

Di seguito sono riportate le combinazioni di carico allo SLU utilizzate unicamente per la verifica delle fondazioni in caso di scalzamento:

Reticolare 60m H=16m SB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLU_1	42926	1709	1330	31519	30477
SLU_2	40232	2569	1119	51066	26103
SLU_3	35509	516	1514	12705	35733

Reticolare 75m H=10m SB					
Combinazione	N [kN]	T _{Long} [kN]	T _{Trasv} [kN]	M _{Long} [kN]	M _{Trasv} [kN]
SLU_1	66632	1855	1458	33987	29340
SLU_2	64595	2978	1246	54073	25332
SLU_3	58962	323	1722	11688	34795

Cavalletto 75m H=35m SB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLU1	91960	3731	111412
SLU2	91966	4837	139878
SLU3	91785	3346	97104
SLU4	91767	3976	109207
SLU5	77909	3731	95971



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	44 di 158

SLU6	77915	4837	124281
SLU7	77734	3346	81649
SLU8	77716	3976	93616

10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI VIADOTTI

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 nei paragrafi precedenti ed in accordo ai suddetti criteri di calcolo.

La capacità portante per le fondazioni dei viadotti è stata valutata per pali di grande diametro D1500.

I domini di resistenza sono stati calcolati esclusivamente per le combinazioni SLV per ogni tipologia di palificata presente nel viadotto preso in considerazione.

Di seguito vengono analizzate le fondazioni per ogni viadotto.

10.1 Viadotto VI01

Il viadotto VI01, previsto tra le Pk 00+000 e Pk 03+886, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 877 m. Esso è a doppio binario tra le Pk 00+000 e Pk 03+531 e diviene a singolo binario tra le Pk 03+581 e Pk 03+886. È costituito da una serie di campate in semplice appoggio da 25 m a 4 cassoncini in c.a.p., campate da 40 m/50 m in sezione mista acciaio-cls e una campata ad arco metallico da 120 m.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

Tabella 10.1: VI01 Binario Pari - Tipologici Fondazioni

VI01 Binario Pari				
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]	n°pali
da P1 a P15	PAL1	-	40	8
SA; da P16 a P24	PAL2	-	40	11
da P25 a P33; da P36 a P61	PZDB1	15	20	-
P34-P35	PZDB1	15	30	-
da P62 a P68; SB	PZSB2	8.4	26	-

Tabella 10.2: VI01 Binario Dispari - Tipologici Fondazioni

VI01 Binario Dispari			
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]
da P62 a P68; SB	PZSB2	8.4	26

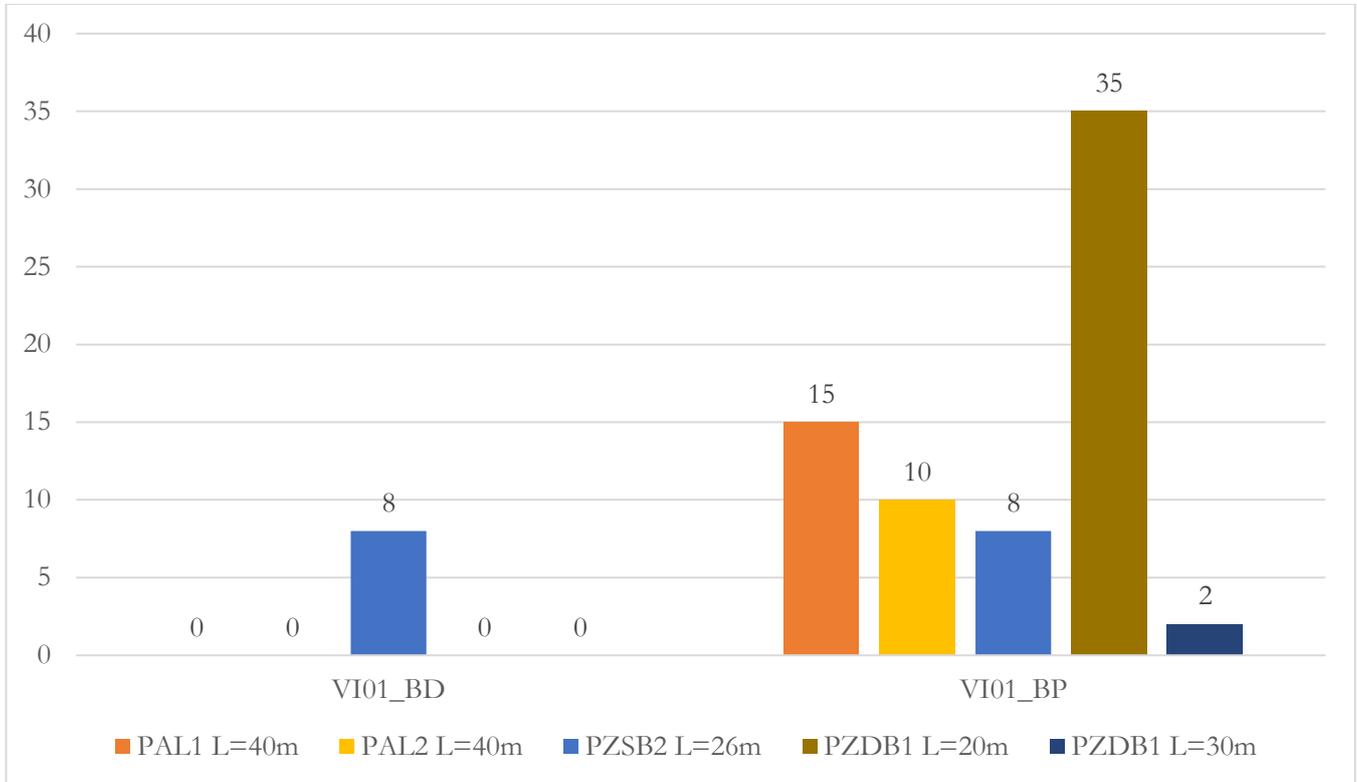


Figura 10.1: VI01 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

10.1.1 Stratigrafia di calcolo

Le stratigrafie di riferimento sono riportate di seguito:

UG [-]	Spessore [m]
PADe2	10
PADe2	10
PADe2	10
PADe2	30

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z _{TOP}	Z _{BOTTOM}	Δz _i	γ _k	c' _k	φ' _k	c _{uk}	potesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	(-)
1	UG1	10.00	0.00	10.00	0.50	18.5	0.0	0.0	75.0	Coesivo
2	UG2	10.00	10.00	20.00	0.50	18.5	0.0	0.0	100.0	Coesivo
3	UG3	10.00	20.00	30.00	0.50	18.5	0.0	0.0	125.0	Coesivo
4	UG4	30.00	30.00	60.00	0.50	18.5	0.0	0.0	150.0	Coesivo

LEGENDA N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato;

Δz_i: spessore dei sottostrati per lo strato i-esimo;

Unità geotecnica: sigla unità;

γ: peso dell'unità di volume;

Spessore: spessore strato;

c': coesione efficace;

Z_{TOP}: profondità del tetto dello strato;

φ': angolo di attrito efficace;

Z_{BOTTOM}: profondità della base dello strato;

c_u: coesione non drenata.

Stratigrafia del problema e coefficienti di calcolo per formule statiche

Metodo AASHTO

Strato	Unità geotecnica	a	k	μ	α	N _q [*]	N _c	q _{b,lim}	q _{s,lim}
(-)	(-)	(KPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(KPa)	(KPa)
1	UG1				0.55	1.00	9.00	5000	100
2	UG2				0.55	1.00	9.00	5000	100
3	UG3				0.55	1.00	9.00	5000	100
4	UG4				0.55	1.00	9.00	5000	100

LEGENDA

a: adesione palo-terreno;

α: coeff. moltiplicativo della coesione non drenata.

k: 0.7 in compr; 0.5 in traz;

N_q^{*}, N_c: fattori di capacità portante

μ: coefficiente di attrito palo-terreno;

q_{b,lim}, q_{s,lim}: valori limite della resistenza unitaria di base e laterale

Figura 10.2: Stratigrafia di calcolo

La falda è posta a -1 m da p.c.

10.1.2 Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale

10.1.2.1 Curve di capacità portante

Nel seguito sono riportate le curve di capacità portante verticale a compressione (Drenate / Non Drenate) e a trazione (Drenata / Non Drenata) in condizioni SLV. Si considera, a favore di sicurezza, che l'estradosso del plinto si trova a 1 m da p.c (testa palo a quota 4.0 m al di sotto del piano di campagna).

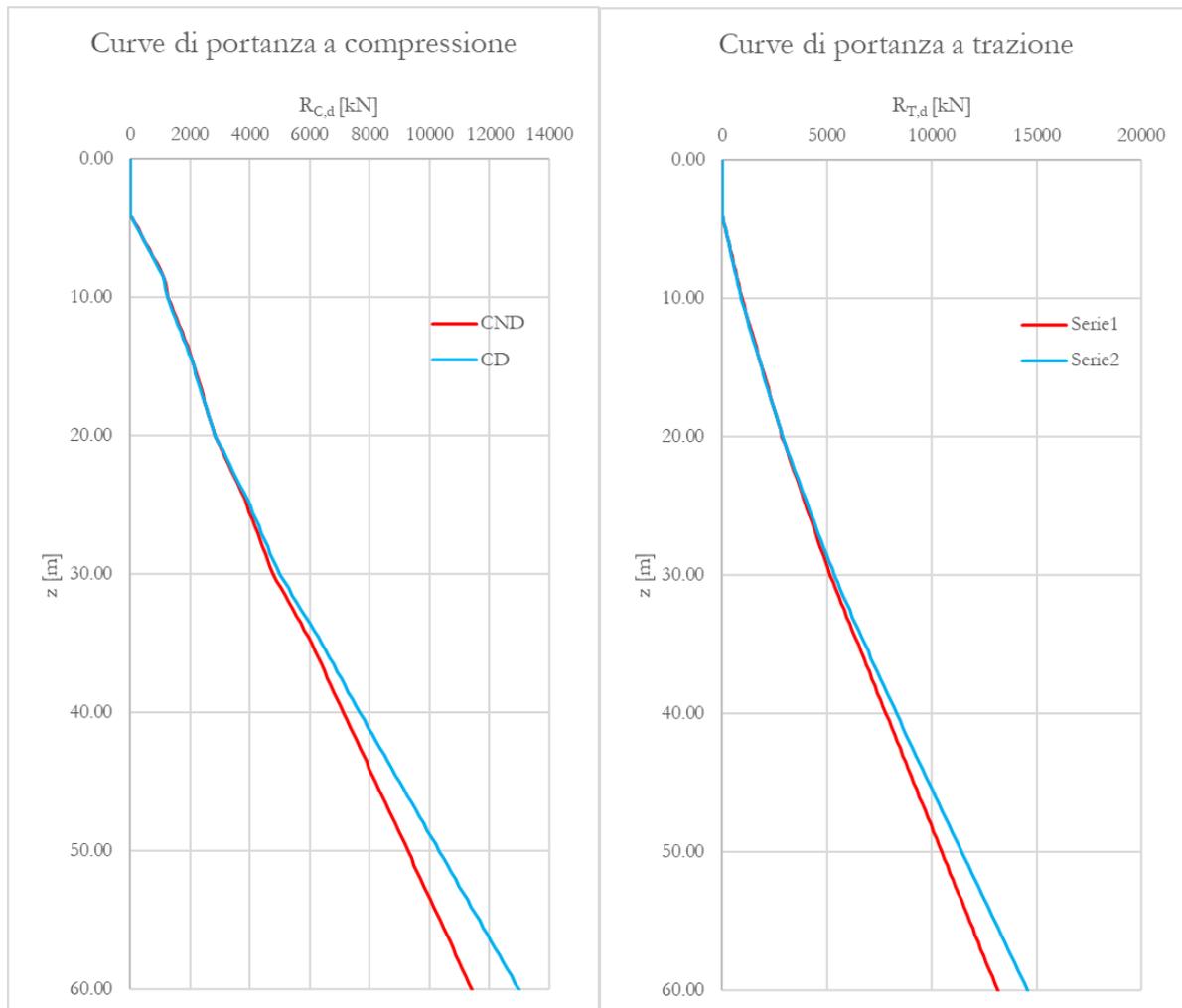


Figura 10.3: Curve di Capacità Portante

Nella tabella seguente le curve di capacità portante in formato tabulare: viene indicata l'unità geotecnica, la descrizione e i risultati del calcolo.

Tabella 10.3: Tabulati delle Curve di Capacità Portante

z	L_p	R_{d, CND}	R_{t,d, CND}	R_{d, CD}	R_{t,d, CD}
<u>(m)</u>	<u>(m)</u>	<u>(kN)</u>	<u>(kN)</u>	<u>(kN)</u>	<u>(kN)</u>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	50 di 158

0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.50	124.74	77.63	119.42	72.73
5.00	1.00	249.48	155.26	239.46	146.03
5.50	1.50	374.22	232.88	360.12	219.91
6.00	2.00	498.96	310.51	481.40	294.36
6.50	2.50	623.70	388.14	603.30	369.38
7.00	3.00	748.44	465.77	725.83	444.97
7.50	3.50	873.18	543.40	848.98	521.13
8.00	4.00	997.92	621.03	972.75	597.87
8.50	4.50	1122.66	698.65	1097.14	675.18
9.00	5.00	1169.59	776.28	1144.35	753.06
9.50	5.50	1216.52	853.91	1192.17	831.51
10.00	6.00	1263.45	931.54	1240.62	910.53
10.00	6.00	1263.45	931.54	1240.62	910.53
10.50	6.50	1353.87	1027.68	1327.69	1003.60
11.00	7.00	1444.30	1123.82	1415.39	1097.23
11.50	7.50	1534.72	1219.96	1503.72	1191.43
12.00	8.00	1625.15	1316.10	1592.66	1286.21
12.50	8.50	1715.57	1412.24	1682.22	1381.56
13.00	9.00	1806.00	1508.39	1772.41	1477.49
13.50	9.50	1896.42	1604.53	1863.22	1573.98
14.00	10.00	1986.85	1700.67	1954.65	1671.05
14.50	10.50	2077.28	1796.81	2046.71	1768.69
15.00	11.00	2144.33	1892.95	2116.01	1866.90
15.50	11.50	2211.38	1989.09	2185.93	1965.68
16.00	12.00	2278.43	2085.23	2256.48	2065.04
16.50	12.50	2345.48	2181.37	2327.64	2164.96
17.00	13.00	2412.53	2277.52	2399.43	2265.46
17.50	13.50	2479.58	2373.66	2471.84	2366.54
18.00	14.00	2546.63	2469.80	2544.87	2468.18
18.50	14.50	2613.68	2565.94	2618.53	2570.40
19.00	15.00	2680.73	2662.08	2692.80	2673.19
19.50	15.50	2747.78	2758.22	2767.70	2776.55
20.00	16.00	2814.83	2854.36	2843.22	2880.48
20.00	16.00	2814.83	2854.36	2843.22	2880.48
20.50	16.50	2925.38	2969.02	2957.38	2998.45
21.00	17.00	3035.93	3083.67	3072.15	3116.99

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	51 di 158

21.50	17.50	3146.48	3198.32	3187.55	3236.11
22.00	18.00	3257.03	3312.98	3303.56	3355.79
22.50	18.50	3367.57	3427.63	3420.20	3476.05
23.00	19.00	3478.12	3542.29	3537.47	3596.88
23.50	19.50	3588.67	3656.94	3655.35	3718.29
24.00	20.00	3699.22	3771.59	3773.85	3840.26
24.50	20.50	3809.77	3886.25	3892.98	3962.81
25.00	21.00	3896.94	4000.90	3989.36	4085.93
25.50	21.50	3984.11	4115.56	4086.35	4209.62
26.00	22.00	4071.29	4230.21	4183.97	4333.88
26.50	22.50	4158.46	4344.87	4282.21	4458.72
27.00	23.00	4245.63	4459.52	4381.08	4584.13
27.50	23.50	4332.81	4574.17	4480.56	4710.11
28.00	24.00	4419.98	4688.83	4580.67	4836.66
28.50	24.50	4507.15	4803.48	4681.40	4963.79
29.00	25.00	4594.33	4918.14	4782.75	5091.48
29.50	25.50	4681.50	5032.79	4884.72	5219.75
30.00	26.00	4768.67	5147.44	4987.32	5348.60
30.00	26.00	4768.67	5147.44	4987.32	5348.60
30.50	26.50	4899.34	5280.61	5128.54	5491.47
31.00	27.00	5030.02	5413.78	5270.39	5634.92
31.50	27.50	5160.69	5546.95	5412.86	5778.95
32.00	28.00	5291.36	5680.11	5555.95	5923.54
32.50	28.50	5422.03	5813.28	5699.67	6068.71
33.00	29.00	5552.70	5946.45	5844.00	6214.45
33.50	29.50	5683.37	6079.61	5988.96	6360.76
34.00	30.00	5814.04	6212.78	6134.54	6507.64
34.50	30.50	5944.71	6345.95	6280.74	6655.10
35.00	31.00	6075.38	6479.11	6426.90	6803.13
35.50	31.50	6206.05	6612.28	6573.06	6951.72
36.00	32.00	6336.72	6745.45	6719.22	7100.90
36.50	32.50	6467.39	6878.62	6865.38	7250.64
37.00	33.00	6598.06	7011.78	7011.54	7400.96
37.50	33.50	6728.73	7144.95	7157.70	7551.85
38.00	34.00	6859.40	7278.12	7303.86	7703.31
38.50	34.50	6990.07	7411.28	7450.02	7855.34
39.00	35.00	7120.74	7544.45	7596.18	8007.95
39.50	35.50	7251.41	7677.62	7742.34	8161.13
40.00	36.00	7382.08	7810.78	7888.50	8314.88
40.50	36.50	7512.75	7943.95	8034.66	8469.20
41.00	37.00	7643.42	8077.12	8180.82	8624.09
41.50	37.50	7774.09	8210.28	8326.98	8779.56
42.00	38.00	7904.76	8343.45	8473.14	8935.60
42.50	38.50	8035.43	8476.62	8619.30	9092.21

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	52 di 158

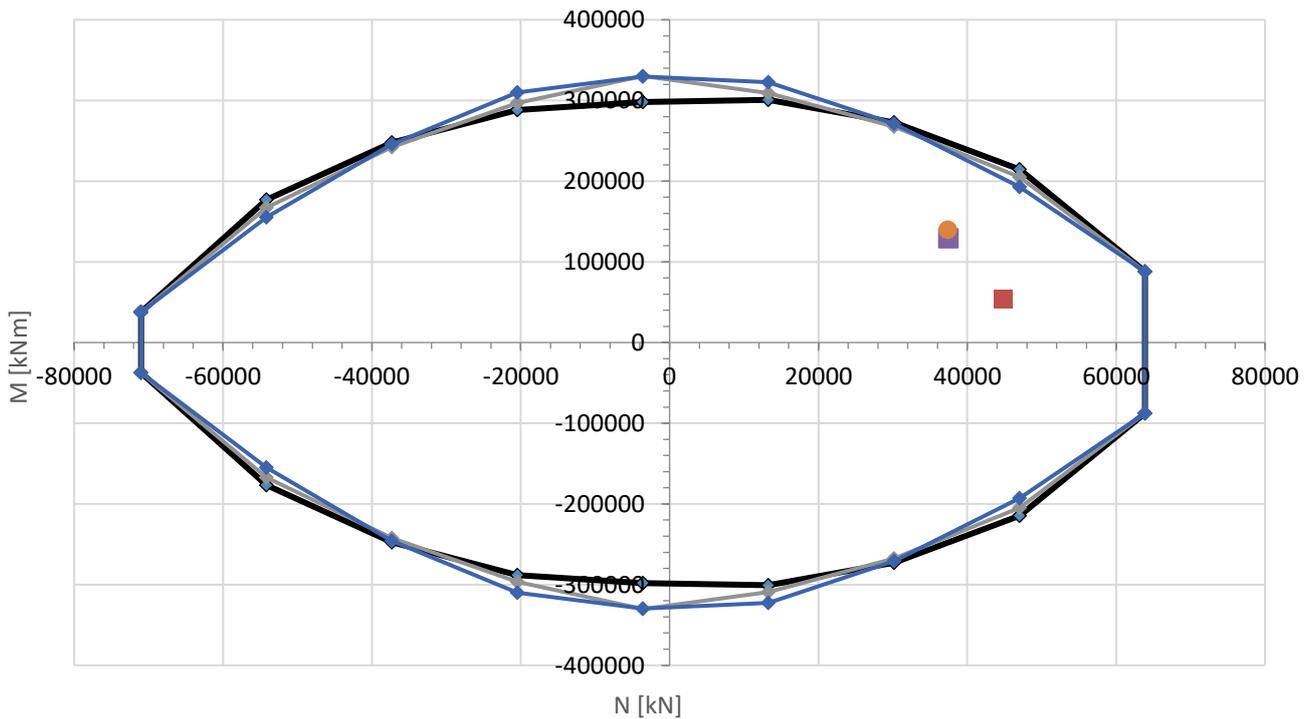
43.00	39.00	7768.74	8609.79	8463.47	9248.94
43.50	39.50	7876.04	8742.95	8596.38	9405.67
44.00	40.00	7983.33	8876.12	8729.29	9562.40
44.50	40.50	8090.63	9009.29	8862.19	9719.13
45.00	41.00	8197.93	9142.45	8995.10	9875.85
45.50	41.50	8305.22	9275.62	9128.01	10032.58
46.00	42.00	8412.52	9408.79	9260.91	10189.31
46.50	42.50	8519.81	9541.95	9393.82	10346.04
47.00	43.00	8627.11	9675.12	9526.73	10502.77
47.50	43.50	8734.40	9808.29	9659.63	10659.50
48.00	44.00	8841.70	9941.45	9792.54	10816.23
48.50	44.50	8949.00	10074.62	9925.45	10972.96
49.00	45.00	9056.29	10207.79	10058.35	11129.68
49.50	45.50	9163.59	10340.95	10191.26	11286.41
50.00	46.00	9270.88	10474.12	10324.17	11443.14
50.50	46.50	9378.18	10607.29	10457.07	11599.87
51.00	47.00	9485.48	10740.46	10589.98	11756.60
51.50	47.50	9592.77	10873.62	10722.89	11913.33
52.00	48.00	9700.07	11006.79	10855.79	12070.06
52.50	48.50	9807.36	11139.96	10988.70	12226.79
53.00	49.00	9914.66	11273.12	11121.61	12383.52
53.50	49.50	10021.96	11406.29	11254.51	12540.24
54.00	50.00	10129.25	11539.46	11387.42	12696.97
54.50	50.50	10236.55	11672.62	11520.33	12853.70
55.00	51.00	10343.84	11805.79	11653.23	13010.43
55.50	51.50	10451.14	11938.96	11786.14	13167.16
56.00	52.00	10558.44	12072.13	11919.05	13323.89
56.50	52.50	10665.73	12205.29	12051.95	13480.62
57.00	53.00	10773.03	12338.46	12184.86	13637.35
57.50	53.50	10880.33	12471.63	12317.77	13794.08
58.00	54.00	10987.62	12604.79	12450.67	13950.80
58.50	54.50	11094.92	12737.96	12583.58	14107.53
59.00	55.00	11202.21	12871.13	12716.49	14264.26
59.50	55.50	11309.51	13004.30	12849.39	14420.99
60.00	56.00	11416.81	13137.46	12982.30	14577.72

10.1.2.2 Dominio di resistenza della palificata PAL1

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLV per il tipologico **PAL1**. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26 $\phi 30$. Il copriferro baricentrico è di 89 mm per la prima corona e 119 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali.

Tabella 10.4: Dominio di resistenza - SLV

Comb (-)	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	e _x (m)	e _y (m)	M (kNm)	Rd/Ed (-)
SLU/SLV/SLE1	44848.0	3036.0	2726.0	36822.0	40227.0	-0.90	0.82	54535.0	1.19
SLU/SLV/SLE2	37484.0	9922.0	2726.0	122524.0	40182.0	-1.07	3.27	128944.7	1.07
SLU/SLV/SLE3	37403.0	3024.0	9085.0	36761.0	134736.0	-3.60	0.98	139660.9	1.06



Legend: SLU/SLV/SLE1 (Black diamond), SLU/SLV/SLE1 (Red square), SLU/SLV/SLE2 (Grey diamond), SLU/SLV/SLE2 (Purple square), SLU/SLV/SLE3 (Blue diamond), SLU/SLV/SLE3 (Orange circle)

10.1.2.3 Dominio di resistenza della palificata PAL2

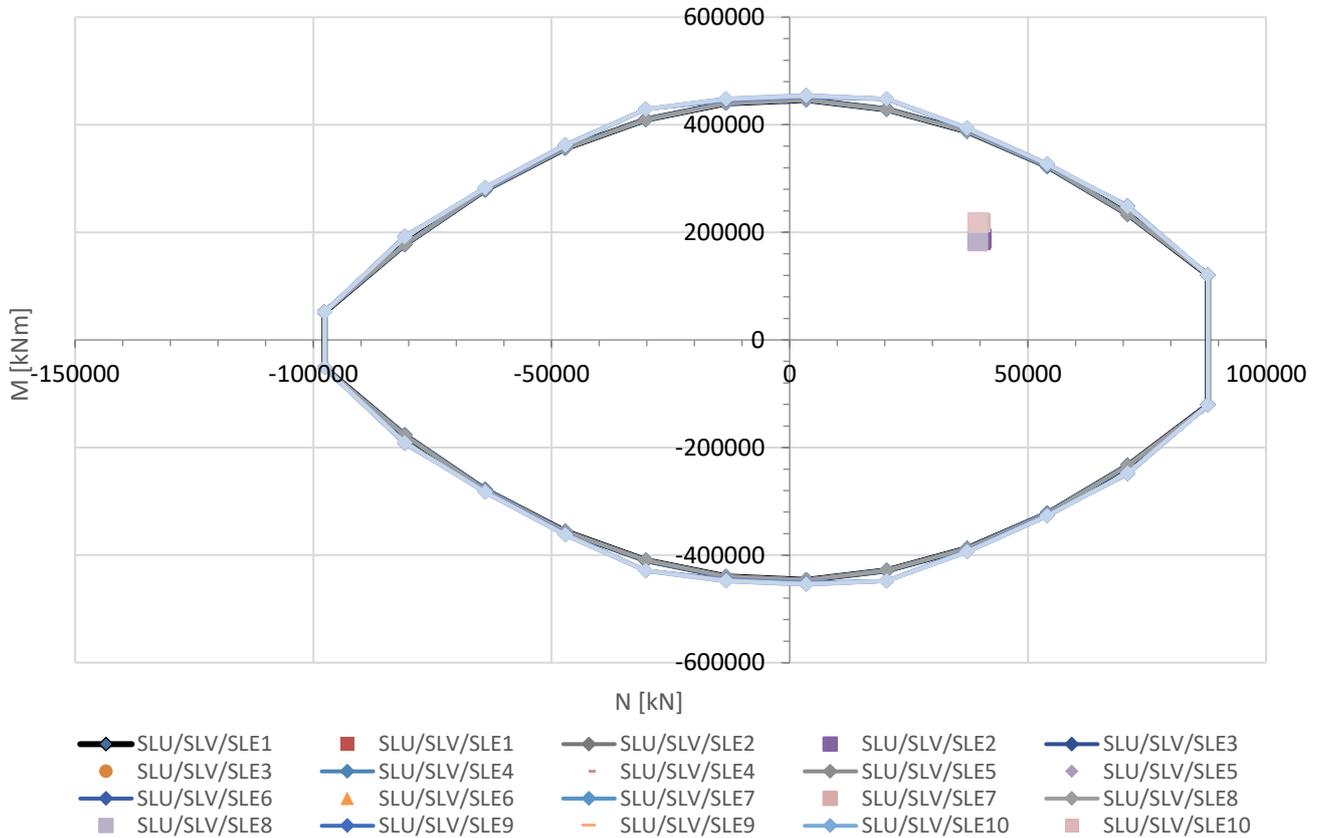
Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLV per il tipologico **PAL2**. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26 ϕ 30. Il copriferro baricentrico è di 89 mm per la prima corona e 119 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali.

Tabella 10.5: Dominio di resistenza - SLV

Comb (-)	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	e _x (m)	e _y (m)	M (kNm)	Rd/Ed (-)
SLU/SLV/SLE1	40275.4	12651.1	3841.3	-65165.9	173449.5	-4.31	-1.62	185287.2	1.09
SLU/SLV/SLE2	40266.4	12894.1	3781.9	-64053.6	176734.3	-4.39	-1.59	187983.7	1.08
SLU/SLV/SLE3	39669.1	12651.1	3812.2	-64664.1	174400.7	-4.40	-1.63	186002.9	1.09
SLU/SLV/SLE4	39644.5	12894.1	3767.3	-63833.8	177702.6	-4.48	-1.61	188819.9	1.08
SLU/SLV/SLE5	39468.4	12541.1	3773.6	-65322.5	171967.2	-4.36	-1.66	183955.8	1.09
SLU/SLV/SLE6	39459.3	12674.1	3748.0	-64845.9	173769.6	-4.40	-1.64	185474.7	1.09
SLU/SLV/SLE7	39494.1	12518.1	3790.2	-65741.2	171473.8	-4.34	-1.66	183644.1	1.09
SLU/SLV/SLE8	39494.1	12628.1	3756.3	-65105.5	172956.1	-4.38	-1.65	184804.1	1.09
SLU/SLV/SLE9	40275.4	3965.4	12527.0	-211394.9	54455.5	-1.35	-5.25	218296.2	1.06
SLU/SLV/SLE10	40266.4	4208.4	12467.6	-210282.6	57740.3	-1.43	-5.22	218065.8	1.06
SLU/SLV/SLE11	39669.1	3965.4	12497.9	-210893.1	55406.7	-1.40	-5.32	218050.0	1.06
SLU/SLV/SLE12	39644.5	4208.4	12453.0	-210062.8	58708.6	-1.48	-5.30	218112.6	1.06
SLU/SLV/SLE13	39468.4	3855.4	12459.3	-211551.5	52973.2	-1.34	-5.36	218083.0	1.06
SLU/SLV/SLE14	39459.3	3988.4	12433.7	-211075.0	54775.6	-1.39	-5.35	218066.5	1.06
SLU/SLV/SLE15	39494.1	3832.4	12475.9	-211970.2	52479.8	-1.33	-5.37	218370.1	1.06
SLU/SLV/SLE16	39494.1	3942.4	12442.0	-211334.5	53962.1	-1.37	-5.35	218115.1	1.06

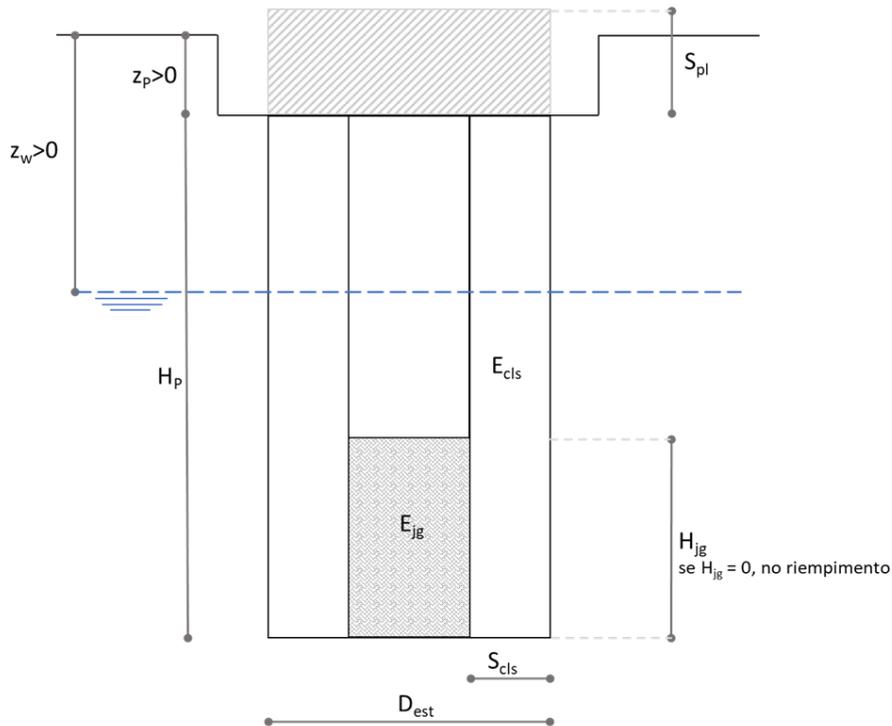
Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	55 di 158

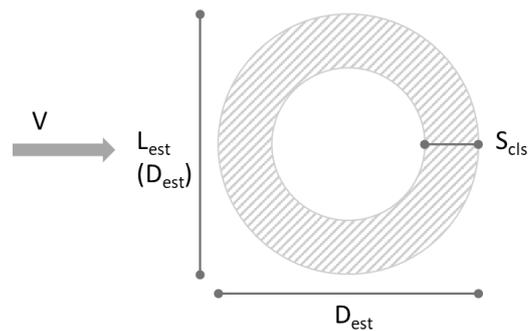


10.1.3 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (da P25 a P33; da P36 a P61)

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici che caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

Definizione della geometria del problema

D_{est}	15	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	2	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	20	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	7	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	1	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	4	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	40	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}	19.5	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}	2.0E+05	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	10.00	0.00	10.00	18.5	0.0	0.0	75.0	20100	Coesivo
2	UG1	10.00	10.00	20.00	18.5	0.0	0.0	100.0	27800	Coesivo
3	UG1	10.00	20.00	30.00	18.5	0.0	0.0	125.0	35000	Coesivo
4	UG1	30.00	30.00	60.00	18.5	0.0	0.0	150.0	42000	Coesivo

LEGENDA N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	ϕ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v **42000** [kN/m³]

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.1.3.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

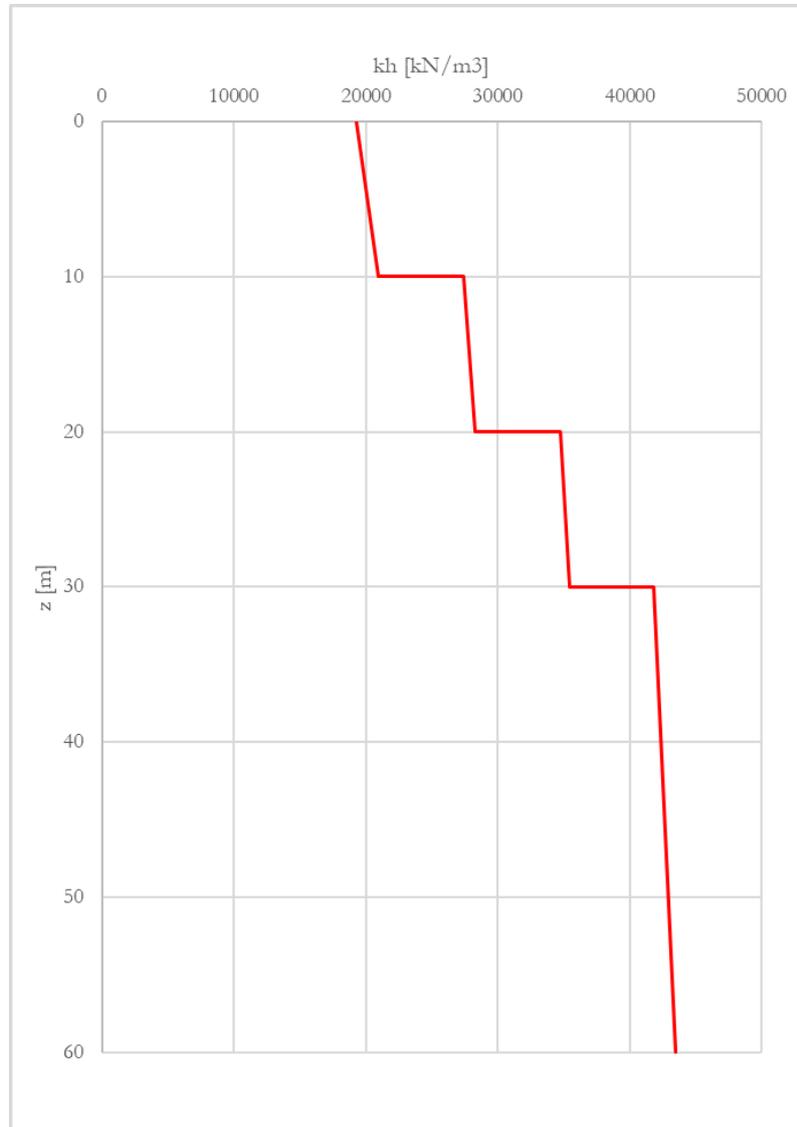


Figura 10.4 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.1.3.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	43503	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	15530	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	412672	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	60 di 158

10.1.3.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	61 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
18.5	0.0	0.0	125.0	Coesivo

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
0.0	5.1	0.0

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	82354	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	37817	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	3817	[kN]	Taglio alla base
M_b	88115	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	1.07	[m]	Eccentricità
h	6.43	[m]	
B	12.86	[m]	
Area(BxL)	144.72	[m ²]	
L	11.25	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	0.00	[-]
s_g	0.00	[-]
s_c	1.23	[-]
d_q	0.00	[-]
d_c	1.43	[-]
m	1.47	[-]
i_g	0.00	[-]
i_q	0.00	[-]
i_c	0.94	[-]

Carico Limite

q_{lim}	1276	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	184663	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	44537	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS 4.1 [-] (soddisfatta se >2.3)

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.1.3.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 15530 [kN]

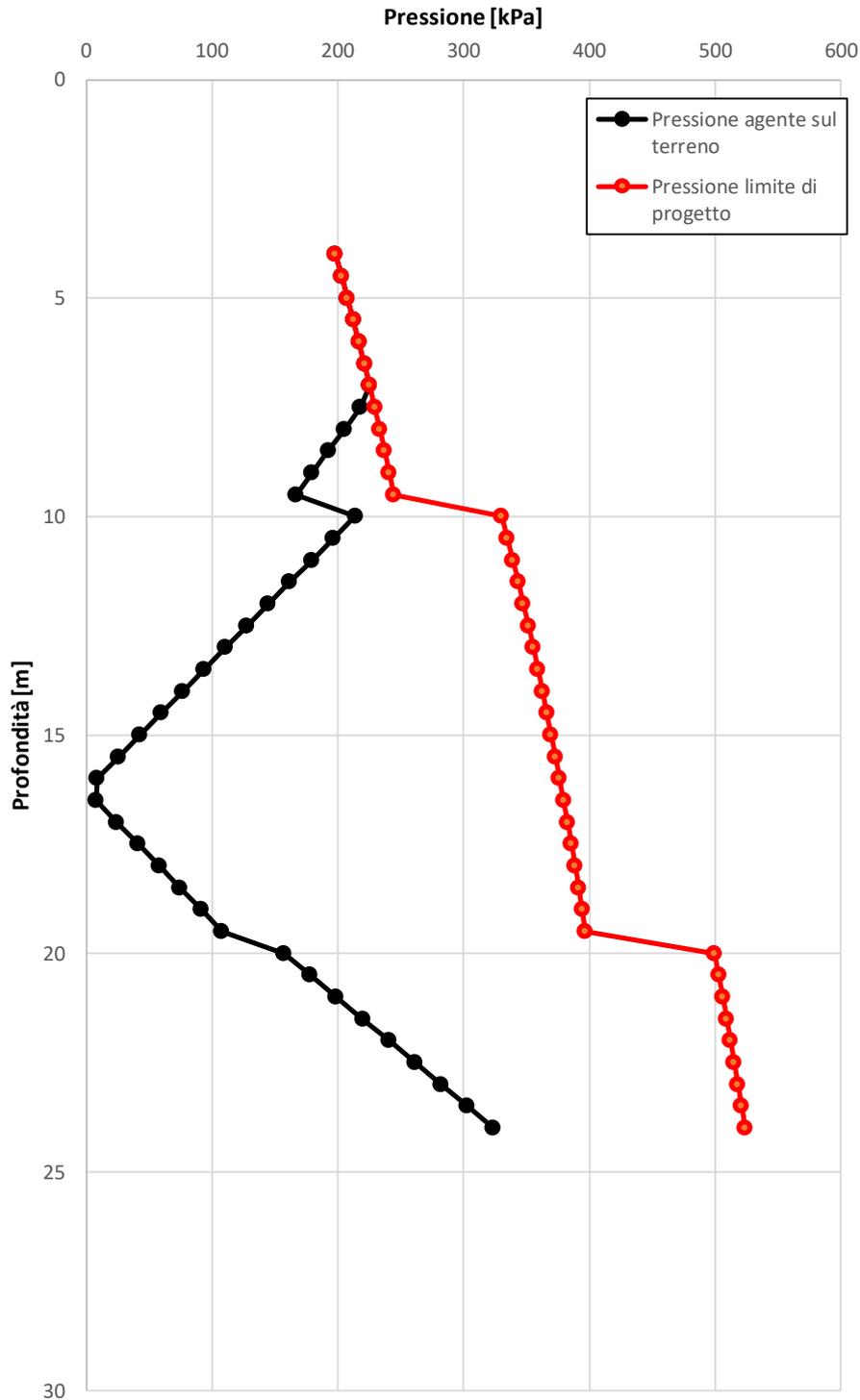
Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 106870 [kN]

Margine di sicurezza

MS 6.88 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*



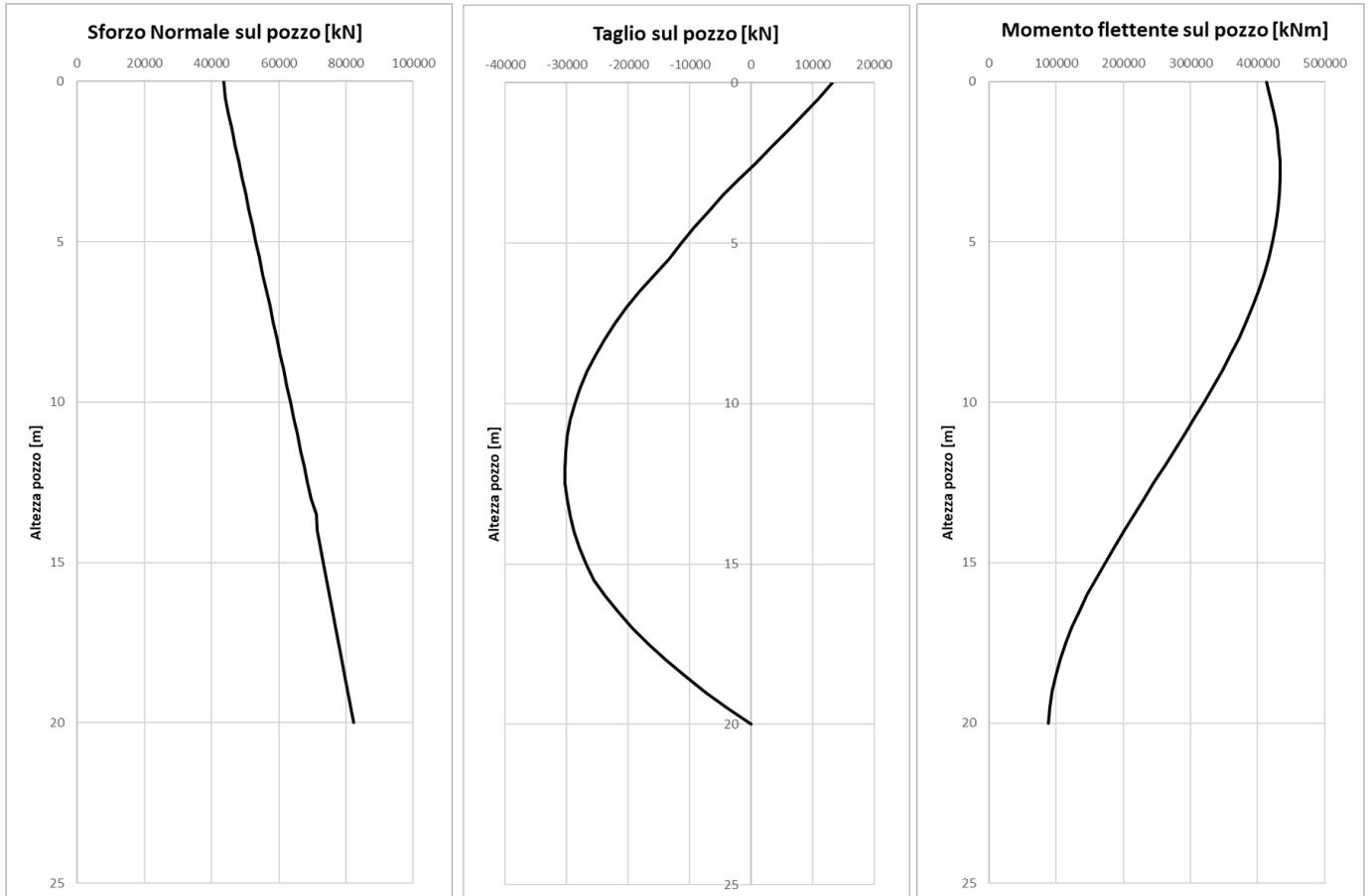
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	64 di 158

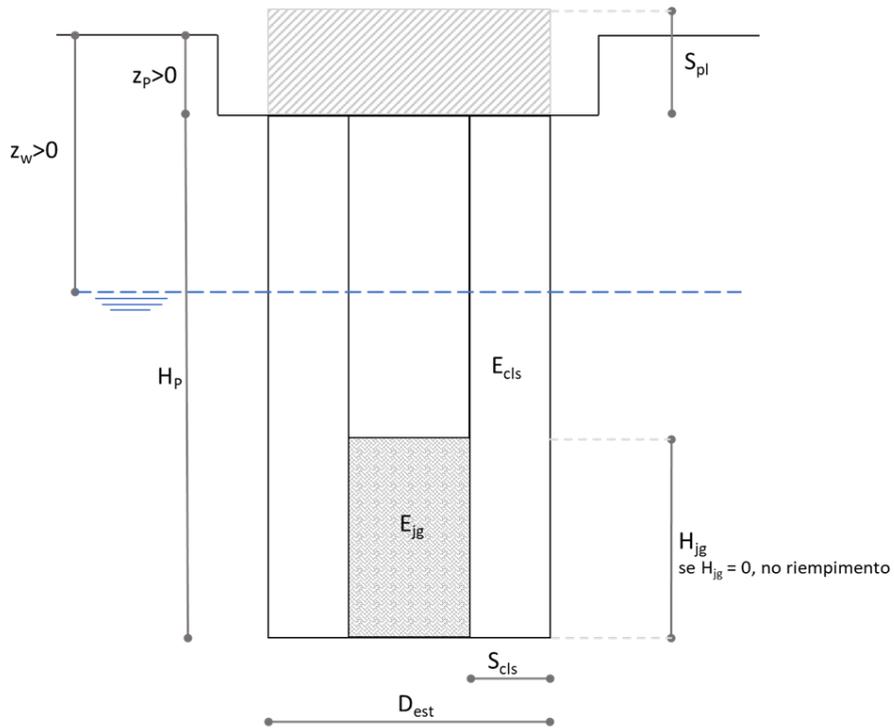
Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:

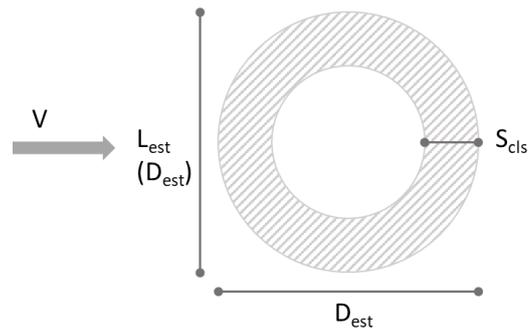


10.1.4 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (P34 eP35)

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici ch

Definizione della geometria del problema

D_{est}	15	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	2	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	30	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	15	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	1	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	4	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	60	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}	16.5	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}	2.0E+05	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	10.00	0.00	10.00	18.5	0.0	0.0	75.0	20100	Coesivo
2	UG1	10.00	10.00	20.00	18.5	0.0	0.0	100.0	27800	Coesivo
3	UG1	10.00	20.00	30.00	18.5	0.0	0.0	125.0	35000	Coesivo
4	UG1	30.00	30.00	60.00	18.5	0.0	0.0	150.0	42000	Coesivo

LEGENDA *N.B.: stratigrafia definita da p.c.*

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	ϕ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v	42000	[kN/m ³]
-------	--------------	----------------------

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione		γ_T
●	A1 + M1 + R3	1.30
○	def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.1.4.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

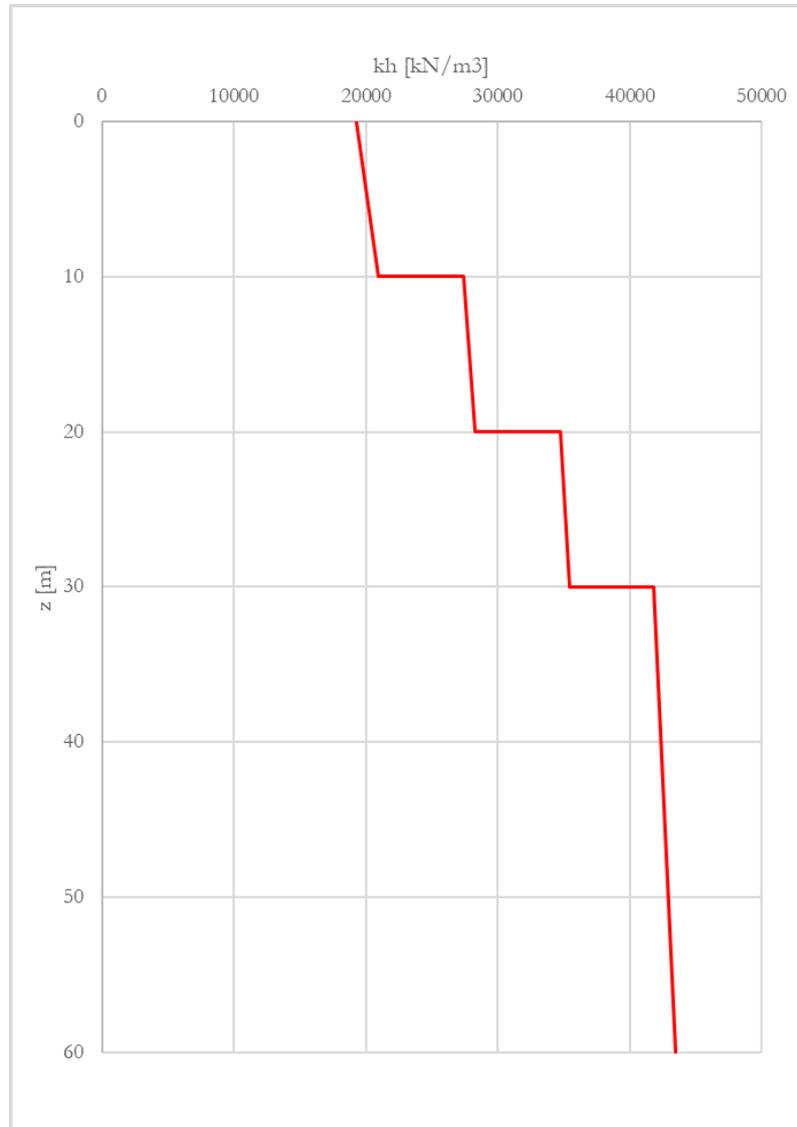


Figura 10.5 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.1.4.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	116381	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	36502	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	666396	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	69 di 158

10.1.4.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	70 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	φ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
18.5	0.0	0.0	150.0	Coesivo

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 φ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
0.0	5.1	0.0

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	171905	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	52838	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	4223	[kN]	Taglio alla base
M_b	57104	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	0.33	[m]	Eccentricità
h	7.17	[m]	
B	14.34	[m]	
Area(BxL)	166.75	[m ²]	
L	11.63	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	0.00	[-]
s_g	0.00	[-]
s_c	1.25	[-]
d_q	0.00	[-]
d_c	1.47	[-]
m	1.45	[-]
i_g	0.00	[-]
i_q	0.00	[-]
i_c	0.95	[-]

Carico Limite

q_{lim}	1643	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	274035	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	119067	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS 2.3 [-] (soddisfatta se >2.3)

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.1.4.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 36502 [kN]

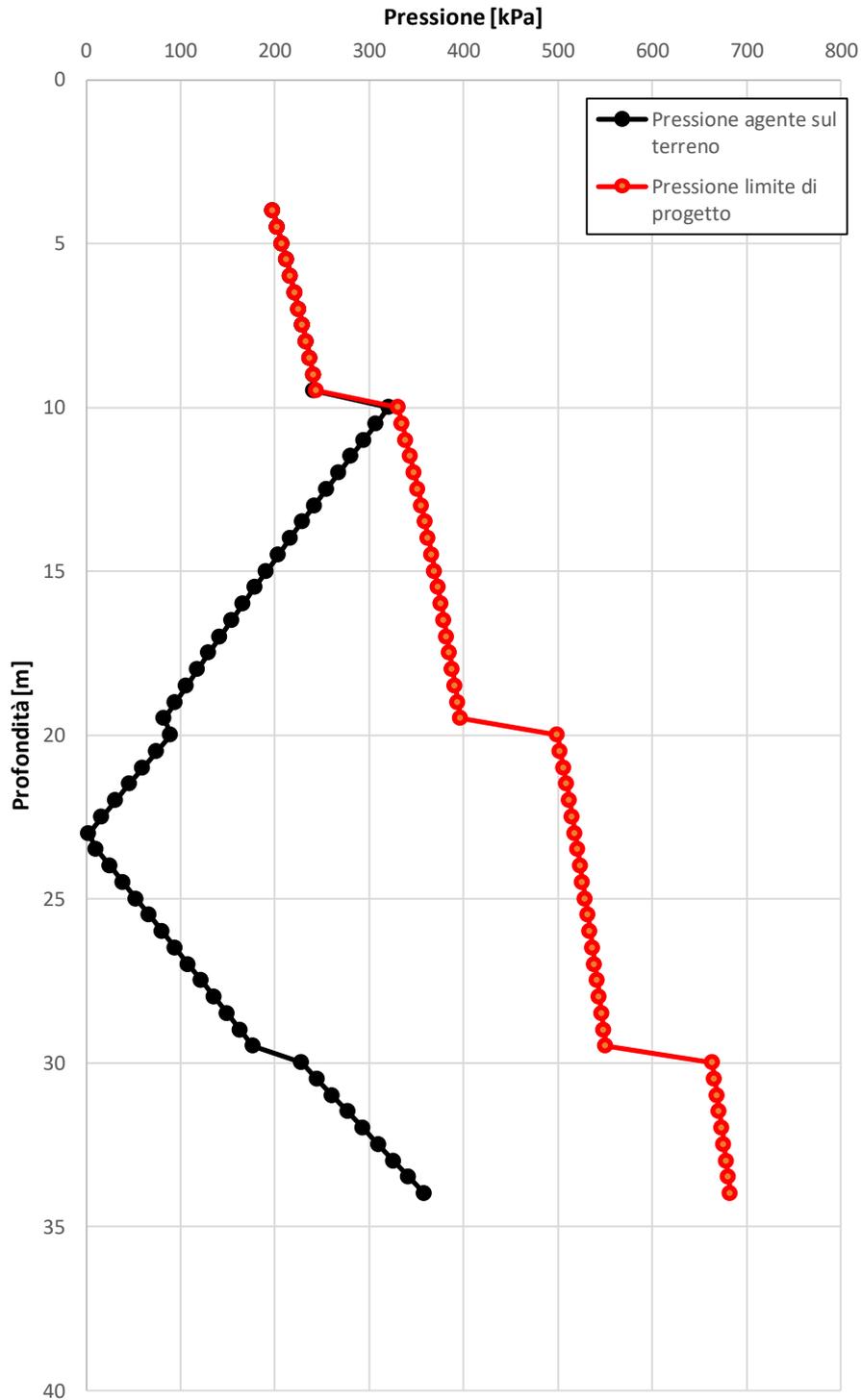
Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 196233 [kN]

Margine di sicurezza

MS 5.38 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*



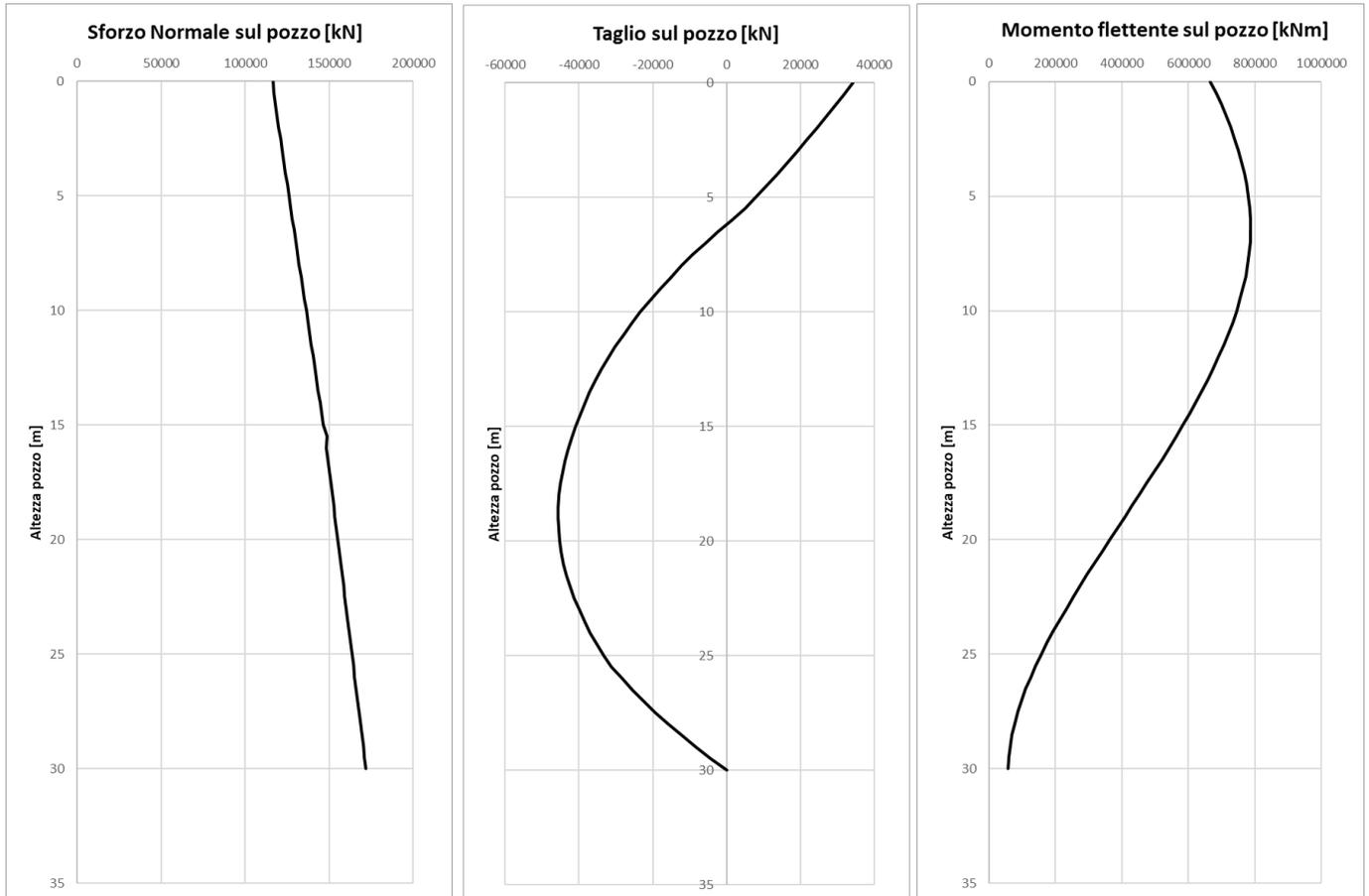
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	73 di 158

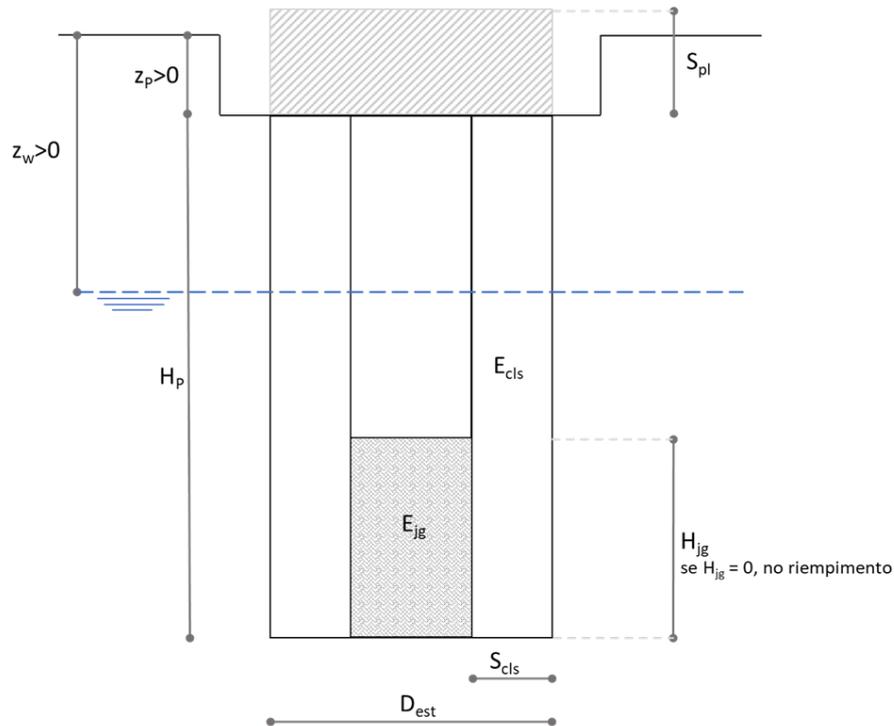
Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:

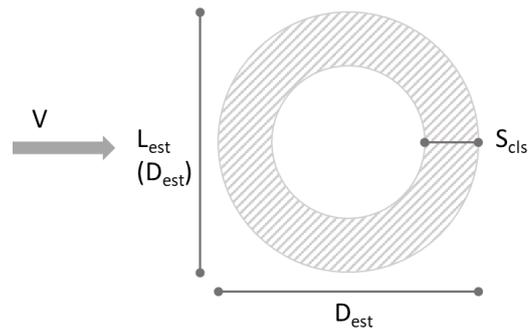


10.1.5 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (da P62 a P68 e SB)

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici che caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

Definizione della geometria del problema

D_{est}	8.4	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	2	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	26	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	22	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	1	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	4	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	52	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}	16.5	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}	2.0E+05	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	10.00	0.00	10.00	18.5	0.0	0.0	75.0	20100	Coesivo
2	UG1	10.00	10.00	20.00	18.5	0.0	0.0	100.0	27800	Coesivo
3	UG1	10.00	20.00	30.00	18.5	0.0	0.0	125.0	35000	Coesivo
4	UG1	30.00	30.00	60.00	18.5	0.0	0.0	150.0	42000	Coesivo

LEGENDA N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	ϕ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v **42000** [kN/m³]

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.1.5.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

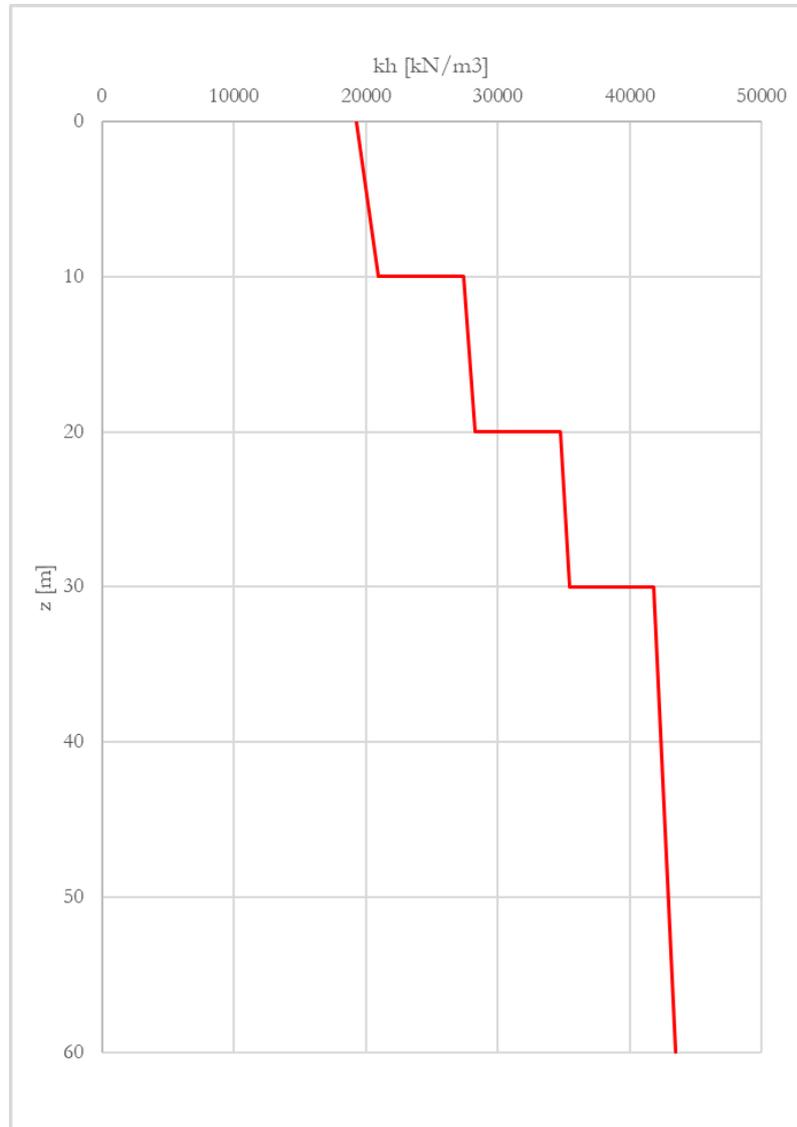


Figura 10.6 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.1.5.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	29157	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	9661	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	255374	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	78 di 158

10.1.5.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	79 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
18.5	0.0	0.0	150.0	Coesivo

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
0.0	5.1	0.0

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	53077	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	14686	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	1732	[kN]	Taglio alla base
M_b	5165	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	0.10	[m]	Eccentricità
h	4.10	[m]	
B	8.21	[m]	
Area(BxL)	53.78	[m ²]	
L	6.55	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	0.00	[-]
s_g	0.00	[-]
s_c	1.25	[-]
d_q	0.00	[-]
d_c	1.52	[-]
m	1.44	[-]
i_g	0.00	[-]
i_q	0.00	[-]
i_c	0.94	[-]

Carico Limite

q_{lim}	1643	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	88383	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	38391	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS	2.3	[-]	(soddisfatta se >2.3)
----	-----	-----	-----------------------

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.1.5.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 9661 [kN]

Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 100462 [kN]

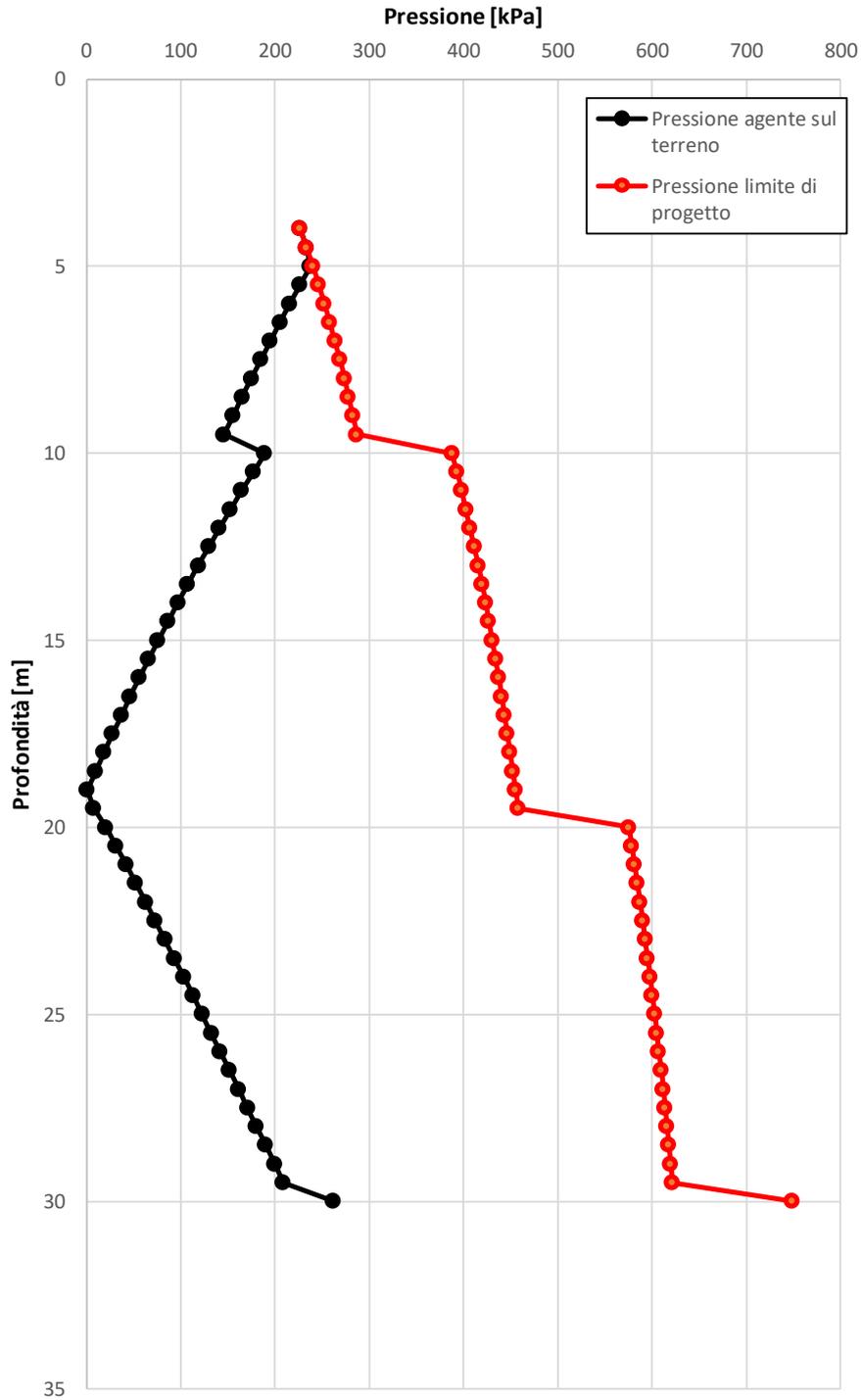
Margine di sicurezza

MS 10.40 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	81 di 158



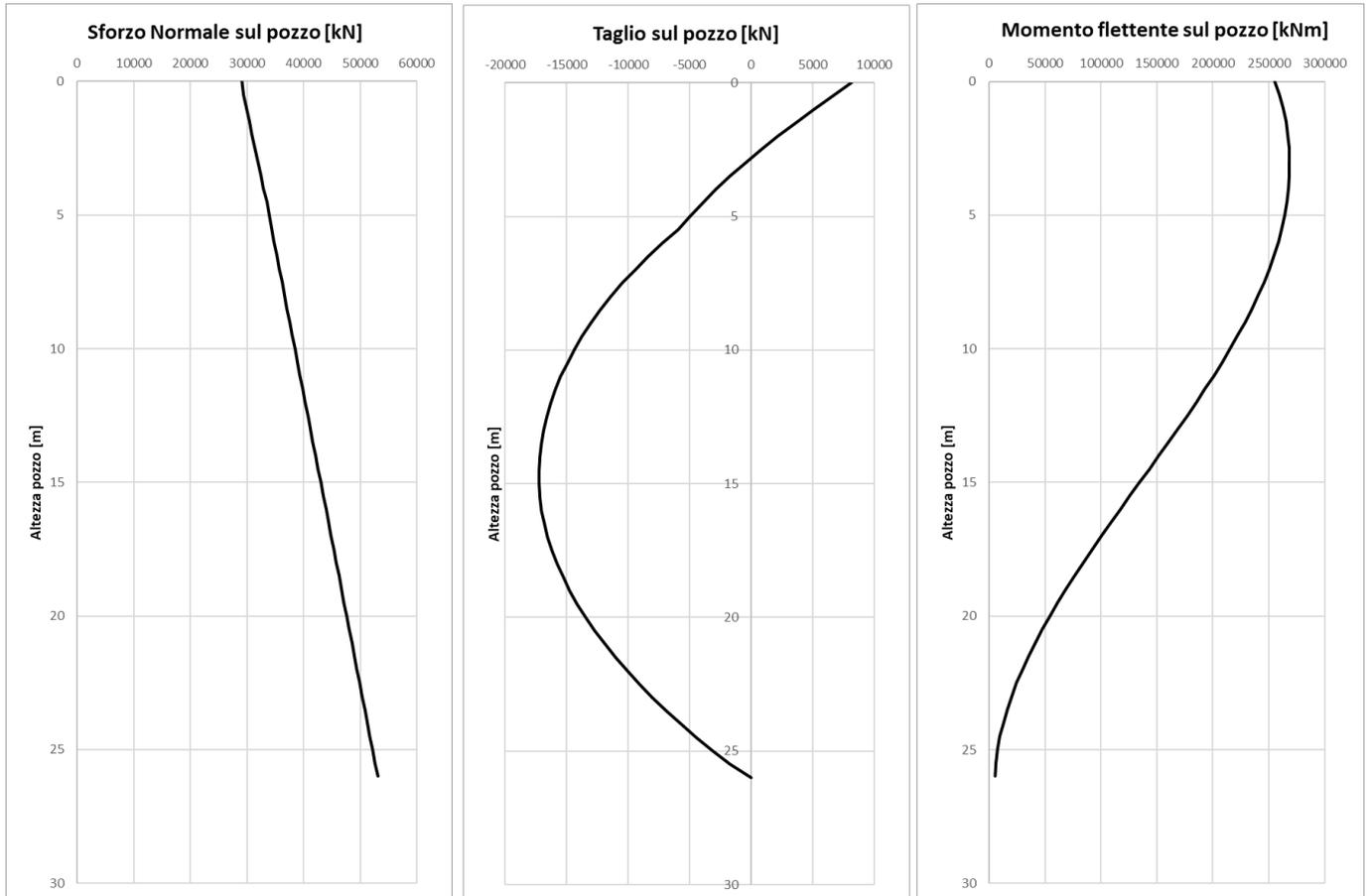
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	82 di 158

Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



10.2 Viadotto VI02

Il viadotto VI02, previsto tra le Pk 26+531 e Pk 26+871 è a singolo binario per tutta la sua lunghezza complessiva di 340 m. È costituito da una serie di campate in semplice appoggio da 40 m in sezione mista acciaio-clc e campate reticolari da 60 m.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

Tabella 10.6: VI02 Binario Pari - Tipologici Fondazioni

VI02 Binario Pari			
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]
SA; da P1 a P5; SB	PZSB4	10	15

Tabella 10.7: VI02 Binario Dispari - Tipologici Fondazioni

VI02 Binario Dispari			
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]
SA; da P1 a P5; SB	PZSB4	10	15

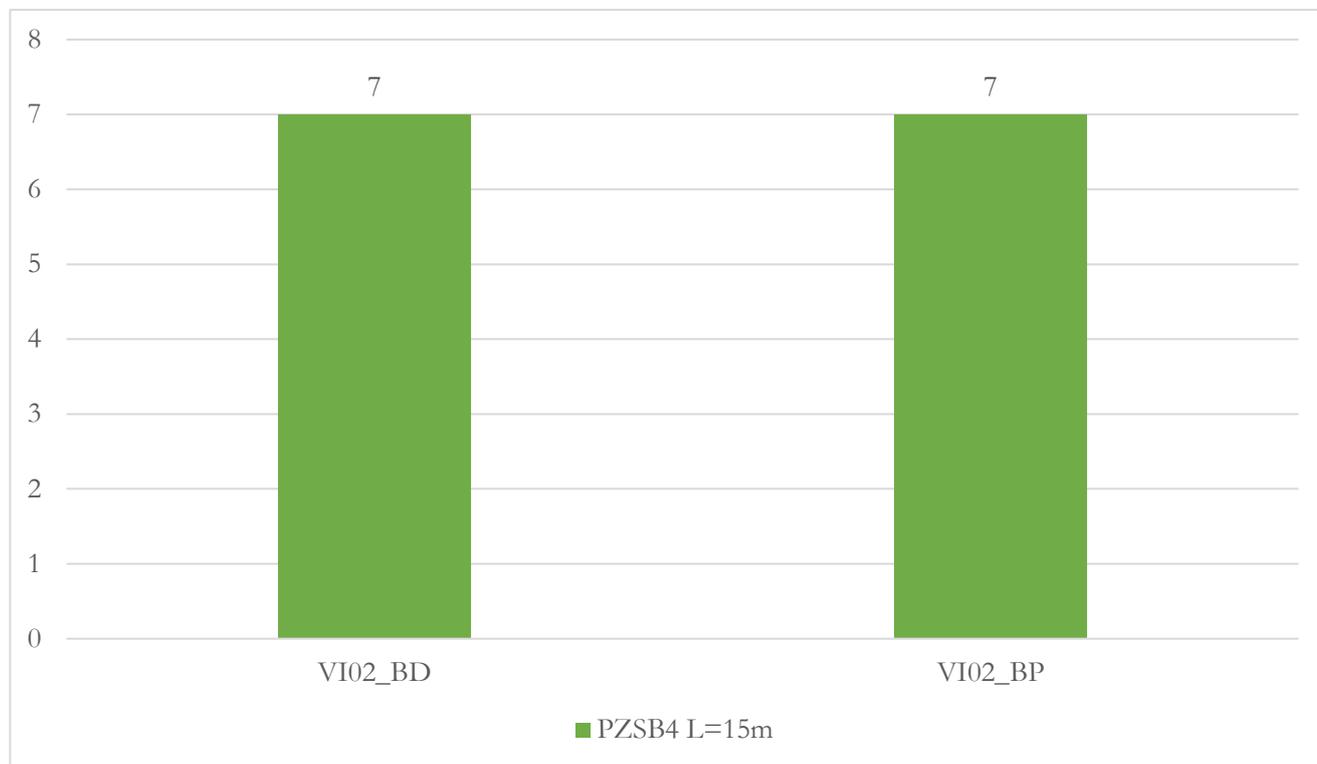
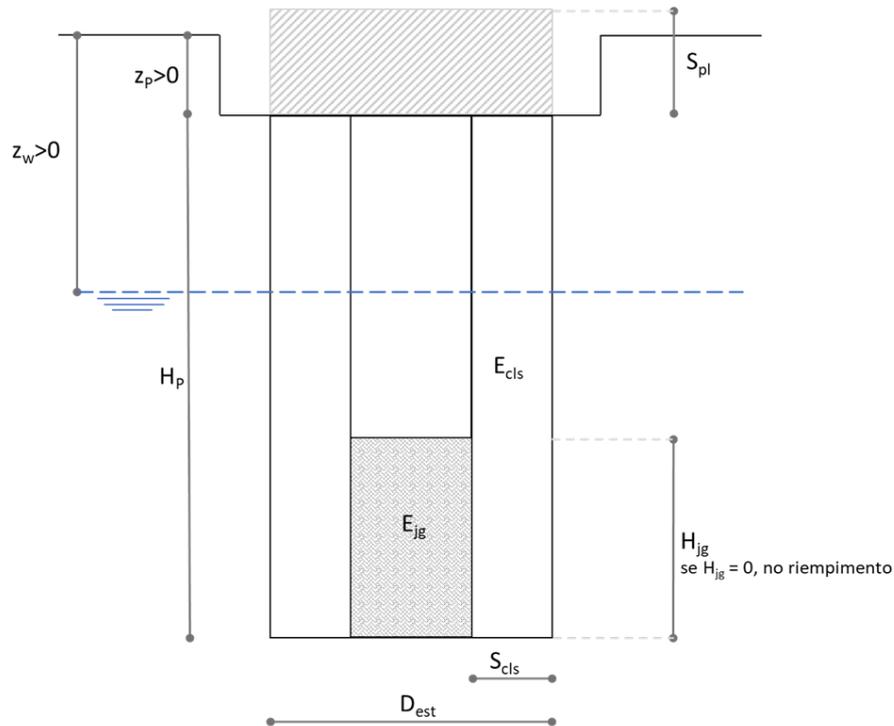


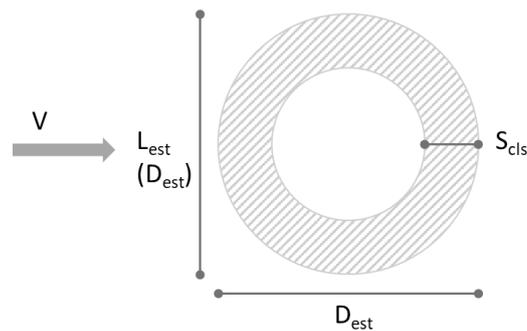
Figura 10.7: VI02 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

10.2.1 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; da P1 a P5; SB)

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici che caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

UG [-]	Spessore [m]
DEP	7
UAS2	10
UAS2	10
UAS2	10

Definizione della geometria del problema

D_{est}	10	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	5	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	15	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	0	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	1	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	4	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	60	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}		[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}		[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	φ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	7.00	0.00	7.00	19.0	0.0	35.0	0.0	120000	Incoerente
2	UG1	10.00	7.00	17.00	24.5	60.0	25.0	0.0	152000	Incoerente
3	UG1	10.00	17.00	27.00	24.5	80.0	22.0	0.0	160000	Incoerente
4	UG1	10.00	27.00	37.00	24.5	80.0	22.0	0.0	166000	Incoerente

LEGENDA N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	φ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v 166000 [kN/m³]

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.2.1.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

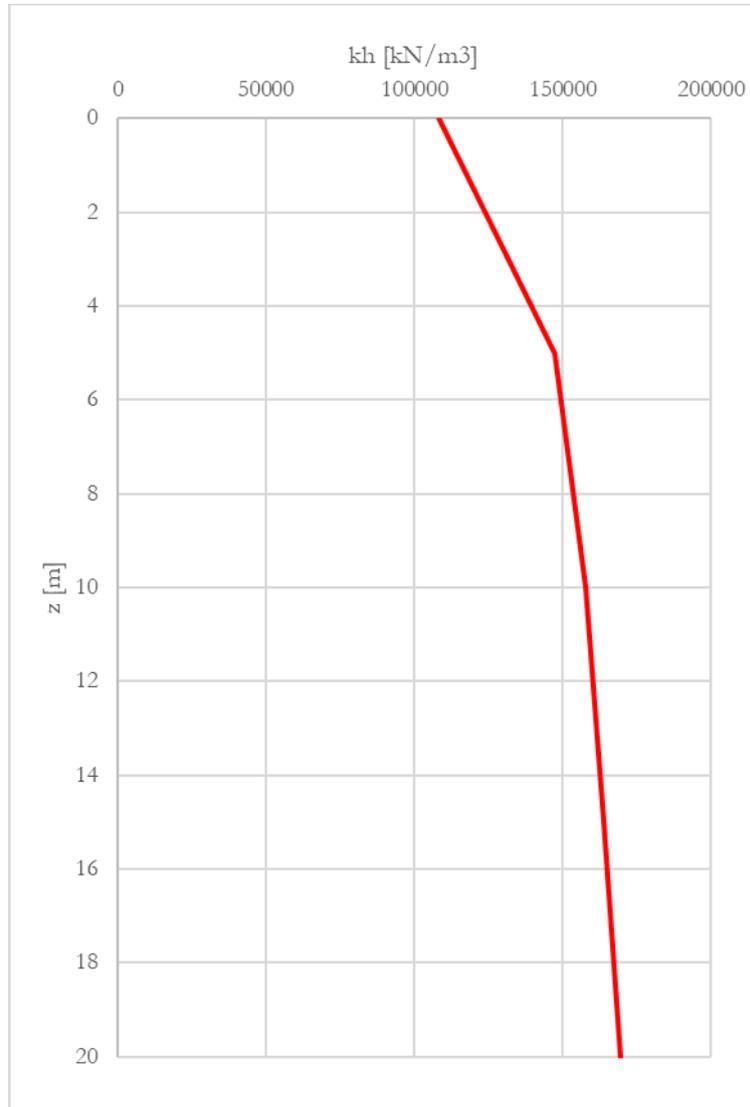


Figura 10.8 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.2.1.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	33385	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	16398	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	306106	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	88 di 158

10.2.1.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	89 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
24.5	80.0	22.0	0.0	Incoerente

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
7.8	16.9	4.1

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	62592	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	19399	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	1970	[kN]	Taglio alla base
M_b	144340	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	2.31	[m]	Eccentricità
h	2.69	[m]	
B	5.39	[m]	
Area(BxL)	34.11	[m ²]	
L	6.33	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	1.19	[-]
s_g	1.19	[-]
s_c	1.37	[-]
d_q	1.41	[-]
d_c	1.47	[-]
m	1.54	[-]
i_g	0.93	[-]
i_q	0.96	[-]
i_c	0.95	[-]

Carico Limite

q_{lim}	5983	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	204074	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	43192	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS	4.7	[-]	(soddisfatta se >2.3)
----	-----	-----	-----------------------

Esito Verifica Verifica soddisfatta

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	90 di 158

10.2.1.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 16398 [kN]

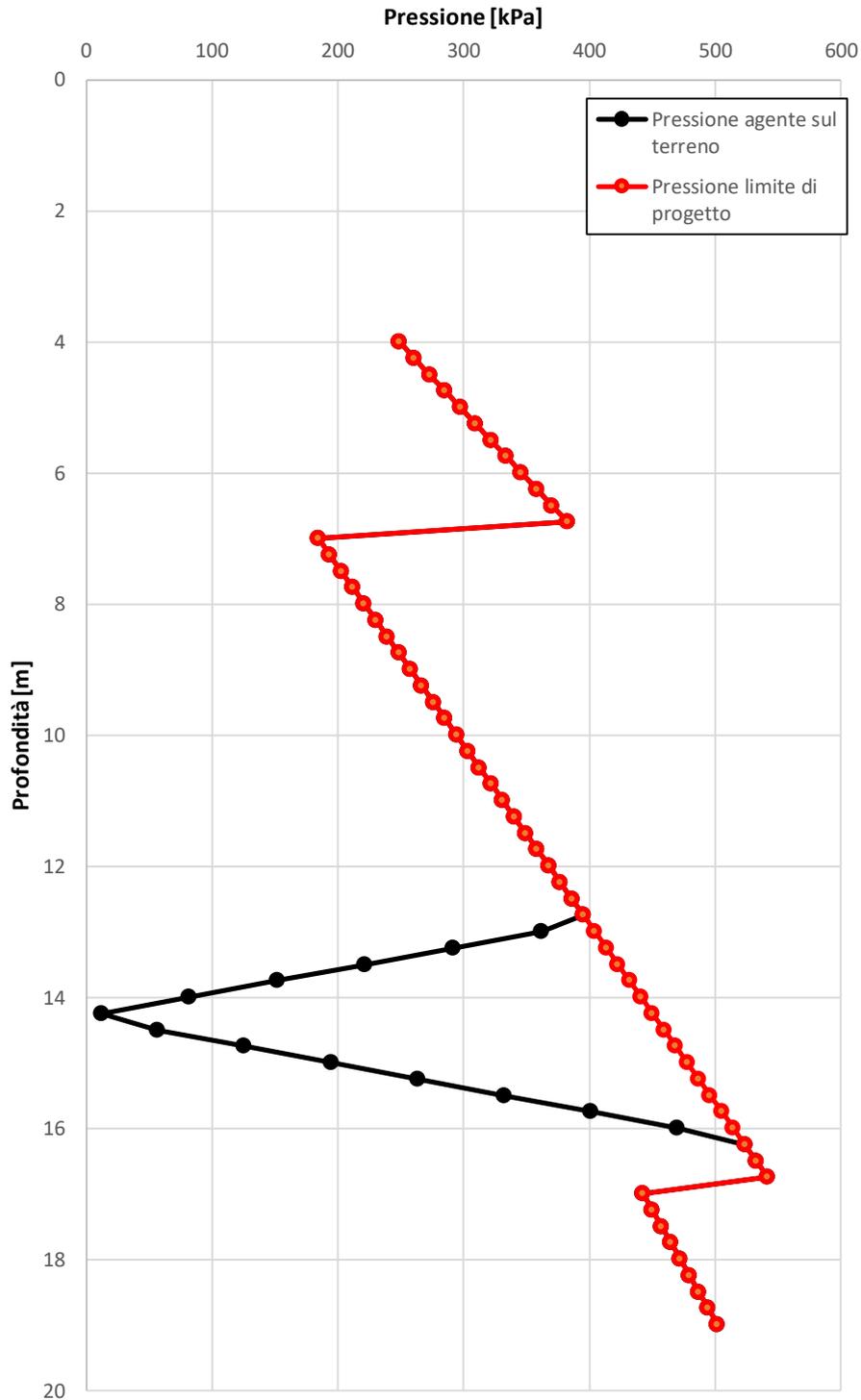
Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 55492 [kN]

Margine di sicurezza

MS 3.38 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*



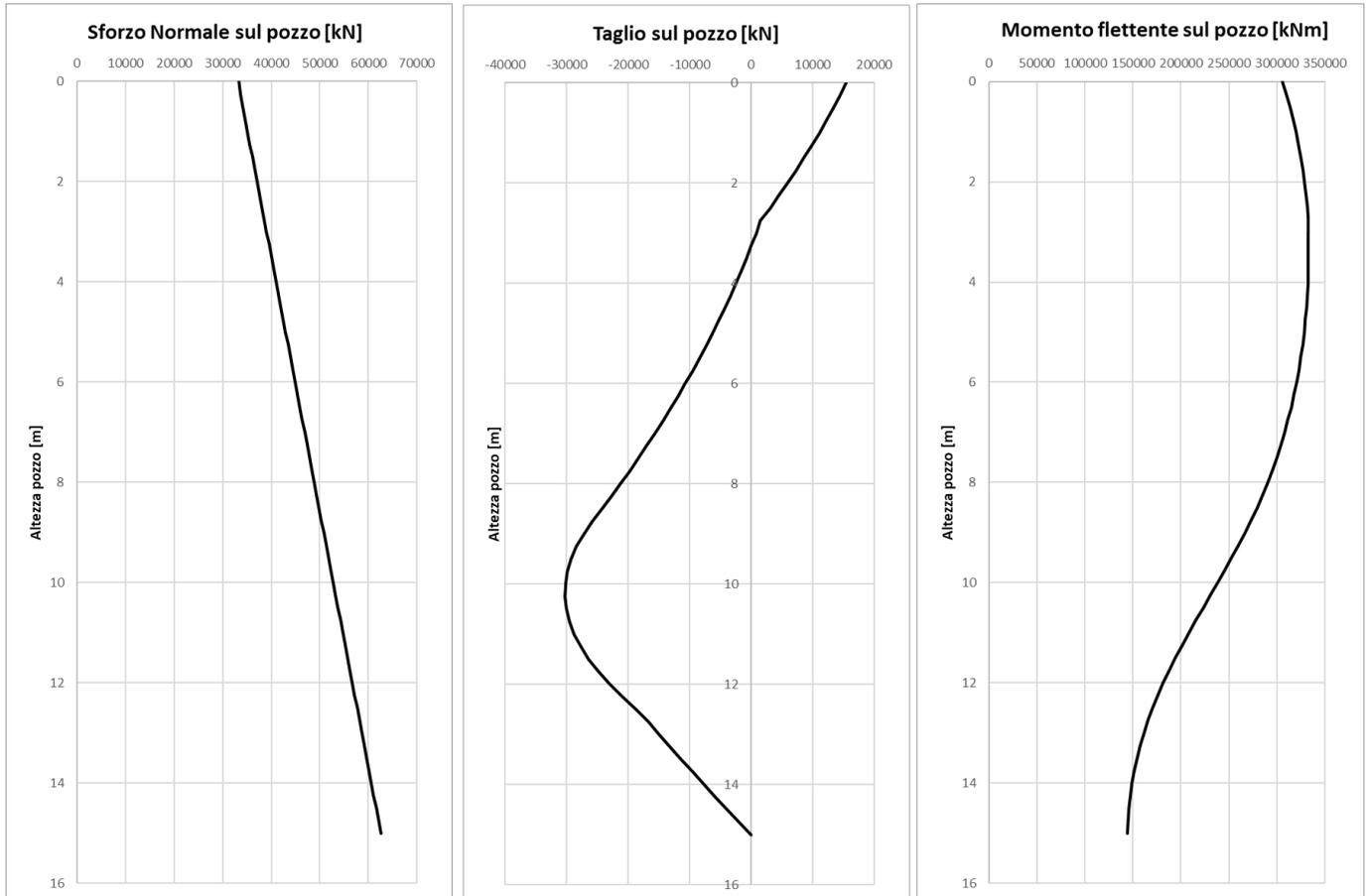
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	92 di 158

Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



10.2.1.3 Combinazione SLU in caso di scalzamento

Considerando lo scalzamento del terreno fino a 7 m di profondità, si annullano le caratteristiche di resistenza del terreno fino a tale profondità.

La combinazione scelta per la verifica in condizioni di scalzamento è la combinazione SLU che è certamente cautelativa rispetto a quella prevista dalla normativa.

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	42926	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	2166	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	43843	[kNm]	Momento risultante agente

10.2.1.3.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	94 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
24.5	80.0	22.0	0.0	Incoerente

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
7.8	16.9	4.1

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	72133	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	19399	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	469	[kN]	Taglio alla base
M_b	10766	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	0.15	[m]	Eccentricità
h	4.85	[m]	
B	9.70	[m]	
Area(BxL)	75.56	[m ²]	
L	7.79	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	1.27	[-]
s_g	1.27	[-]
s_c	1.55	[-]
d_q	1.35	[-]
d_c	1.40	[-]
m	1.45	[-]
i_g	0.99	[-]
i_q	0.99	[-]
i_c	0.99	[-]

Carico Limite

q_{lim}	6803	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	514037	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	52734	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS	9.7	[-]	(soddisfatta se >2.3)
----	-----	-----	-----------------------

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.2.1.3.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 2166 [kN]

Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 46330 [kN]

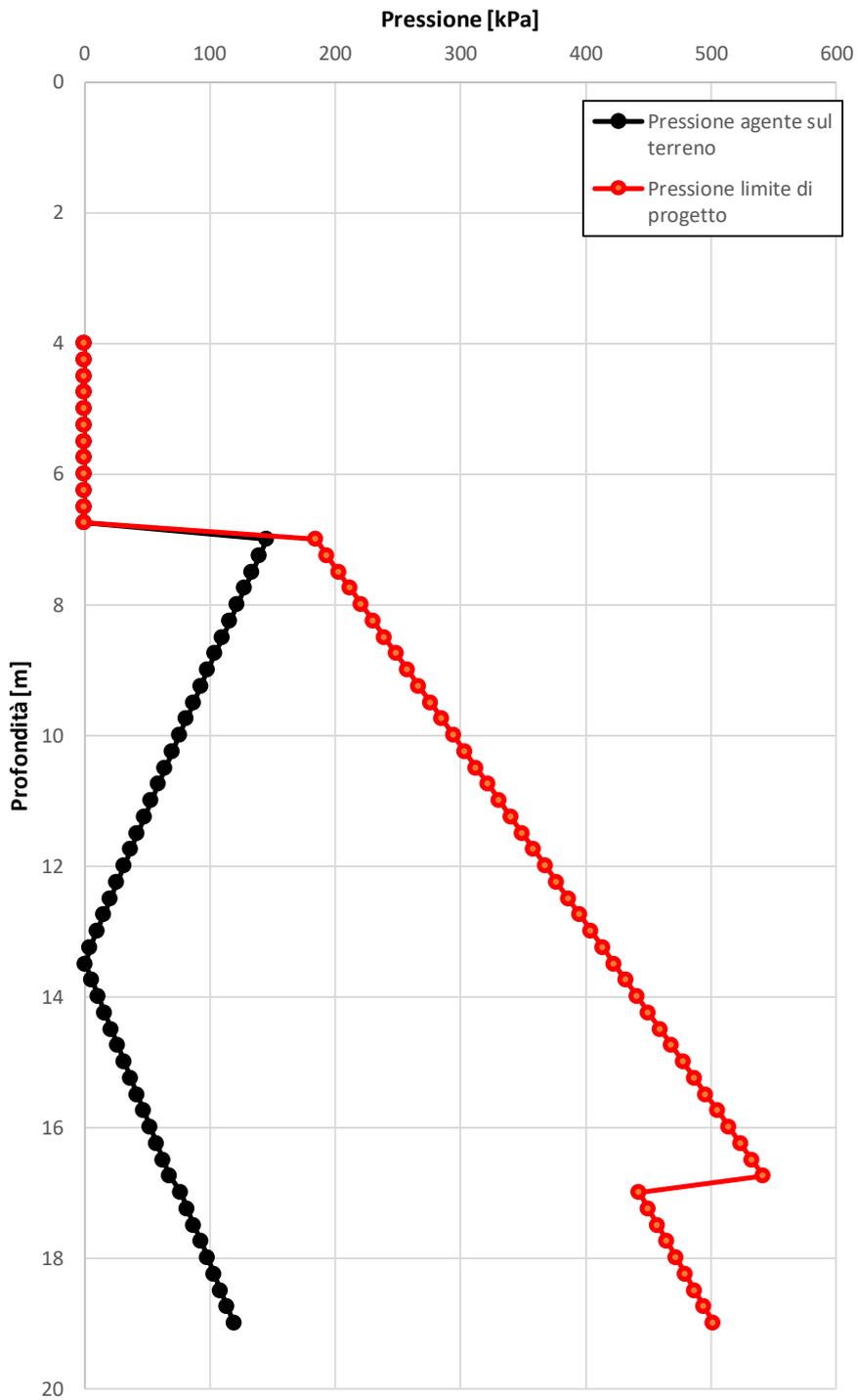
Margine di sicurezza

MS 21.39 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	96 di 158



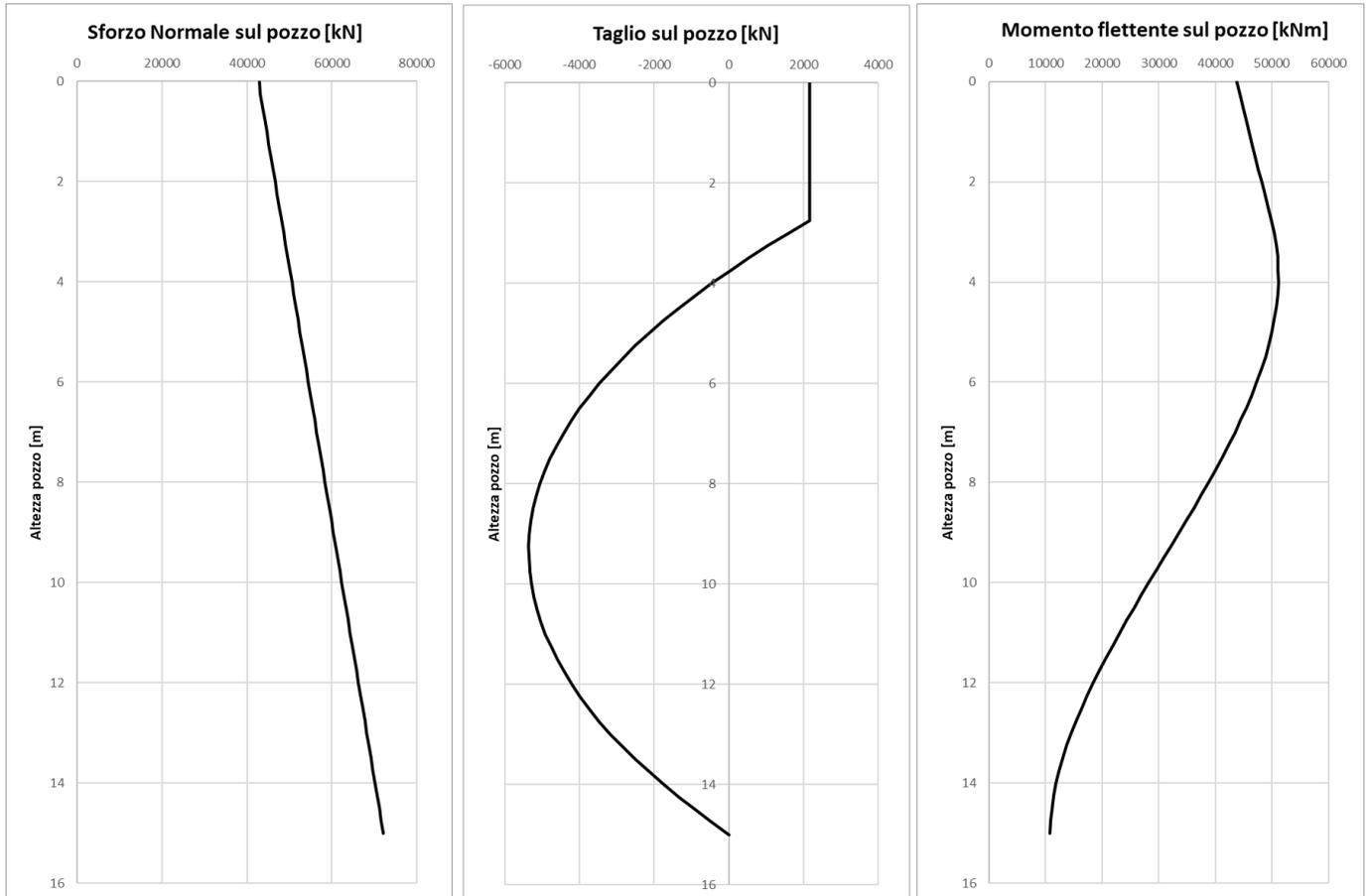
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	97 di 158

Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



10.3 Viadotto VI03

Il viadotto VI03, previsto tra le Pk 27+157 e Pk 27+357 è a doppio binario per tutta la sua lunghezza complessiva di 200 m. È costituito da una serie di campate in semplice appoggio da 25 m a 4 cassoncini in c.a.p.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

Tabella 10.8: VI03 - Tipologici Fondazioni

VI03 Doppio Binario			
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]
SA; da P1 a P7; SB	PZDB2	15	10

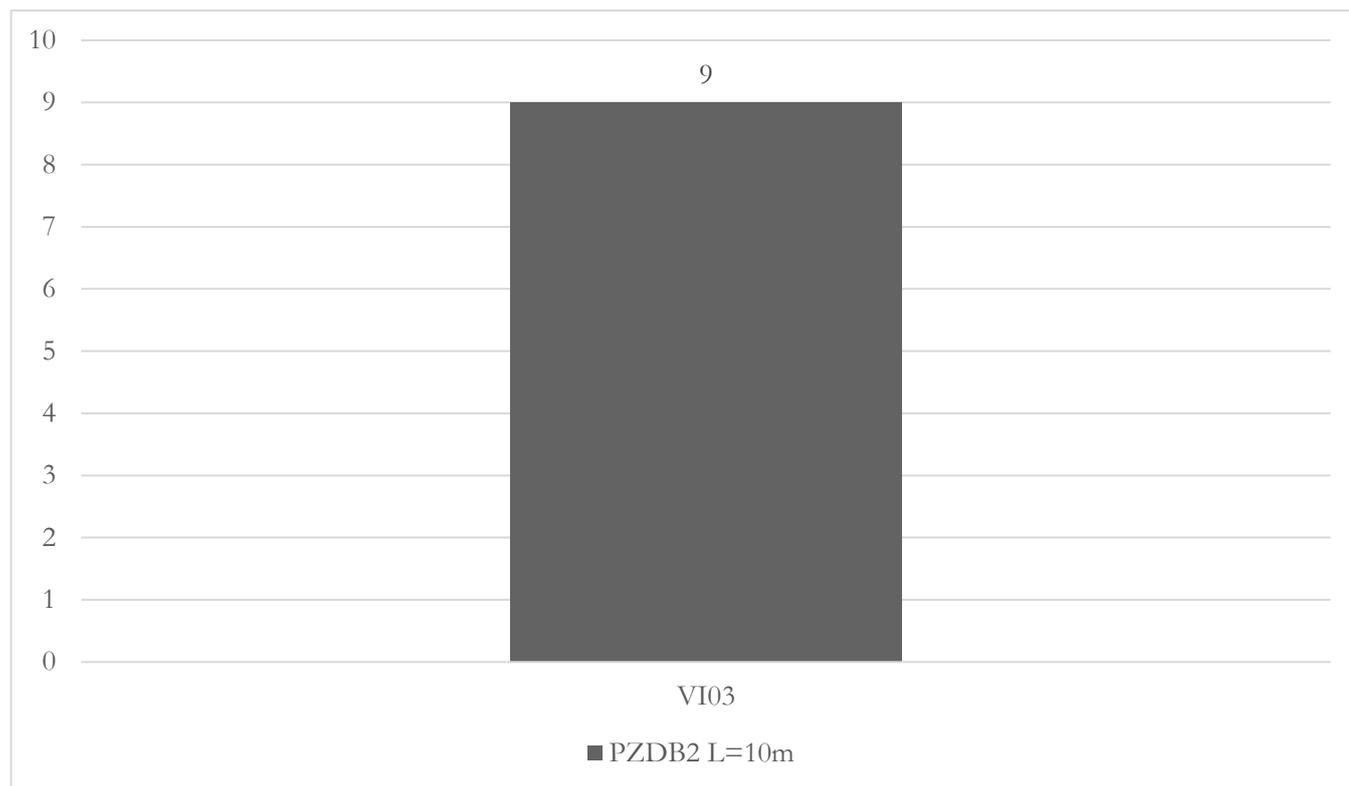
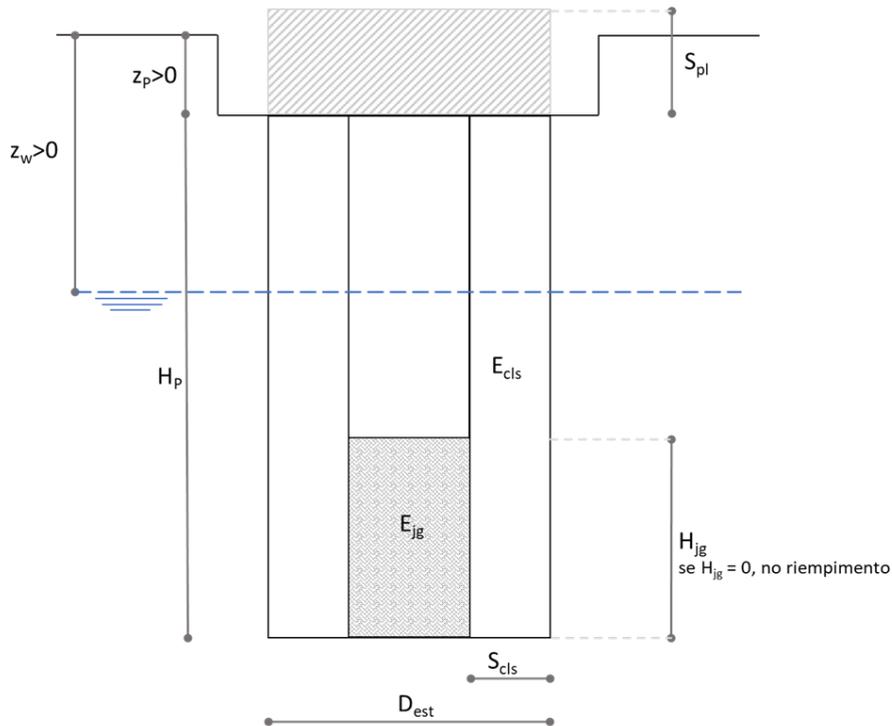


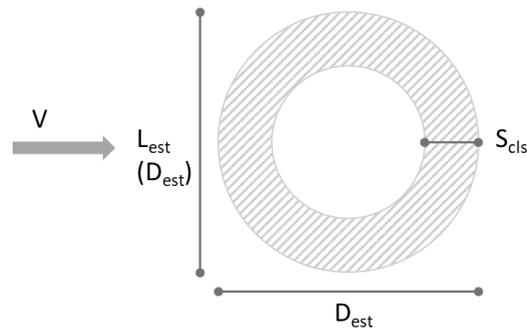
Figura 10.9: VI03 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

10.3.1 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; da P1 a P7; SB)

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici che caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

UG [-]	Spessore [m]
UAS2	30

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	100 di 158

Definizione della geometria del problema

D_{est}	15	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	7.5	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	10	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	0	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	1	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	1	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	20	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}		[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}		[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	30.00	0.00	30.00	24.5	60.0	25.0	0.0	12000	Incoerente

LEGENDA *N.B.: stratigrafia definita da p.c.*

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	ϕ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v 120000 [kN/m³]

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.3.1.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

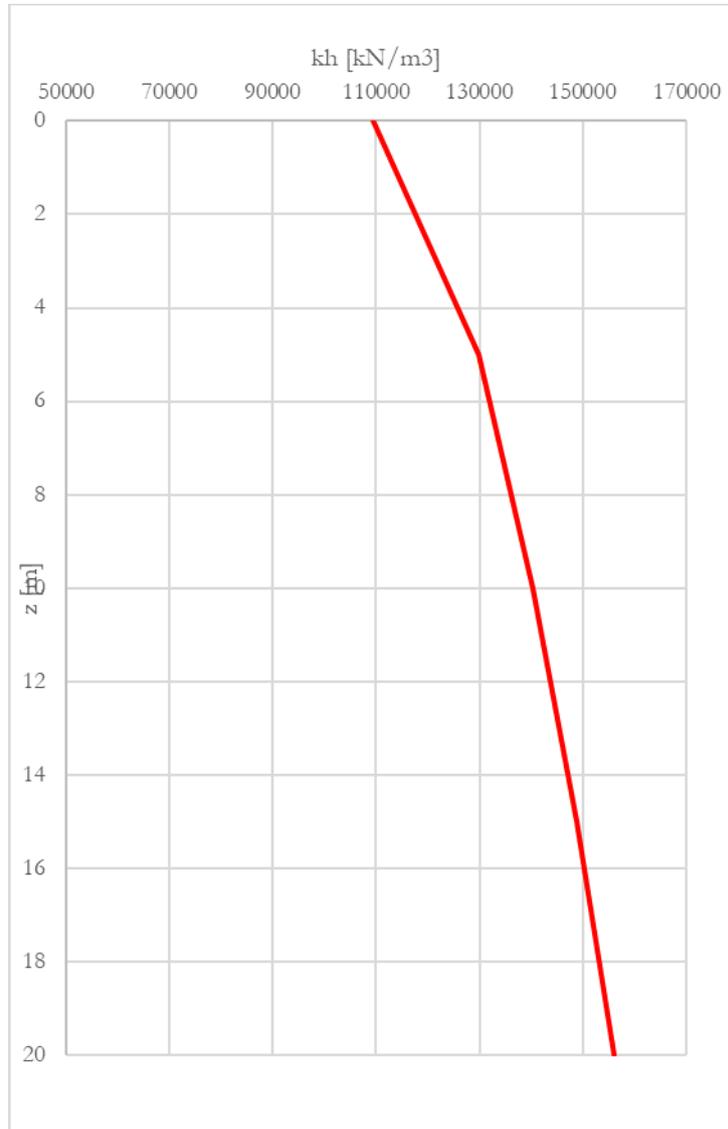


Figura 10.10 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.3.1.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	28578	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	14343	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	184873	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	103 di 158

10.3.1.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	104 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
24.5	60.0	25.0	0.0	Incoerente

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
10.7	20.7	6.8

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	71652	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	37640	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	2563	[kN]	Taglio alla base
M_b	149747	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	2.09	[m]	Eccentricità
h	5.41	[m]	
B	10.82	[m]	
Area(BxL)	114.84	[m ²]	
L	10.61	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	1.25	[-]
s_g	1.25	[-]
s_c	1.50	[-]
d_q	1.28	[-]
d_c	1.31	[-]
m	1.50	[-]
i_g	0.93	[-]
i_q	0.96	[-]
i_c	0.95	[-]

Carico Limite

q_{lim}	6861	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	787865	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	34012	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS 23.2 [-] (soddisfatta se >2.3)

Esito Verifica Verifica soddisfatta

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	105 di 158

10.3.1.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 14343 [kN]

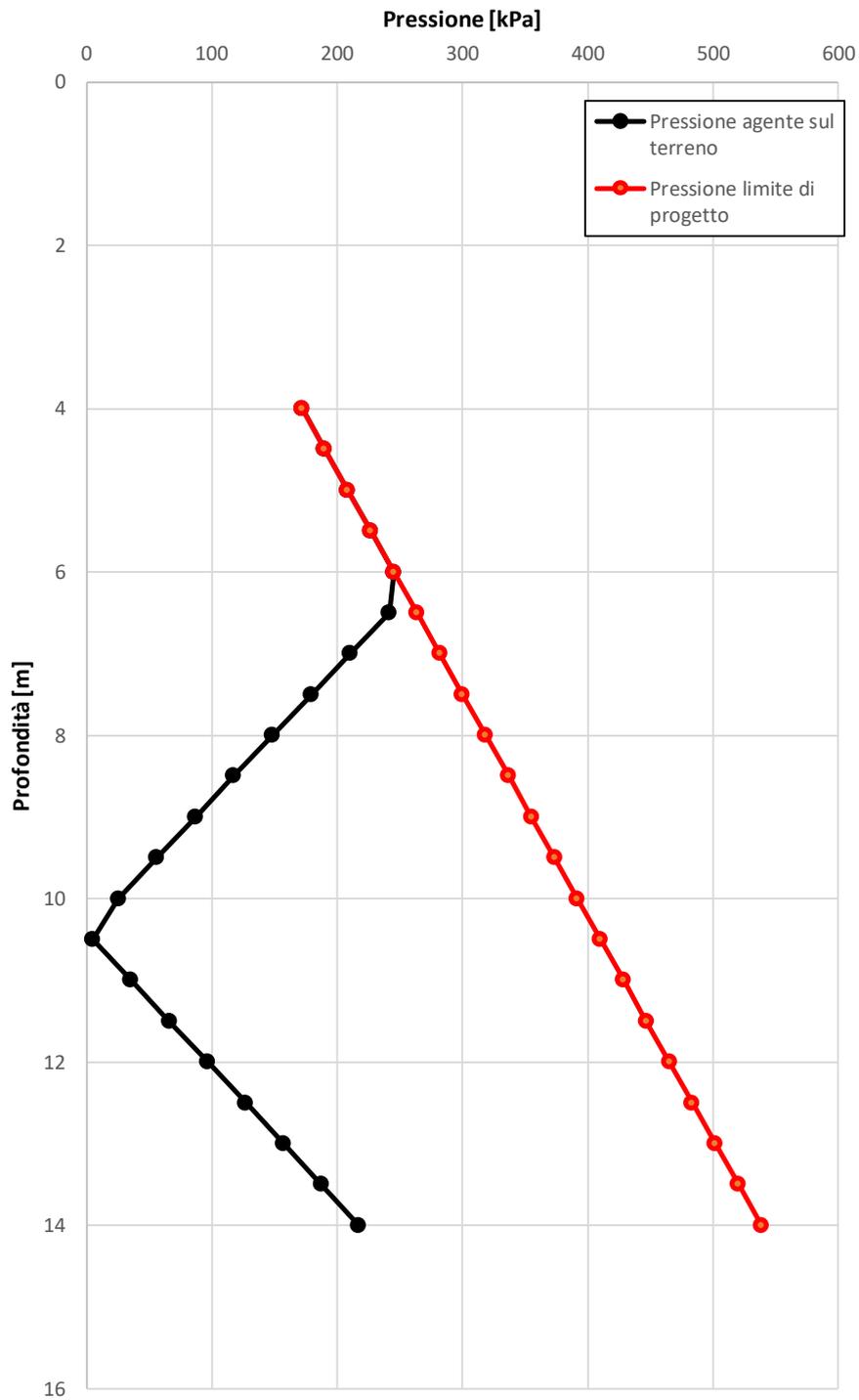
Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 53286 [kN]

Margine di sicurezza

MS 3.72 [-]

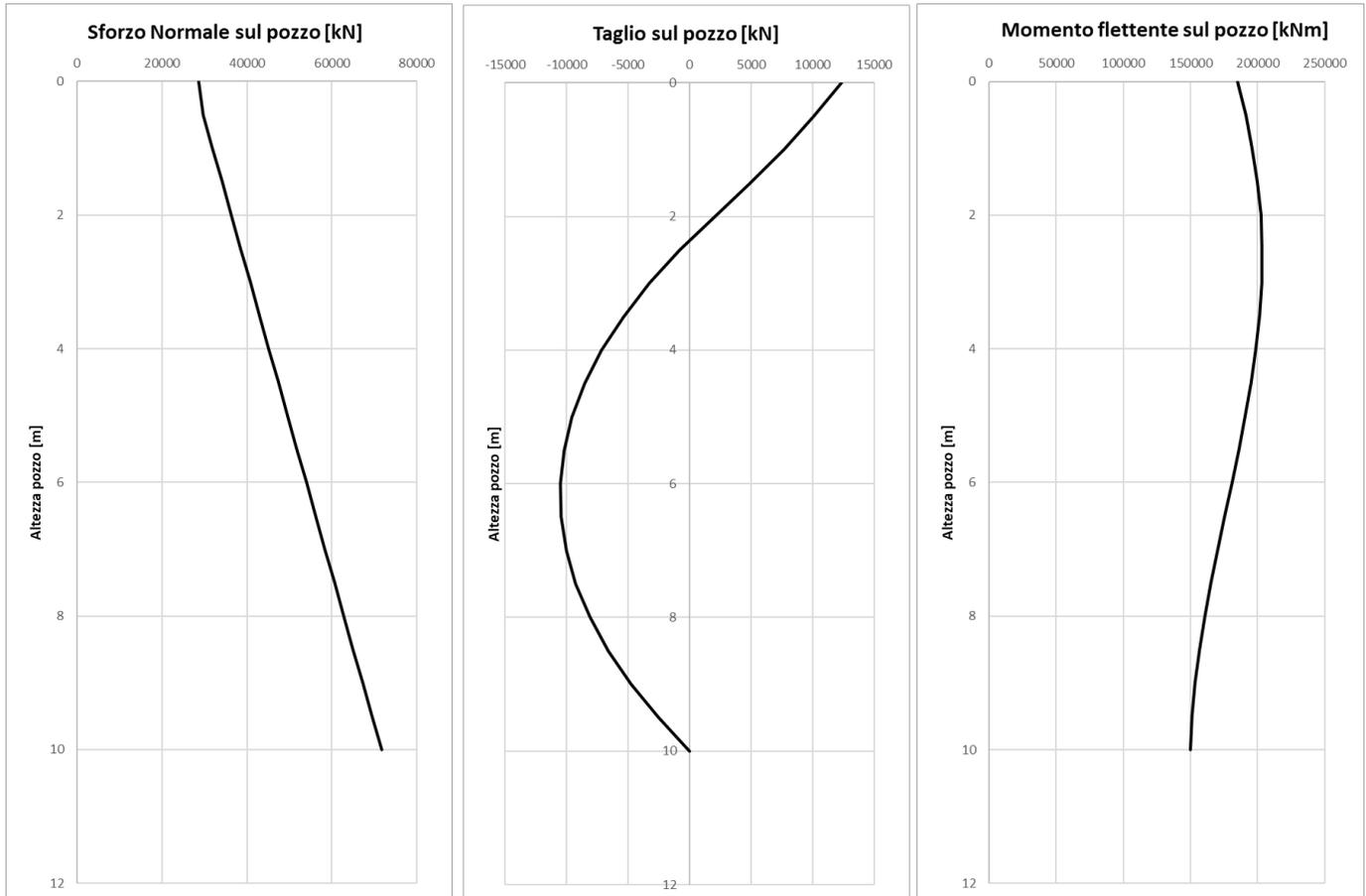
Esito Verifica *Verifica soddisfatta*



N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



10.4 Viadotto VI04

Il viadotto VI04, previsto tra le Pk 28+232 e Pk 28+502 è a doppio binario per tutta la sua lunghezza complessiva di 270 m. È costituito da una serie di campate in semplice appoggio da 45 m in sezione mista acciaio-clc.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

Tabella 10.9: VI04 - Tipologici Fondazioni

VI04 Doppio Binario			
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]
SA; da P1 a P5; SB	PZDB3	16.7	10

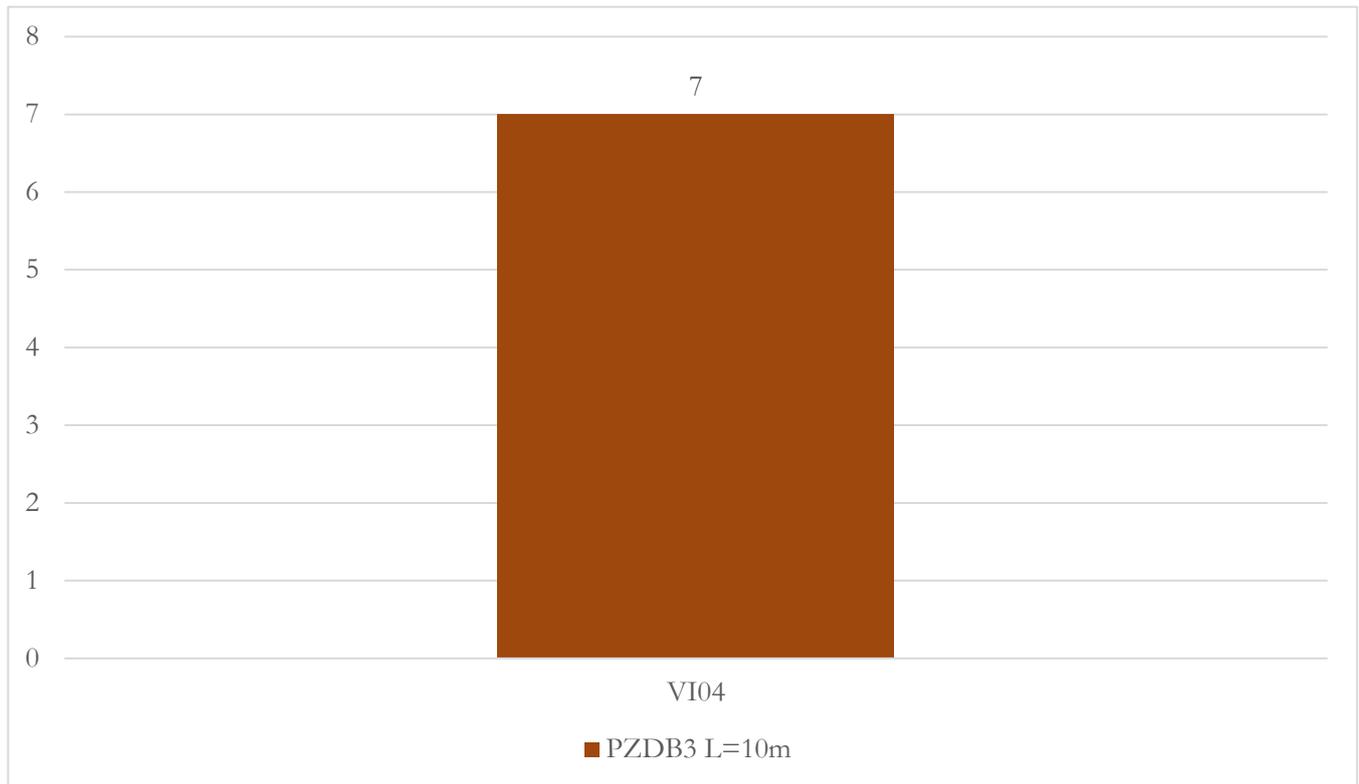
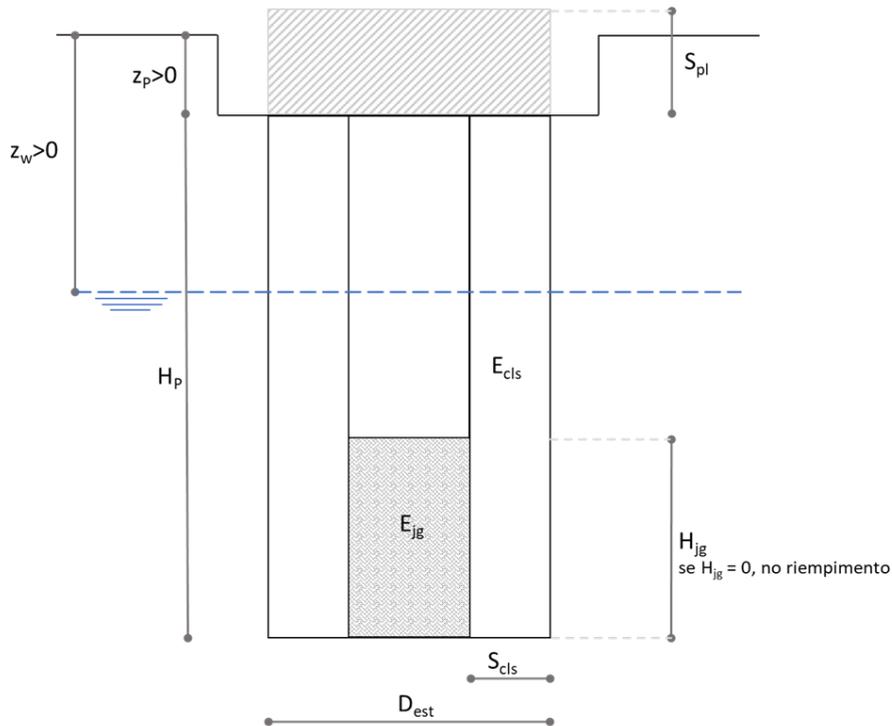


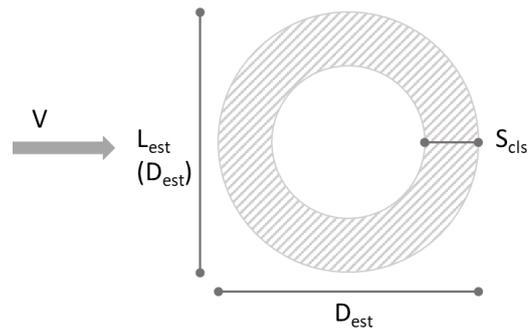
Figura 10.11: VI04 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

10.4.1 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; da P1 a P5; SB)

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici che caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

UG [-]	Spessore [m]
UAS2	30

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	110 di 158

Definizione della geometria del problema

D_{est}	15	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	7.5	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	10	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	0	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	1	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	1	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	20	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}		[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}		[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	30.00	0.00	30.00	24.5	60.0	25.0	0.0	120000	Incoerente

LEGENDA *N.B.: stratigrafia definita da p.c.*

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	ϕ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v 120000 [kN/m³]

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.4.1.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

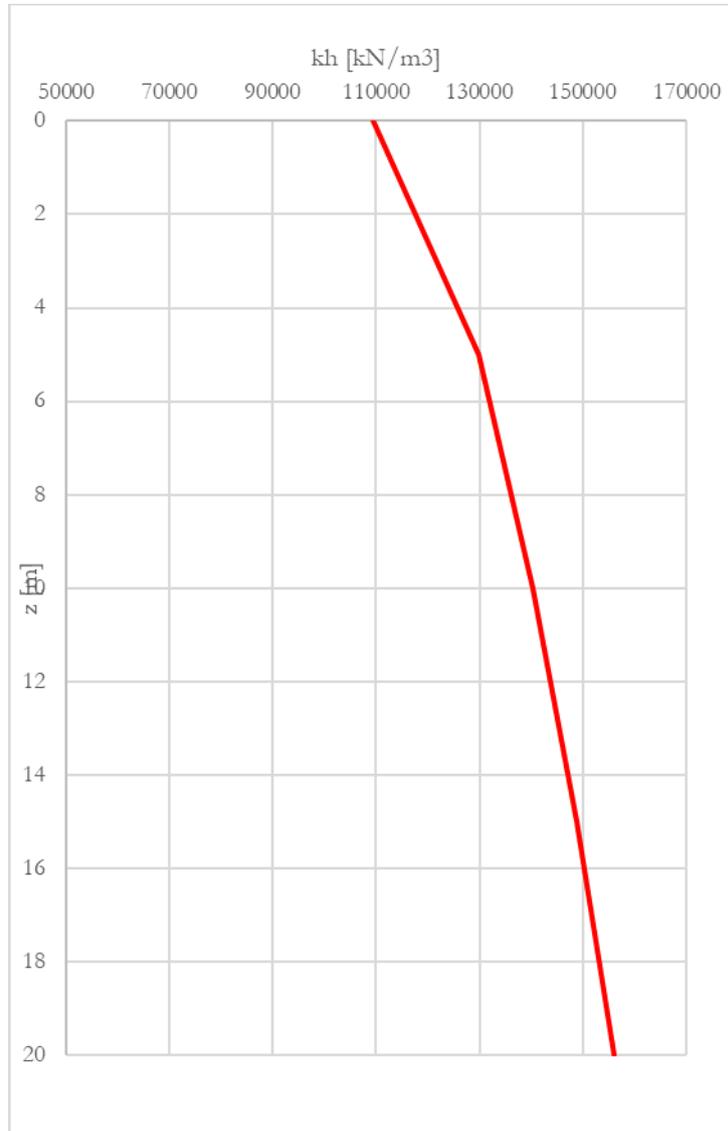


Figura 10.12 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.4.1.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	46848	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	22893	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	425213	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	113 di 158

10.4.1.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	114 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
24.5	60.0	25.0	0.0	Incoerente

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
10.7	20.7	6.8

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	89922	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	37640	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	5374	[kN]	Taglio alla base
M_b	396259	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	4.41	[m]	Eccentricità
h	3.09	[m]	
B	6.19	[m]	
Area(BxL)	52.57	[m ²]	
L	8.50	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	1.18	[-]
s_g	1.18	[-]
s_c	1.36	[-]
d_q	1.36	[-]
d_c	1.40	[-]
m	1.58	[-]
i_g	0.86	[-]
i_q	0.91	[-]
i_c	0.90	[-]

Carico Limite

q_{lim}	5981	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	314427	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	52282	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS	6.0	[-]	(soddisfatta se >2.3)
----	-----	-----	-----------------------

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.4.1.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 22893 [kN]

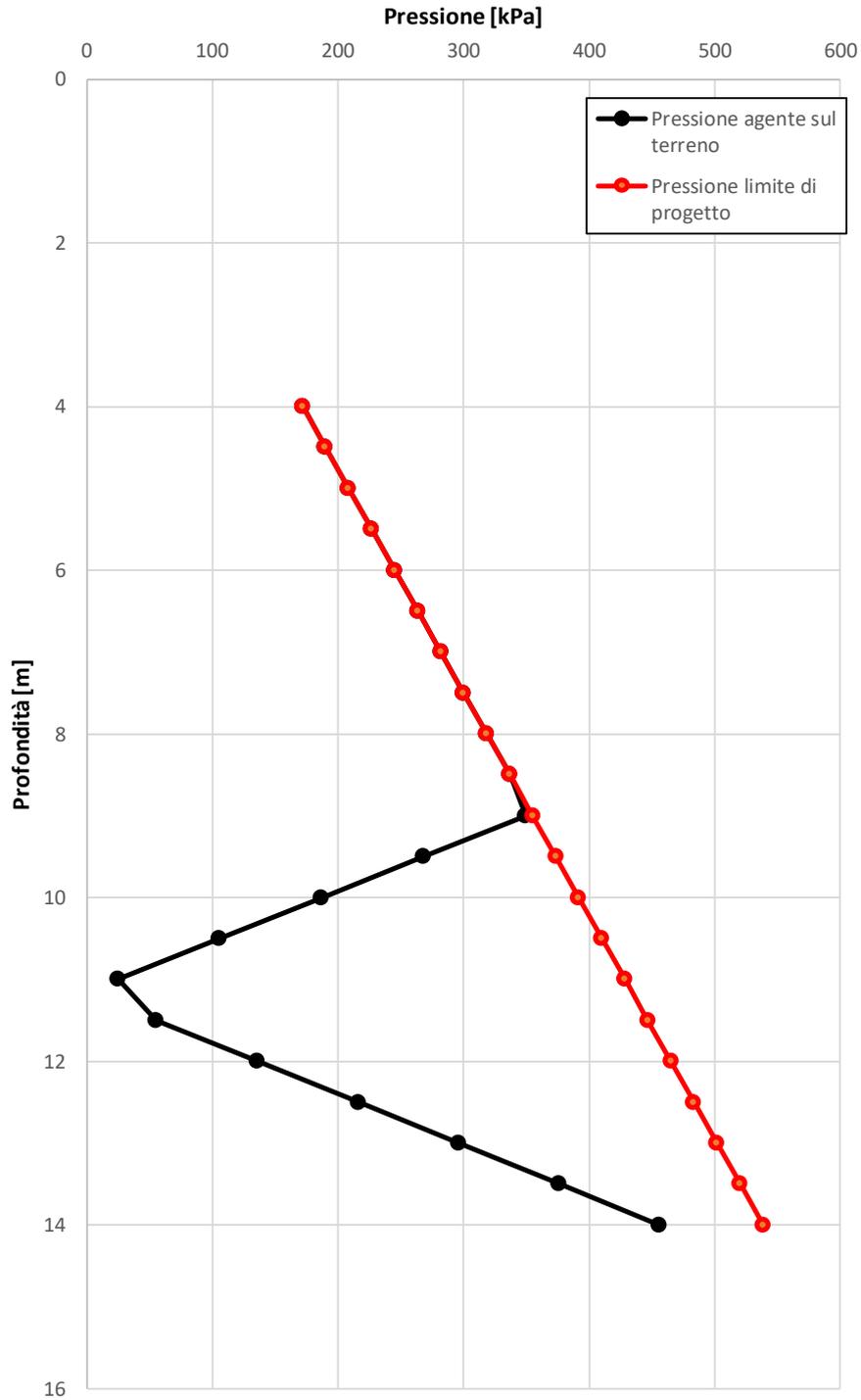
Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 53286 [kN]

Margine di sicurezza

MS 2.33 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*



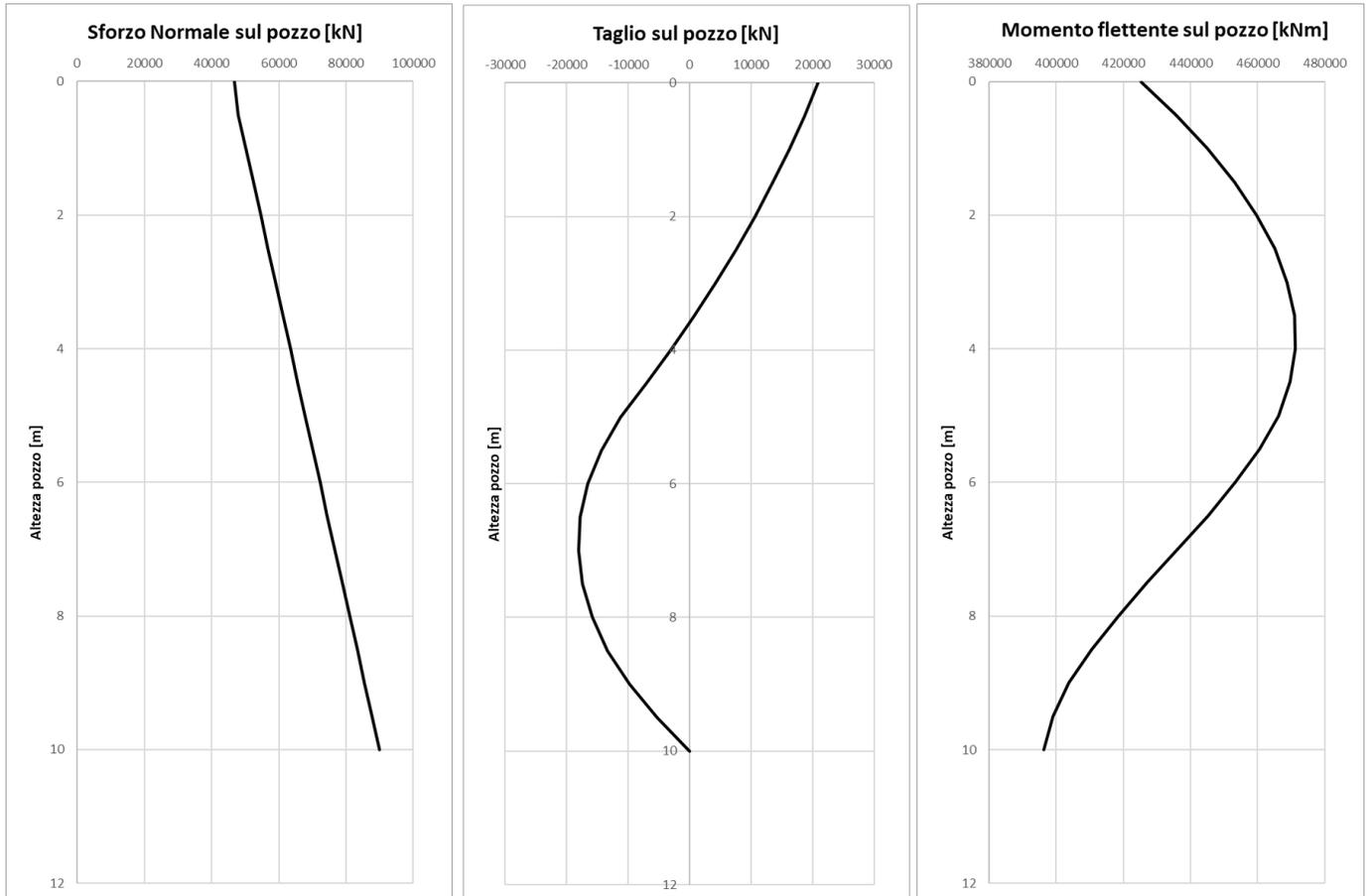
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	117 di 158

Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



10.5 Viadotto VI05

Il viadotto VI05, previsto tra le Pk 38+263 e Pk 38+593 è a singolo binario per tutta la sua lunghezza complessiva di 330 m. È costituito da una serie di campate in semplice appoggio da 45 m in sezione mista acciaio-clc e campate da 75 m a cavalletto.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

Tabella 10.10: VI05 Binario Pari - Tipologici Fondazioni

VI05 Binario Pari			
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]
da P2 a P4	PZSB1	10	20
SA; P1-P5; SB	PZSB4	10	15

Tabella 10.11: VI05 Binario Dispari - Tipologici Fondazioni

VI05 Binario Dispari			
Pila	Tipologico sottostruttura	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]
da P1 a P3	PZSB1	10	20
SA; SB	PZSB4	10	15

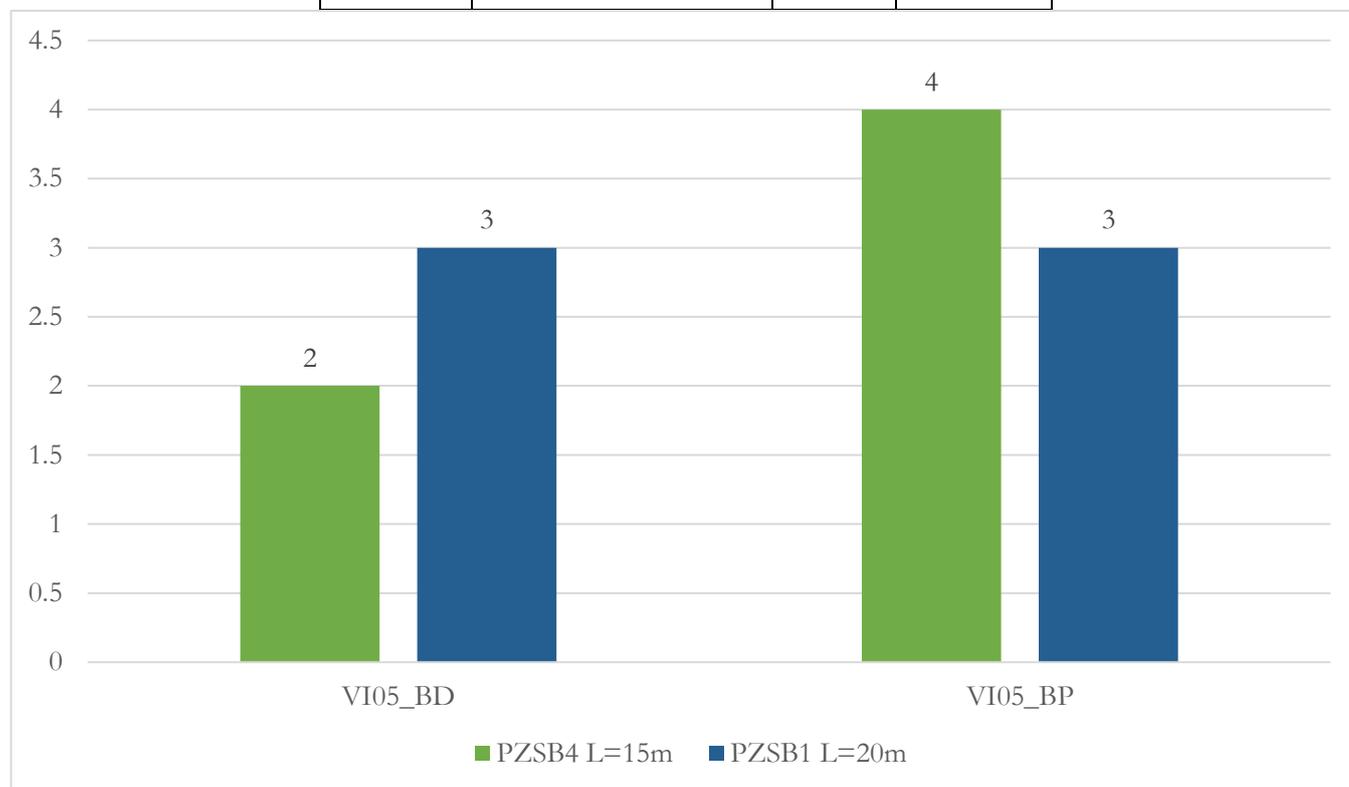
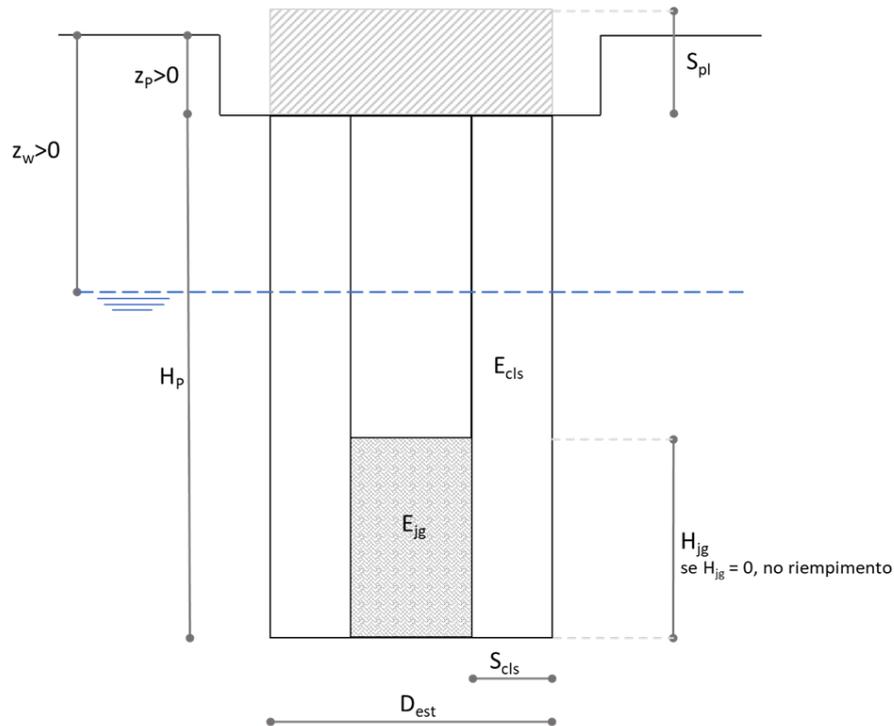


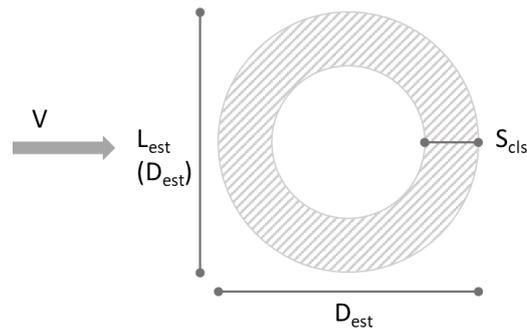
Figura 10.13: VI05 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

10.5.1 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (SA; P1(BP); P5(BP); SB)

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici che caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

UG [-]	Spessore [m]
DPR	30

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	120 di 158

Definizione della geometria del problema

D_{est}	10	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	5	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	15	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	0	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	2	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	1	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	30	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}		[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}		[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	φ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	30.00	0.00	30.00	24.5	60.0	25.0	0.0	1400000	Incoerente

LEGENDA *N.B.: stratigrafia definita da p.c.*

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	φ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v 1400000 [kN/m³]

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.5.1.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

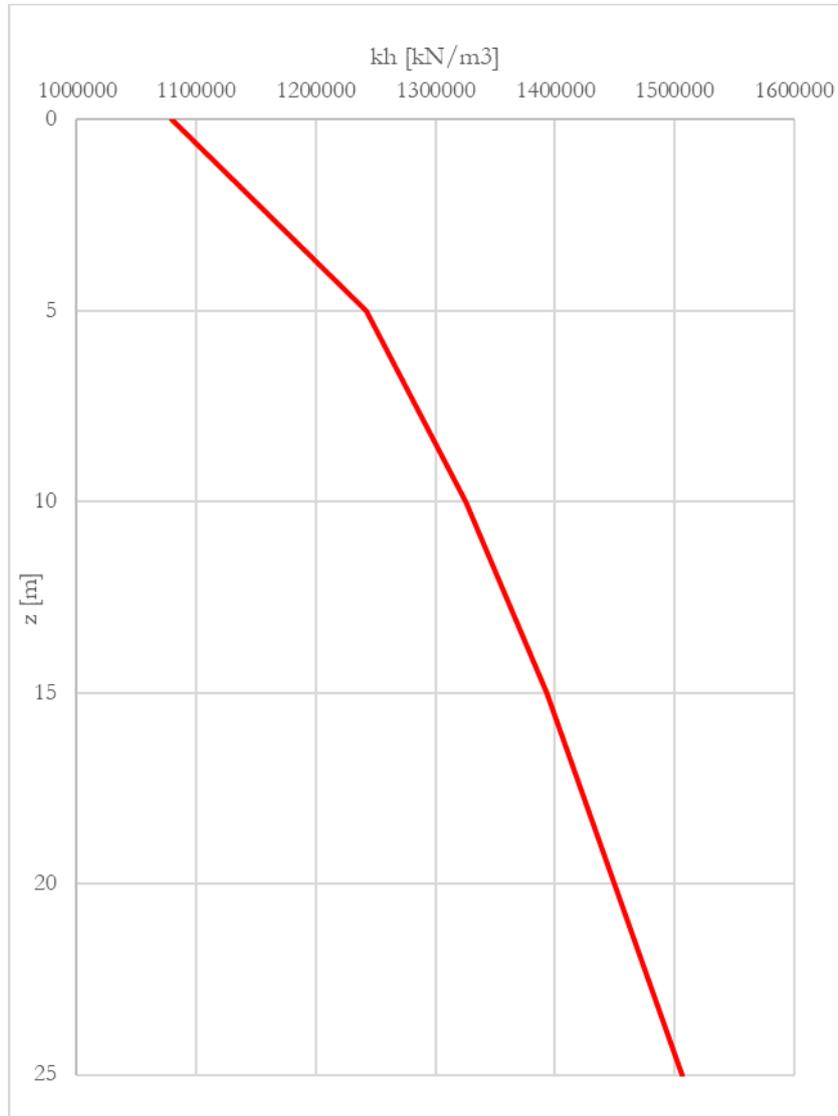


Figura 10.14 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.5.1.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	43747	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	15135	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	540969	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	123 di 158

10.5.1.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	124 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
24.5	110.0	42.0	0.0	Incoerente

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
85.4	93.7	114.0

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	72709	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	23209	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	4769	[kN]	Taglio alla base
M_b	293403	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	4.04	[m]	Eccentricità
h	0.96	[m]	
B	1.93	[m]	
Area($B \times L$)	7.75	[m ²]	
L	4.02	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	1.24	[-]
s_g	1.24	[-]
s_c	1.48	[-]
d_q	1.29	[-]
d_c	1.29	[-]
m	1.68	[-]
i_g	0.84	[-]
i_q	0.89	[-]
i_c	0.89	[-]

Carico Limite

q_{lim}	56586	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	438797	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	49500	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS 8.9 [-] (soddisfatta se >2.3)

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.5.1.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 14036 [kN]

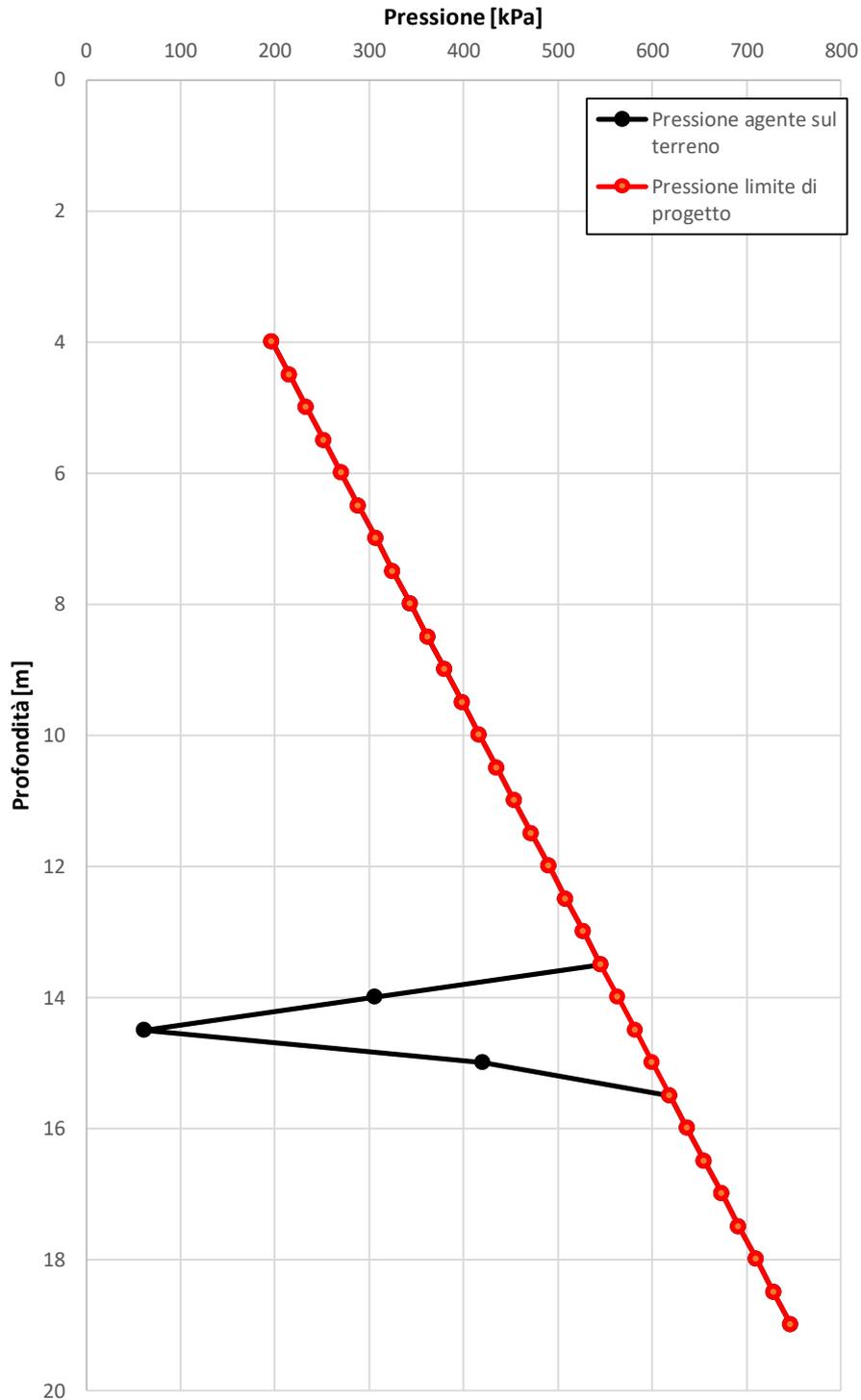
Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 70827 [kN]

Margine di sicurezza

MS 5.05 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*



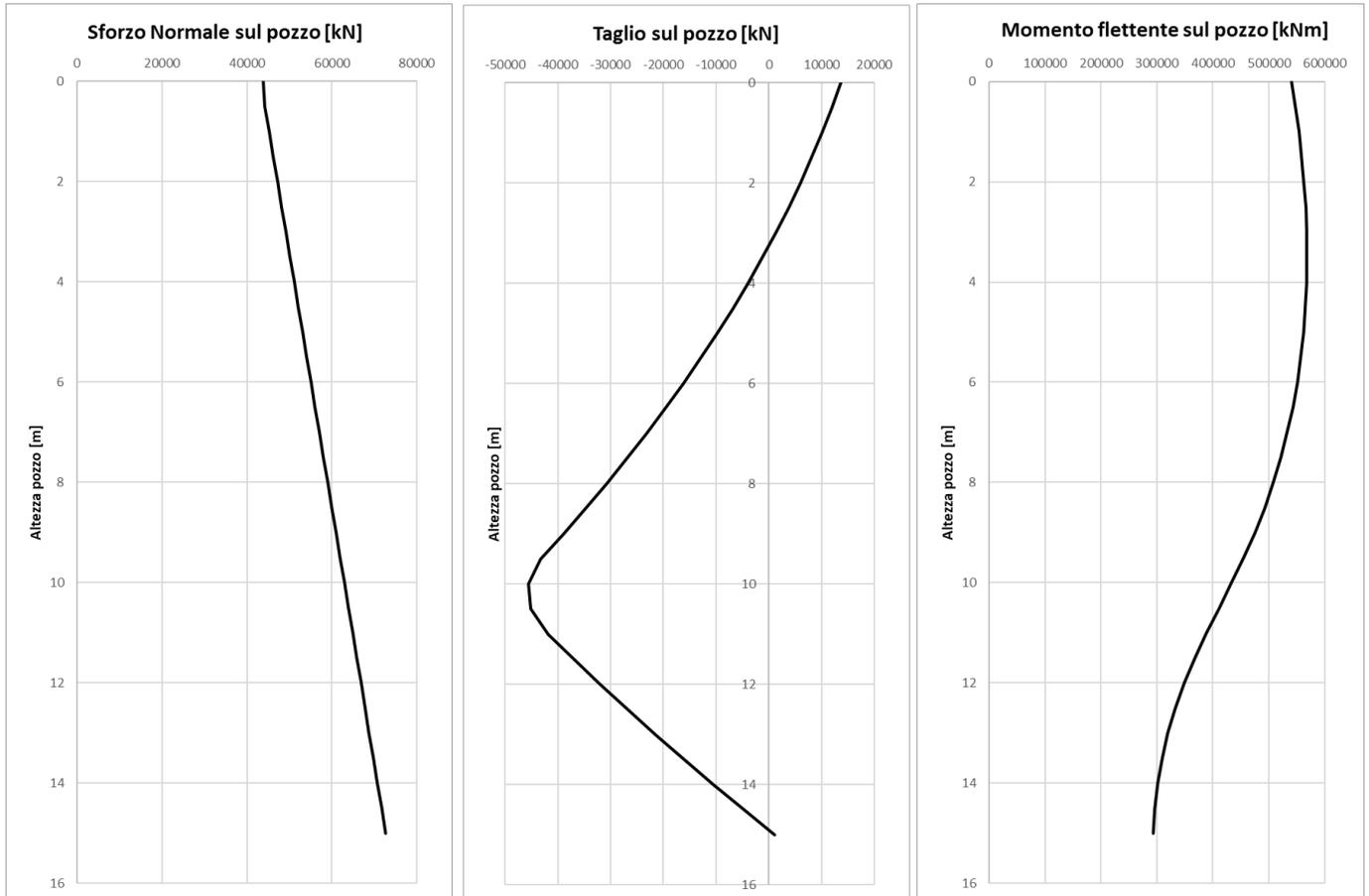
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	127 di 158

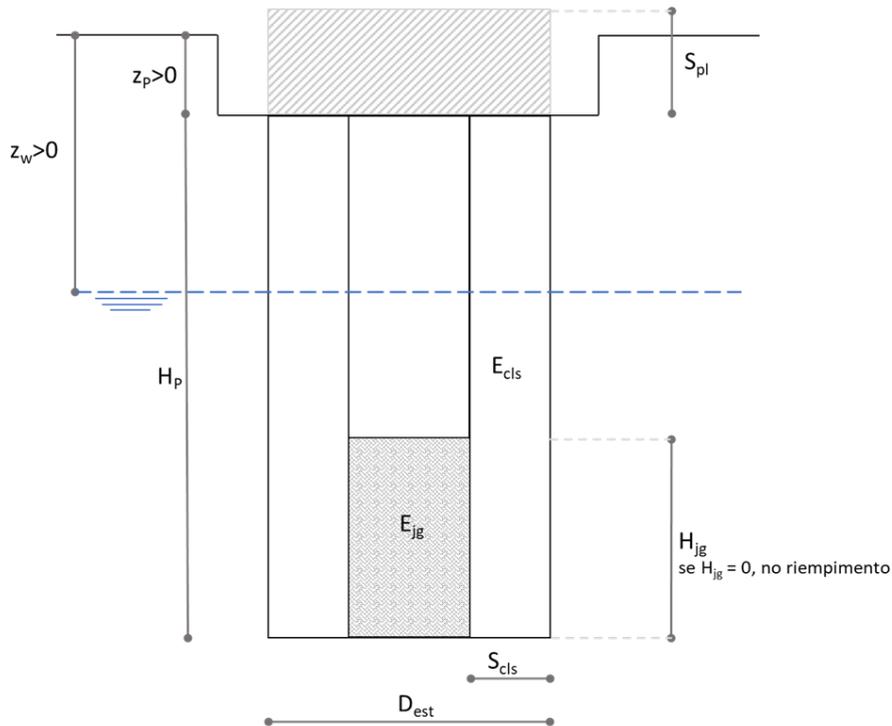
Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:

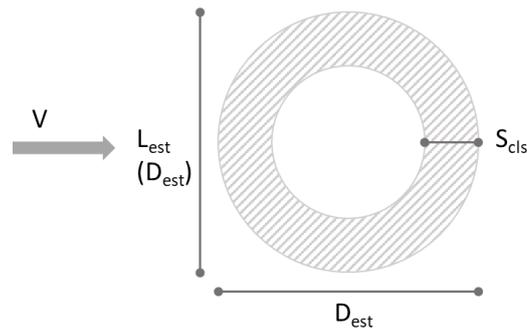


10.5.2 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (da P1 a P3 (BD); da P2 a P4 (BP))

Di seguito una rappresentazione schematica del pozzo con la definizione delle grandezze geometriche:



La sezione geometrica del pozzo:



Le grandezze geometriche e i parametri fisico – meccanici che caratterizzano il pozzo e la stratigrafia analizzata:

UG [-]	Spessore [m]
DEP	12.5
DPR	5
DPR	5
DPR	5

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	129 di 158

Definizione della geometria del problema

D_{est}	10	[m]	D_{est} / Lato parallelo applicazione carico V
S_{cls}	2	[m]	Spessore setto cls
L_{est}		[m]	D_{est} / Lato ortogonale applicazione carico V
H_p	20	[m]	Altezza pozzo
H_{jg}	7	[m]	Altezza jet-grouting
Z_p	4	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
Z_w	2	[m]	Profondità della falda da piano campagna
n_{strati}	4	[-]	Numero di strati (max 12)
n_{el}	80	[m]	numero di elementi

Definizione materiali costituenti il pozzo

γ_{cls}	25	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
E_{cls}	3.0E+07	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
γ_{jg}	19.5	[kN/m ³]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
E_{jg}	2.0E+05	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	Z_{TOP}	Z_{BOTTOM}	γ_k	c'_k	ϕ'_k	c_{uk}	k_H	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m ³	(-)
1	UG1	12.50	0.00	12.50	19.0	0.0	35.0	0.0	140000	Incoerente
2	UG1	5.00	12.50	17.50	19.0	0.0	35.0	0.0	183000	Incoerente
3	UG1	5.00	17.50	22.50	19.0	0.0	35.0	0.0	198000	Incoerente
4	UG1	5.00	22.50	27.50	19.0	0.0	35.0	0.0	211000	Incoerente

LEGENDA *N.B.: stratigrafia definita da p.c.*

Strato: indice dello strato;	γ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	c' : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	ϕ' : angolo di attrito efficace;
Z_{TOP} : profondità del tetto dello strato;	c_u : coesione non drenata.
Z_{BOTTOM} : profondità della base dello strato;	k_H : modulo di reazione orizzontale

Costante di sottofondo verticale alla base del pozzo

k_v **211000** [kN/m³]

Il calcolo del pozzo è stato condotto con un metodo di risoluzione **Non Lineare**.

Il carico limite trasversale è stato invece calcolato con il metodo proposto da **Brinch – Hansen** applicando il coefficiente parziale per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali e applicando un ulteriore fattore riduttivo della resistenza ξ che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	1.00

Fattore riduttivo della resistenza

ξ	1.00
-------	-------------

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr}}{(\gamma_T \cdot \xi)}$$

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.5.2.1 Calcolo dei coefficienti di reazione orizzontale e del sottofondo

Di seguito, viene riportato l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale per il viadotto in esame:

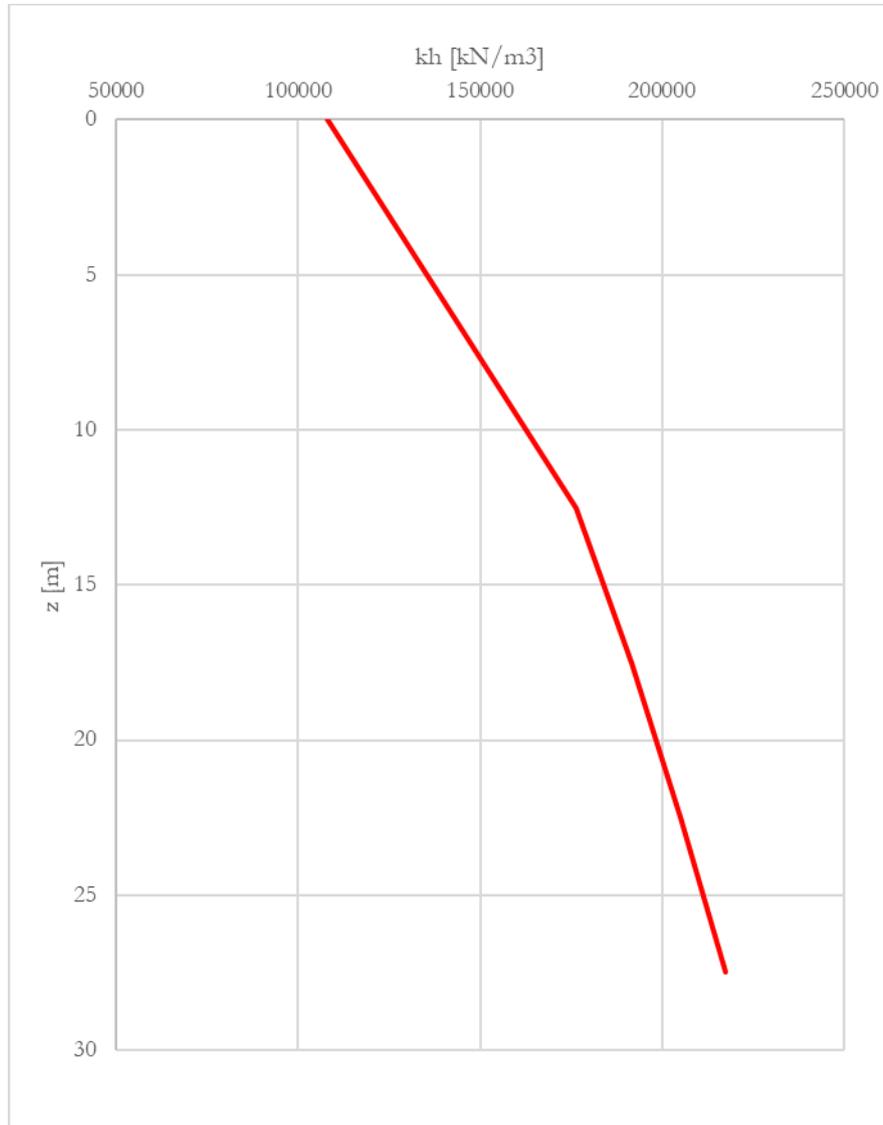


Figura 10.15 – Andamento coefficiente reazione orizzontale

10.5.2.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	68719	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	21508	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	914967	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	132 di 158

10.5.2.2.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	133 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
19.0	0.0	35.0	0.0	Incoerente

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
33.3	46.1	33.9

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	93052	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	18535	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	5039	[kN]	Taglio alla base
M_b	113852	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	1.22	[m]	Eccentricità
h	3.78	[m]	
B	7.55	[m]	
Area(BxL)	54.32	[m ²]	
L	7.19	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	1.39	[-]
s_g	1.39	[-]
s_c	1.78	[-]
d_q	1.32	[-]
d_c	1.33	[-]
m	1.49	[-]
i_g	0.87	[-]
i_q	0.92	[-]
i_c	0.92	[-]

Carico Limite

q_{lim}	16212	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	880591	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	74516	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS 11.8 [-] (soddisfatta se >2.3)

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.5.2.2.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 21534 [kN]

Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 157950 [kN]

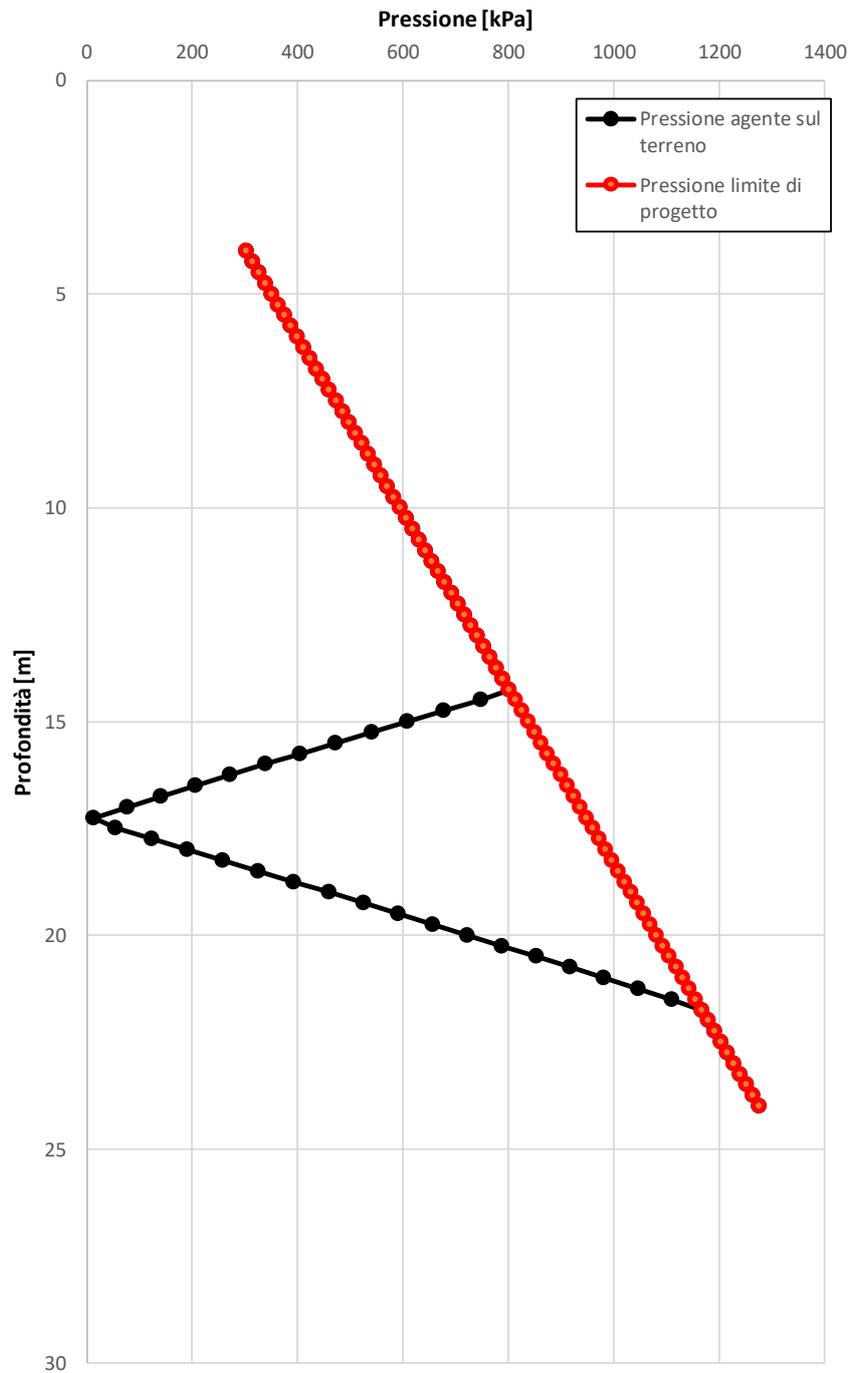
Margine di sicurezza

MS 7.33 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	135 di 158



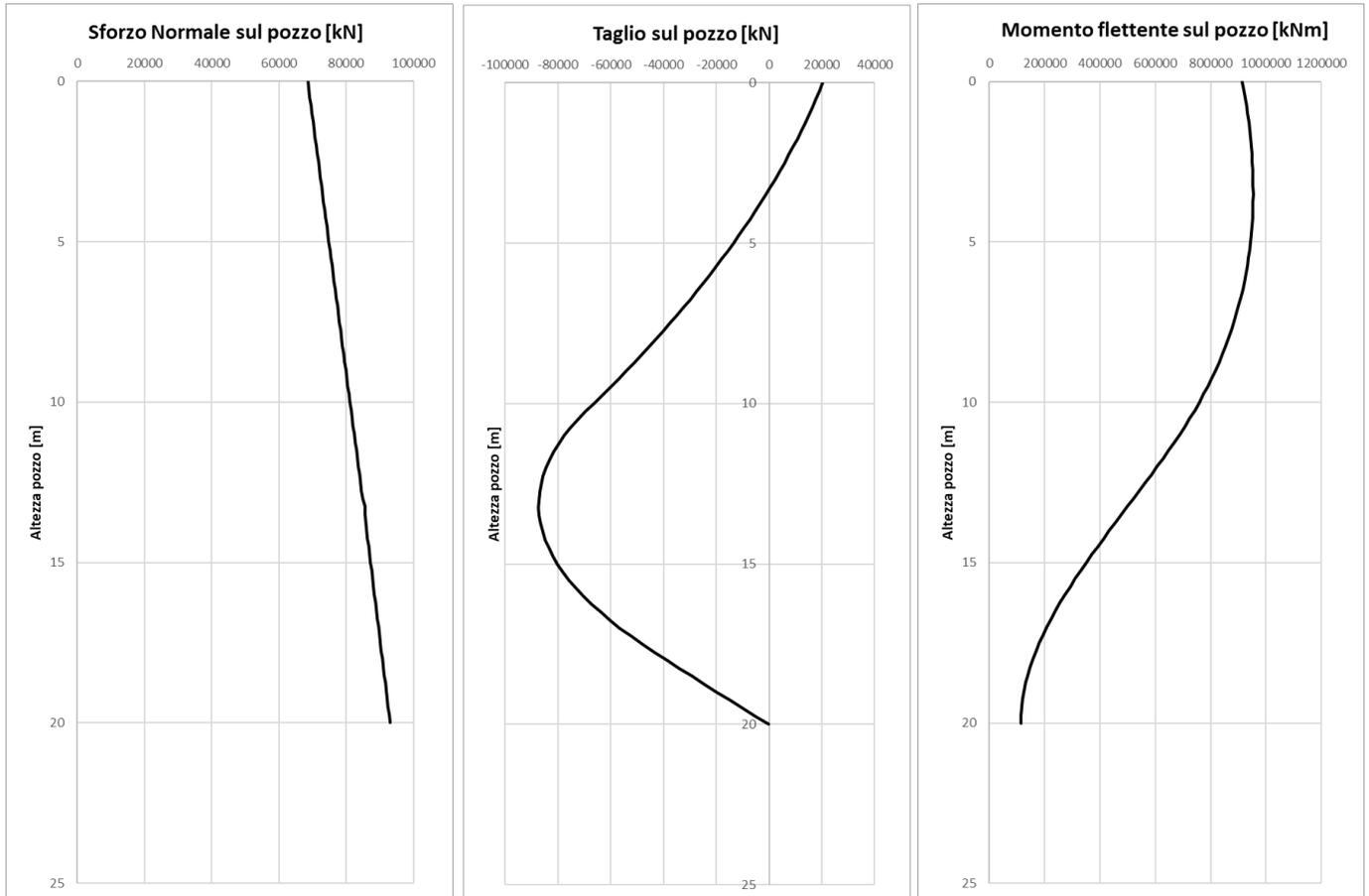
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	136 di 158

Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



10.5.2.3 Combinazione SLU in caso di scalzamento

Considerando lo scalzamento del terreno fino a 12.5 m di profondità, si annullano le caratteristiche di resistenza del terreno fino a tale profondità.

La combinazione scelta per la verifica in condizioni di scalzamento è la combinazione SLU che è certamente cautelativa rispetto a quella prevista dalla normativa.

Sollecitazioni intradosso plinto

$N_{intr,d}$	91966	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	4837	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	139878	[kNm]	Momento risultante agente

10.5.2.3.1 Verifica a carico limite verticale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite verticale alla base del pozzo. I valori di sforzo normale e momento flettente sono letti direttamente dalle sollecitazioni lungo il profilo in corrispondenza della base del pozzo stesso:

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	138 di 158

Definizione parametri geotecnici di base

γ_k (kN/m ³)	c'_k (KPa)	ϕ'_k (°)	c_{uk} (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
19.0	0.0	35.0	0.0	Incoerente

LEGENDA

γ : peso dell'unità di volume;
 c' : coesione efficace;
 ϕ' : angolo di attrito efficace;

Coefficienti di capacità portante del terreno di fondazione

N_q (-)	N_c (-)	N_g (-)
33.3	46.1	33.9

LEGENDA

N_q , N_c , N_g : coefficienti di capacità portante

Sollecitazioni alla base del pozzo

N_b	116299	[kN]	Sforzo normale alla base
N_u	18535	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
V_b	1783	[kN]	Taglio alla base
M_b	35071	[kNm]	Momento alla base

Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

e	0.30	[m]	Eccentricità
h	4.70	[m]	
B	9.40	[m]	
Area(BxL)	72.51	[m ²]	
L	7.72	[m]	

Fattori correttivi per il carico limite

s_q	1.45	[-]
s_g	1.45	[-]
s_c	1.90	[-]
d_q	1.30	[-]
d_c	1.31	[-]
m	1.45	[-]
i_g	0.96	[-]
i_q	0.98	[-]
i_c	0.98	[-]

Carico Limite

q_{lim}	18759	[kPa]	Pressione Limite
Q_{lim}	1360225	[kN]	Carico Limite
N_{Ed}	97764	[kN]	Sforzo Normale agente

Fattore di sicurezza globale

FS 13.9 [-] (soddisfatta se >2.3)

Esito Verifica Verifica soddisfatta

10.5.2.3.2 Verifica a carico limite trasversale

Di seguito, vengono riportati i valori di pressione agente sul terreno e la pressione ultima del terreno:

Azione trasversale di progetto

$E_{tr,d}$ 4837 [kN]

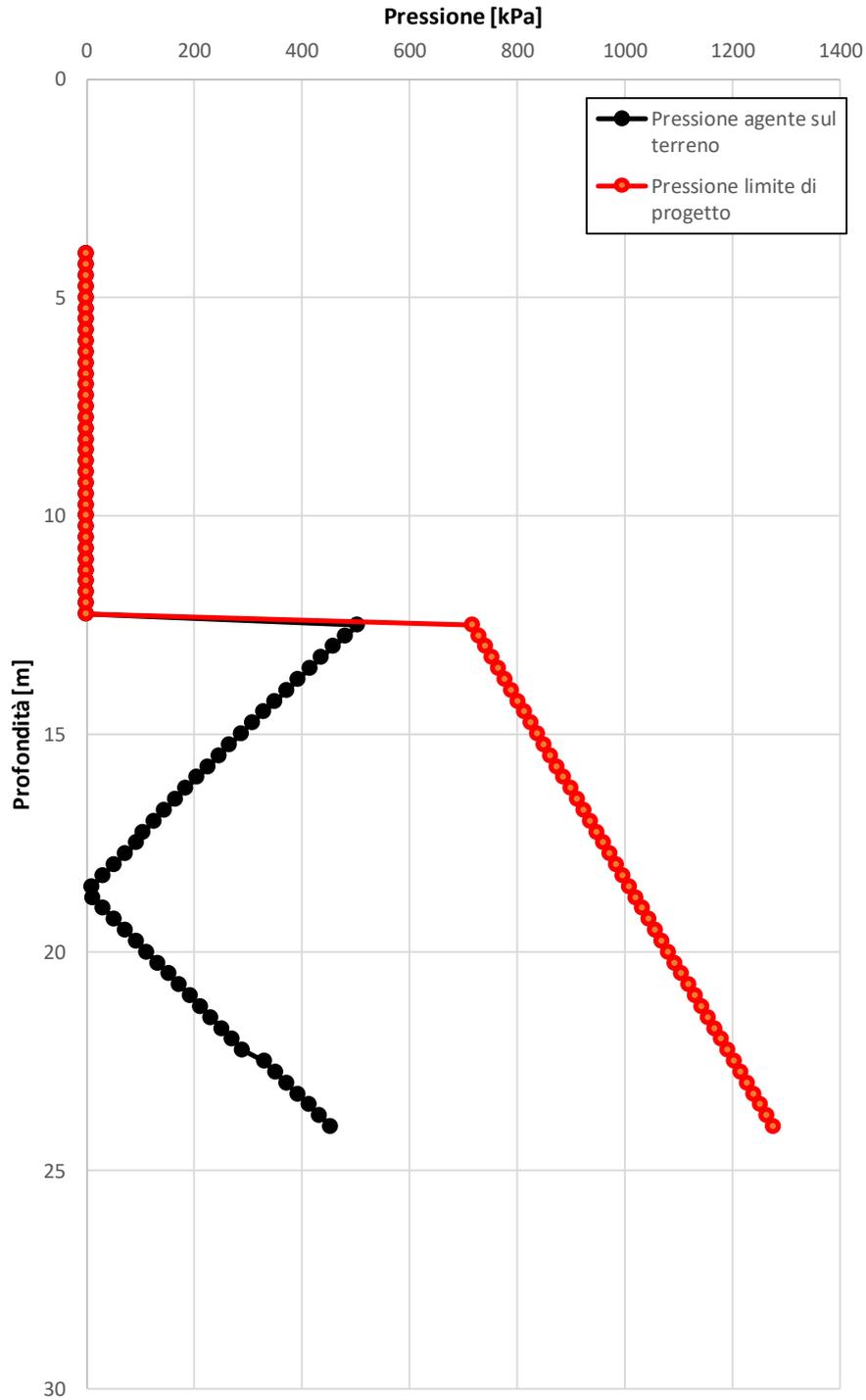
Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$ 115511 [kN]

Margine di sicurezza

MS 23.88 [-]

Esito Verifica *Verifica soddisfatta*



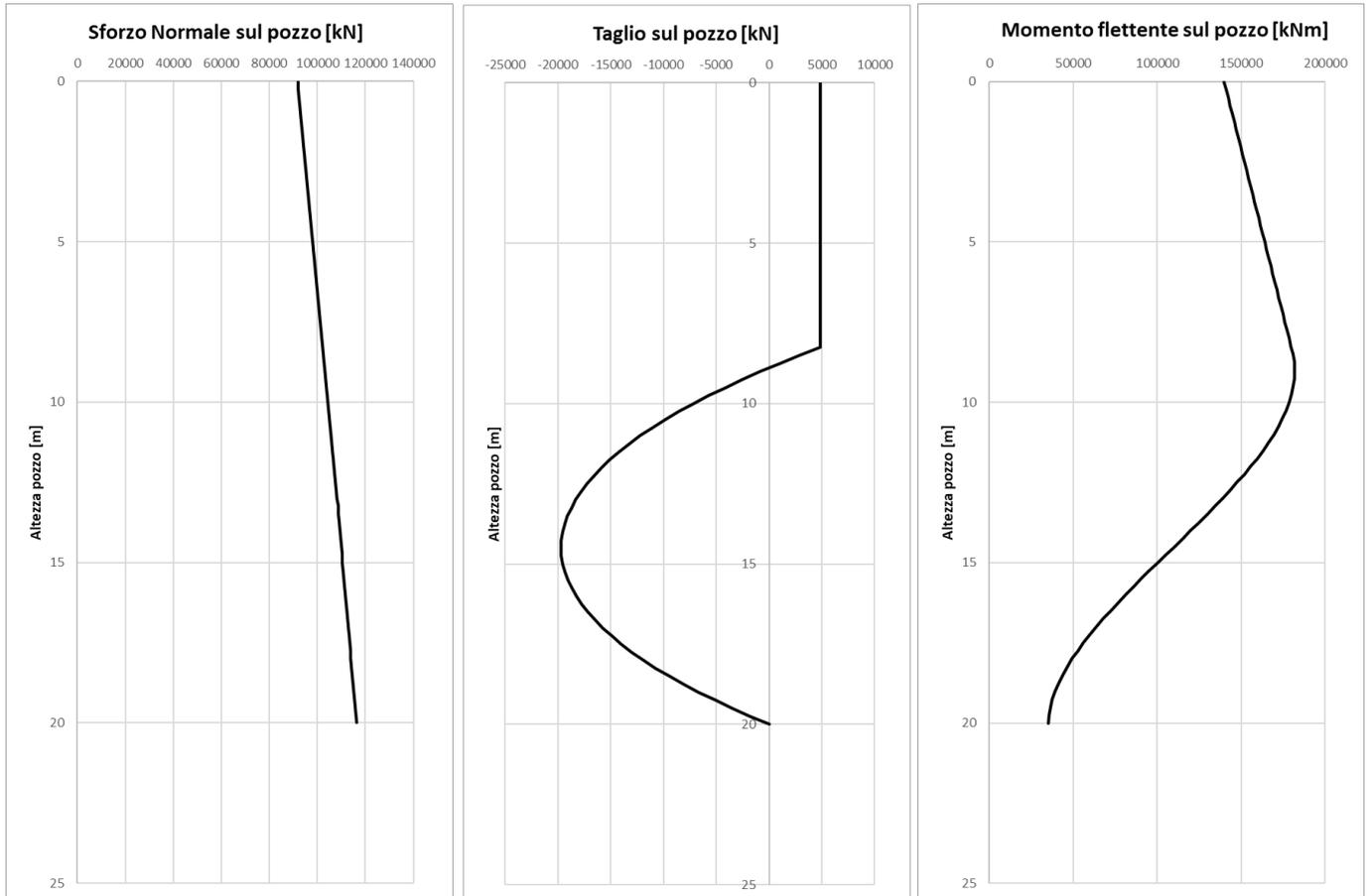
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	141 di 158

Complessivamente, il valore dell'azione agente sul pozzo è inferiore alla resistenza offerta dal terreno. Pertanto, **la verifica si ritiene essere soddisfatta.**

Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



10.6 Viadotto VI06

Il viadotto VI06, previsto tra le Pk 41+859 e Pk 42+014 è a singolo binario per tutta la sua lunghezza complessiva di 155 m. È costituito da una serie di campate in semplice appoggio da 40 m in sezione mista acciaio-clc e campate reticolari da 75 m.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

Tabella 10.12: VI06 Binario Pari - Tipologici Fondazioni

VI06 Binario Pari			
Pila	Tipologico sottostruttura	L _{Pali/Pozzo} [m]	n°pali
SA-P1- P2-SB	PAL 2	28	11

Tabella 10.13: VI06 Binario Dispari - Tipologici Fondazioni

VI06 Binario Dispari			
Pila	Tipologico sottostruttura	L _{Pali/Pozzo} [m]	n°pali
SA-P1-SB	PAL 2	28	11

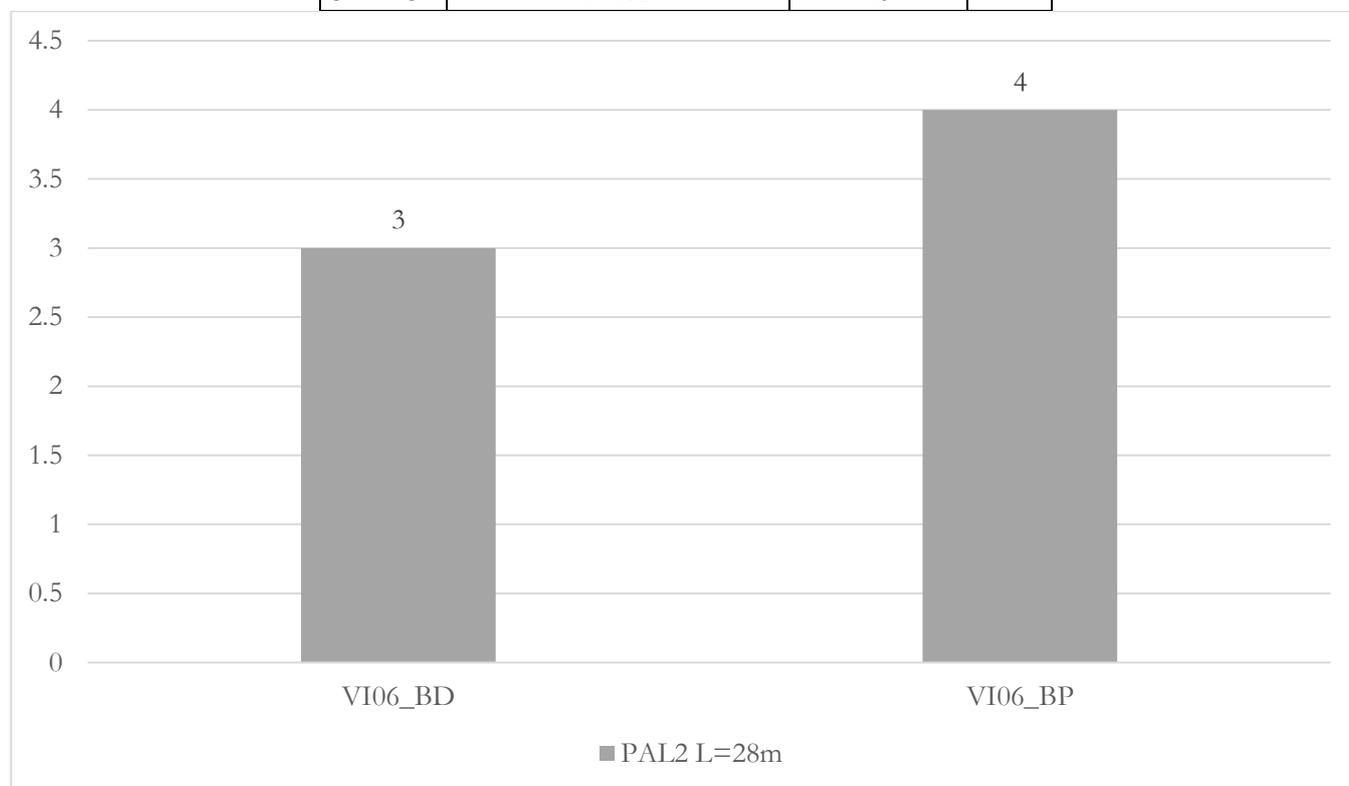


Figura 10.16: VI06 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

10.6.1 Stratigrafia di calcolo

Le stratigrafie di riferimento sono riportate di seguito:

UG [-]	Spessore [m]
DEP	60

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z _{TOP}	Z _{BOTTOM}	Δz _i	γ _k	c' _k	φ' _k	c _{uk}	potesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	(-)
1	UG1	30.00	0.00	30.00	0.50	19.0	0.0	35.0	0.0	Incoerente
2	UG2	30.00	30.00	60.00	0.50	24.5	220.0	33.0	0.0	Incoerente

LEGENDA N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato;

Δz_i: spessore dei sottostrati per lo strato i-esimo;

Unità geotecnica: sigla unità;

γ: peso dell'unità di volume;

Spessore: spessore strato;

c': coesione efficace;

Z_{TOP}: profondità del tetto dello strato;

φ': angolo di attrito efficace;

Z_{BOTTOM}: profondità della base dello strato;

c_u: coesione non drenata.

Stratigrafia del problema e coefficienti di calcolo per formule statiche

Metodo AASHTO

Strato	Unità geotecnica	a	k	μ	α	N _q *	N _c	q _{b,lim}	q _{s,lim}
(-)	(-)	(KPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(KPa)	(KPa)
1	UG1	0.00	0.70	0.70		11.21	14.59	4000	150
2	UG2	0.00	0.70	0.65		8.85	12.09	10000	150

LEGENDA

a: adesione palo-terreno;

α: coeff. moltiplicativo della coesione non drenata.

k: 0.7 in compr; 0.5 in traz;

N_q*, N_c: fattori di capacità portante

μ: coefficiente di attrito palo-terreno;

q_{b,lim}, q_{s,lim}: valori limite della resistenza unitaria di base e laterale

Figura 10.17: Stratigrafia VI06

La falda è posta a 17 m da p.c.

10.6.2 Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale

10.6.2.1 Curve di capacità portante

Nel seguito sono riportate le curve di capacità portante verticale per la stratigrafia riportata in precedenza a compressione (Drenate) e a trazione (Drenata) in condizioni SLU e SLV. Si considera, a favore di sicurezza, che l'estradosso del plinto si trova a 1.0 m da p.c (testa palo a quota 4.0 m al di sotto del piano di campagna).

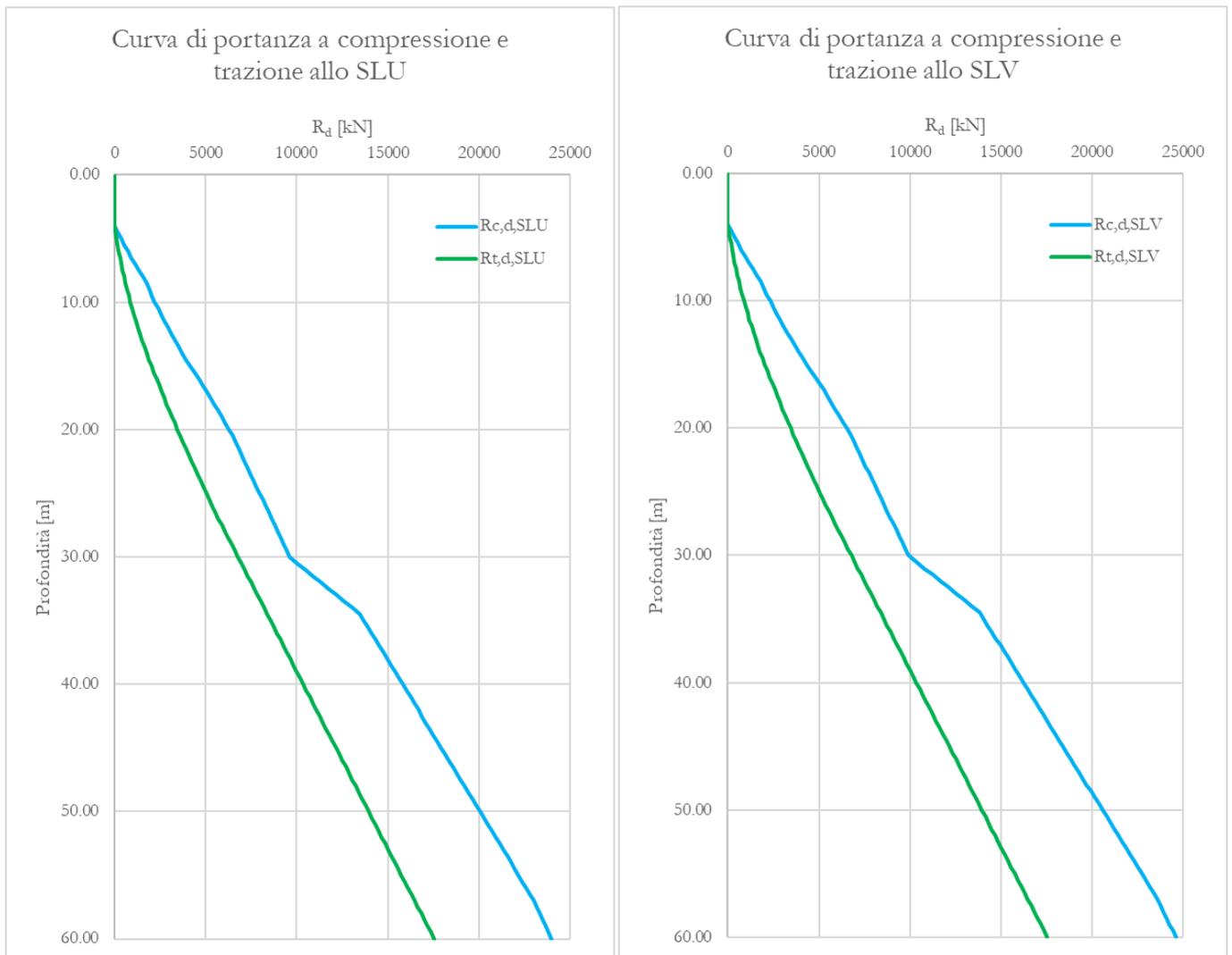


Figura 10.18: VI06 - Curve di Capacità Portante

Nella tabella seguente le curve di capacità portante in formato tabulare: viene indicata l'unità geotecnica, la descrizione e i risultati del calcolo.

Tabella 10.14: VI06 – Tabulati delle Curve di Capacità Portante

z	L_p	$R_{d,SLU}$	$R_{t,d,SLU}$	$R_{d,SLV}$	$R_{t,d,SLV}$
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	145 di 158

0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.50	172.81	53.44	180.55	53.44
5.00	1.00	351.24	110.56	366.70	110.56
5.50	1.50	535.28	171.37	558.47	171.37
6.00	2.00	724.93	235.87	755.86	235.87
6.50	2.50	920.19	304.06	958.85	304.06
7.00	3.00	1121.07	375.93	1167.45	375.93
7.50	3.50	1327.55	451.50	1381.67	451.50
8.00	4.00	1539.65	530.75	1601.50	530.75
8.50	4.50	1757.36	613.69	1826.94	613.69
9.00	5.00	1907.77	700.31	1985.09	700.31
9.50	5.50	2063.80	790.63	2148.84	790.63
10.00	6.00	2225.43	884.63	2318.21	884.63
10.50	6.50	2392.68	982.32	2493.19	982.32
11.00	7.00	2565.54	1083.70	2673.78	1083.70
11.50	7.50	2744.01	1188.76	2859.98	1188.76
12.00	8.00	2928.10	1297.52	3051.80	1297.52
12.50	8.50	3117.79	1409.96	3249.22	1409.96
13.00	9.00	3313.10	1526.09	3452.26	1526.09
13.50	9.50	3514.02	1645.91	3660.91	1645.91
14.00	10.00	3720.55	1769.41	3875.18	1769.41
14.50	10.50	3932.69	1896.60	4095.05	1896.60
15.00	11.00	4150.45	2027.48	4320.54	2027.48
15.50	11.50	4373.82	2162.05	4551.64	2162.05
16.00	12.00	4602.80	2300.31	4788.35	2300.31
16.50	12.50	4835.78	2442.25	5029.06	2442.25
17.00	13.00	5068.77	2587.89	5269.78	2587.89
17.50	13.50	5270.51	2727.40	5476.16	2727.40
18.00	14.00	5472.25	2868.66	5682.54	2868.66
18.50	14.50	5674.00	3011.67	5888.93	3011.67
19.00	15.00	5875.74	3156.42	6095.31	3156.42
19.50	15.50	6077.48	3302.92	6301.69	3302.92
20.00	16.00	6279.23	3451.17	6508.07	3451.17
20.50	16.50	6480.97	3601.17	6714.45	3601.17
21.00	17.00	6663.07	3752.91	6901.19	3752.91
21.50	17.50	6825.96	3906.40	7068.72	3906.40
22.00	18.00	6988.85	4061.63	7236.25	4061.63

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	146 di 158

22.50	18.50	7151.74	4218.62	7403.78	4218.62
23.00	19.00	7314.63	4377.34	7571.31	4377.34
23.50	19.50	7477.52	4537.82	7738.84	4537.82
24.00	20.00	7640.41	4700.04	7906.36	4700.04
24.50	20.50	7803.30	4864.01	8073.89	4864.01
25.00	21.00	7966.19	5029.73	8241.42	5029.73
25.50	21.50	8129.08	5197.19	8408.95	5197.19
26.00	22.00	8291.97	5366.41	8576.48	5366.41
26.50	22.50	8454.86	5537.36	8744.01	5537.36
27.00	23.00	8617.75	5710.07	8911.53	5710.07
27.50	23.50	8780.64	5884.52	9079.06	5884.52
28.00	24.00	8943.53	6060.72	9246.59	6060.72
28.50	24.50	9106.42	6238.66	9414.12	6238.66
29.00	25.00	9269.31	6418.23	9581.65	6418.23
29.50	25.50	9432.19	6597.81	9749.18	6597.81
30.00	26.00	9595.08	6777.38	9916.70	6777.38
30.00	26.00	9595.08	6777.38	9916.70	6777.38
30.50	26.50	10026.00	6950.35	10352.26	6950.35
31.00	27.00	10456.92	7125.93	10787.82	7125.93
31.50	27.50	10887.84	7304.13	11223.37	7304.13
32.00	28.00	11318.75	7483.70	11658.93	7483.70
32.50	28.50	11749.67	7663.27	12094.49	7663.27
33.00	29.00	12180.59	7842.85	12530.04	7842.85
33.50	29.50	12611.51	8022.42	12965.60	8022.42
34.00	30.00	13042.43	8201.99	13401.16	8201.99
34.50	30.50	13473.34	8381.57	13836.71	8381.57
35.00	31.00	13685.65	8561.14	14053.66	8561.14
35.50	31.50	13897.96	8740.71	14270.61	8740.71
36.00	32.00	14110.27	8920.28	14487.55	8920.28
36.50	32.50	14322.58	9099.86	14704.50	9099.86
37.00	33.00	14534.88	9279.43	14921.45	9279.43
37.50	33.50	14747.19	9459.00	15138.40	9459.00
38.00	34.00	14959.50	9638.58	15355.34	9638.58
38.50	34.50	15171.81	9818.15	15572.29	9818.15
39.00	35.00	15384.12	9997.72	15789.24	9997.72
39.50	35.50	15596.43	10177.30	16006.18	10177.30
40.00	36.00	15808.74	10356.87	16223.13	10356.87
40.50	36.50	16021.04	10536.45	16440.08	10536.45
41.00	37.00	16233.35	10716.02	16657.02	10716.02
41.50	37.50	16445.66	10895.59	16873.97	10895.59
42.00	38.00	16657.97	11075.17	17090.92	11075.17
42.50	38.50	16870.28	11254.74	17307.87	11254.74
43.00	39.00	17082.58	11434.31	17524.81	11434.31
43.50	39.50	17294.89	11613.89	17741.76	11613.89

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	VI0003 001	C	147 di 158

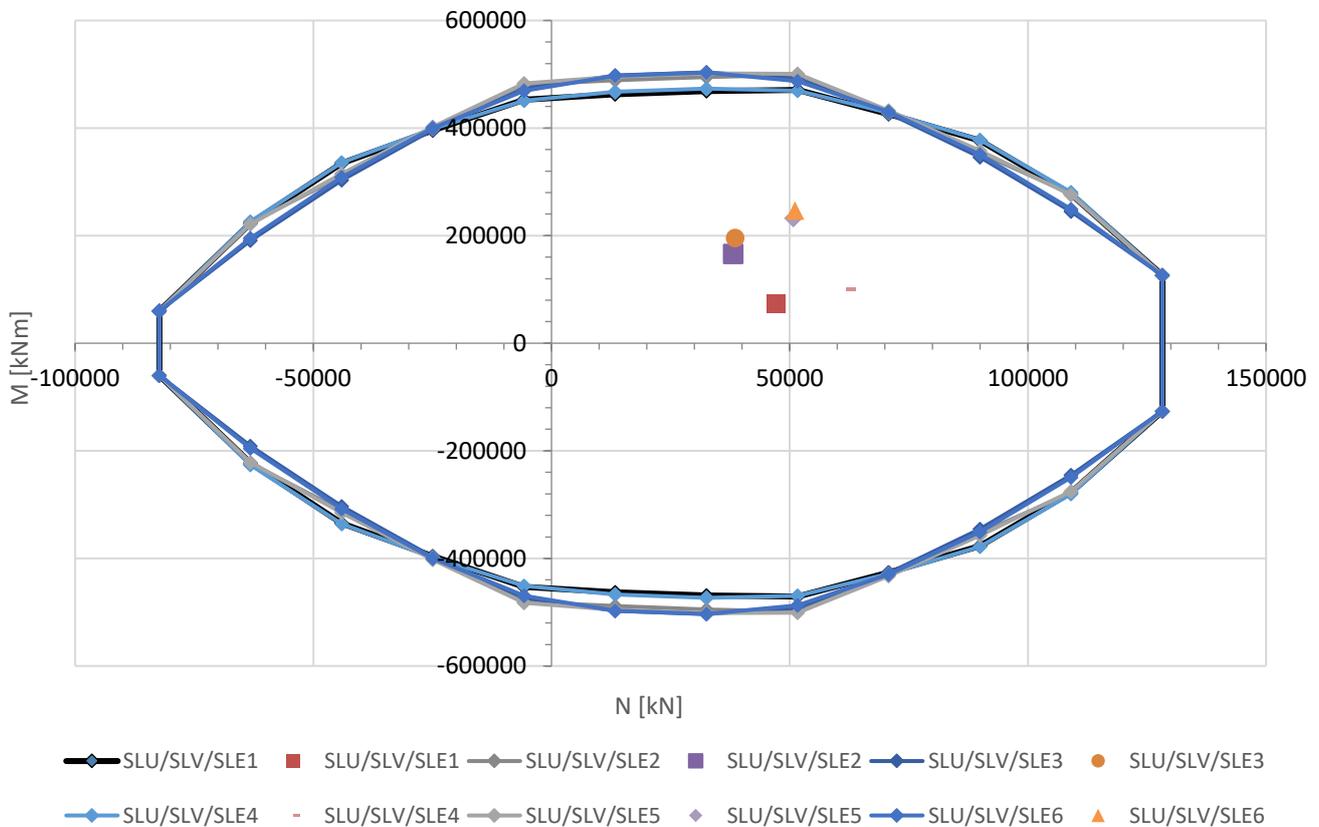
44.00	40.00	17507.20	11793.46	17958.71	11793.46
44.50	40.50	17719.51	11973.03	18175.65	11973.03
45.00	41.00	17931.82	12152.61	18392.60	12152.61
45.50	41.50	18144.13	12332.18	18609.55	12332.18
46.00	42.00	18356.43	12511.75	18826.49	12511.75
46.50	42.50	18568.74	12691.33	19043.44	12691.33
47.00	43.00	18781.05	12870.90	19260.39	12870.90
47.50	43.50	18993.36	13050.47	19477.34	13050.47
48.00	44.00	19205.67	13230.05	19694.28	13230.05
48.50	44.50	19417.97	13409.62	19911.23	13409.62
49.00	45.00	19630.28	13589.19	20128.18	13589.19
49.50	45.50	19842.59	13768.77	20345.13	13768.77
50.00	46.00	20054.90	13948.34	20562.07	13948.34
50.50	46.50	20267.21	14127.91	20779.02	14127.91
51.00	47.00	20479.52	14307.49	20995.96	14307.49
51.50	47.50	20691.82	14487.06	21212.91	14487.06
52.00	48.00	20904.13	14666.63	21429.86	14666.63
52.50	48.50	21116.44	14846.21	21646.80	14846.21
53.00	49.00	21328.75	15025.78	21863.75	15025.78
53.50	49.50	21541.06	15205.36	22080.70	15205.36
54.00	50.00	21753.37	15384.93	22297.65	15384.93
54.50	50.50	21965.67	15564.50	22514.59	15564.50
55.00	51.00	22177.98	15744.08	22731.54	15744.08
55.50	51.50	22390.29	15923.65	22948.49	15923.65
56.00	52.00	22602.60	16103.22	23165.43	16103.22
56.50	52.50	22814.91	16282.79	23382.38	16282.79
57.00	53.00	23011.13	16462.37	23583.25	16462.37
57.50	53.50	23174.02	16641.94	23750.78	16641.94
58.00	54.00	23336.91	16821.52	23918.30	16821.52
58.50	54.50	23499.80	17001.09	24085.83	17001.09
59.00	55.00	23662.69	17180.66	24253.36	17180.66
59.50	55.50	23825.58	17360.24	24420.89	17360.24
60.00	56.00	23988.47	17539.81	24588.42	17539.81

10.6.2.2 Domini di resistenza della palificata

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLV per la **pile e le spalle** del **VI06**. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26 $\phi 30$. Il copriferro baricentrico è di 89 mm per la prima corona e 119 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali.

Tabella 10.15: Dominio di resistenza - SLV

Comb (-)	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	e _x (m)	e _y (m)	M (kNm)	Rd/Ed (-)
SLU/SLV/SLE1	47199.2	3880.1	3757.3	46904.2	57154.6	-1.21	0.99	73936.8	1.69
SLU/SLV/SLE2	38141.4	12743.8	3757.3	155991.9	57111.7	-1.50	4.09	166118.1	1.26
SLU/SLV/SLE3	38570.2	3880.1	12524.2	46904.2	190262.3	-4.93	1.22	195958.6	1.19
SLU/SLV/SLE4	61969.7	5252.1	4492.5	69727.8	71046.2	-1.15	1.13	99546.6	1.38
SLU/SLV/SLE5	50796.0	17284.5	4492.5	221524.9	71015.3	-1.40	4.36	232629.4	1.12
SLU/SLV/SLE6	51105.0	5252.1	14975.0	69727.8	236518.3	-4.63	1.36	246582.4	1.11



10.6.3 Verifiche GEO fondazioni su pali in caso di scalzamento

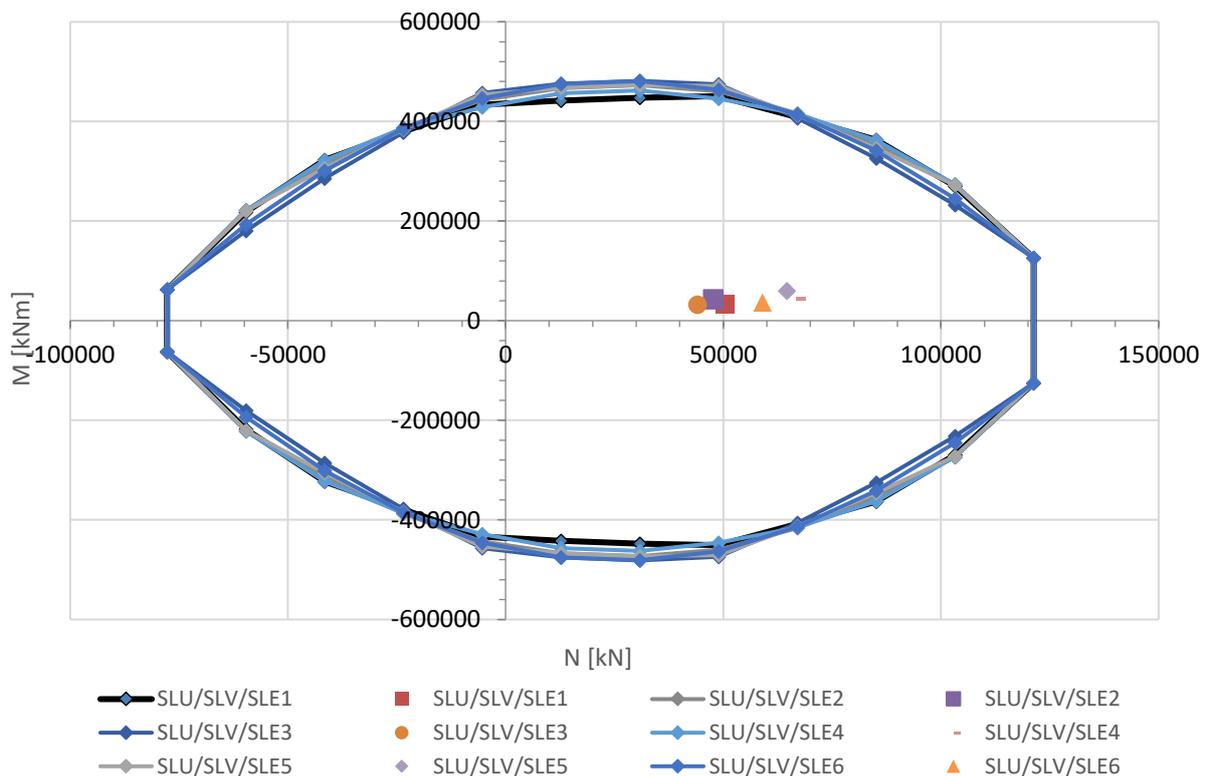
In corrispondenza del VI06, l'unica pila soggetta a scalzamento è la P1 del Binario Dispari. Il valore di scalzamento è pari a 8 m da p.c. Lo scalzamento ad intradosso plinto è calcolato a partire dal valore di scalzamento diminuito dell'altezza del plinto e di 0.5 m di terreno di ricoprimento.

10.6.3.1 Dominio di resistenza della palificata

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU per la **pila P1** del **VI06**. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26 $\phi 30$. Il copriferro baricentrico è di 89 mm per la prima corona e 119 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali.

Tabella 10.16: Dominio di resistenza – SLU in caso di scalzamento

Comb	N	V _x	V _y	M _x	M _y	ex	ey	M	Rd/Ed
(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(m)	(m)	(kNm)	(-)
SLU/SLV/SLE1	50510.1	1545.4	1237.6	22014.7	24556.2	-0.49	0.44	32979.6	2.08
SLU/SLV/SLE2	47684.1	2408.0	1099.0	36978.1	21897.8	-0.46	0.78	42975.5	2.00
SLU/SLV/SLE3	44018.7	322.5	1600.7	5730.0	31816.7	-0.72	0.13	32328.5	2.30
SLU/SLV/SLE4	66632.2	1854.6	1458.4	33986.8	29339.7	-0.44	0.51	44899.0	1.61
SLU/SLV/SLE5	64595.4	2977.5	1245.8	54073.3	25331.9	-0.39	0.84	59712.8	1.54
SLU/SLV/SLE6	58961.9	322.5	1721.9	11688.4	34795.3	-0.59	0.20	36706.0	1.82



10.1 Viadotto VI07

Il viadotto VI07 (Binario Pari), previsto tra le Pk 42+098 e Pk 42+323 è a singolo binario per tutta la sua lunghezza complessiva di 225 m. È costituito da una serie di campate in semplice appoggio da 25 m a 4 cassoncini in c.a.p. Data la morfologia del territorio, il binario dispari giace su un rilevato.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

Tabella 10.17: VI07 Binario Pari - Tipologico Fondazioni

VI07 Binario Pari			
Pila	Tipologico sottostruttura	L _{Pali/Pozzo} [m]	n°pali
da P1 a P8	PAL1	20	8
SA; SB	PAL2	28	11

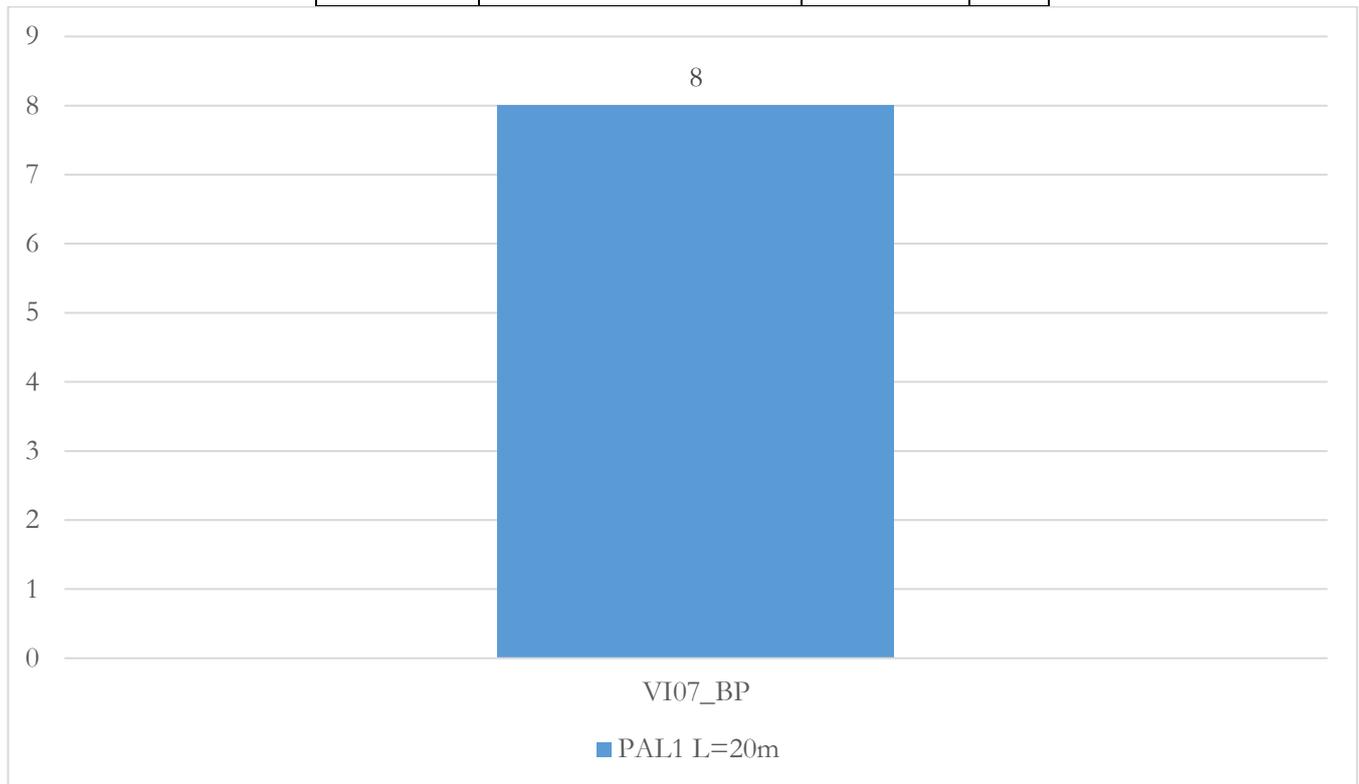


Figura 10.19: VI07 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

10.1.1 Stratigrafia di calcolo

Le stratigrafie di riferimento sono riportate di seguito:

UG [-]	Spessore [m]
DEP	60

Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z _{TOP}	Z _{BOTTOM}	Δz _i	γ _k	c' _k	φ' _k	c _{uk}	potesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(KPa)	(°)	(KPa)	(-)
1	UG1	30.00	0.00	30.00	0.50	19.0	0.0	35.0	0.0	Incoerente
2	UG2	30.00	30.00	60.00	0.50	19.0	0.0	35.0	0.0	Incoerente

LEGENDA N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato;

Δz_i: spessore dei sottostrati per lo strato i-esimo;

Unità geotecnica: sigla unità;

γ: peso dell'unità di volume;

Spessore: spessore strato;

c': coesione efficace;

Z_{TOP}: profondità del tetto dello strato;

φ': angolo di attrito efficace;

Z_{BOTTOM}: profondità della base dello strato;

c_u: coesione non drenata.

Stratigrafia del problema e coefficienti di calcolo per formule statiche

Metodo AASHTO

Strato	Unità geotecnica	a	k	μ	α	N _q *	N _c	q _{b,lim}	q _{s,lim}
(-)	(-)	(KPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(KPa)	(KPa)
1	UG1	0.00	0.50	0.70		11.21	14.59	4000	150
2	UG2	0.00	0.50	0.70		11.21	14.59	4000	150

LEGENDA

a: adesione palo-terreno;

α: coeff. moltiplicativo della coesione non drenata.

k: 0.7 in compr; 0.5 in traz;

N_q*, N_c: fattori di capacità portante

μ: coefficiente di attrito palo-terreno;

q_{b,lim}, q_{s,lim}: valori limite della resistenza unitaria di base e laterale

Figura 10.20: Stratigrafia VI07

La falda è posta a 14 m da p.c.

10.1.2 Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale

10.1.2.1 Curve di capacità portante

Nel seguito sono riportate le curve di capacità portante verticale per la stratigrafia riportata in precedenza a compressione (Drenate) e a trazione (Drenata) in condizioni SLU e SLV. Si considera, a favore di sicurezza, che l'estradosso del plinto si trova a 1.0 m da p.c (testa palo a quota 4.0 m al di sotto del piano di campagna).

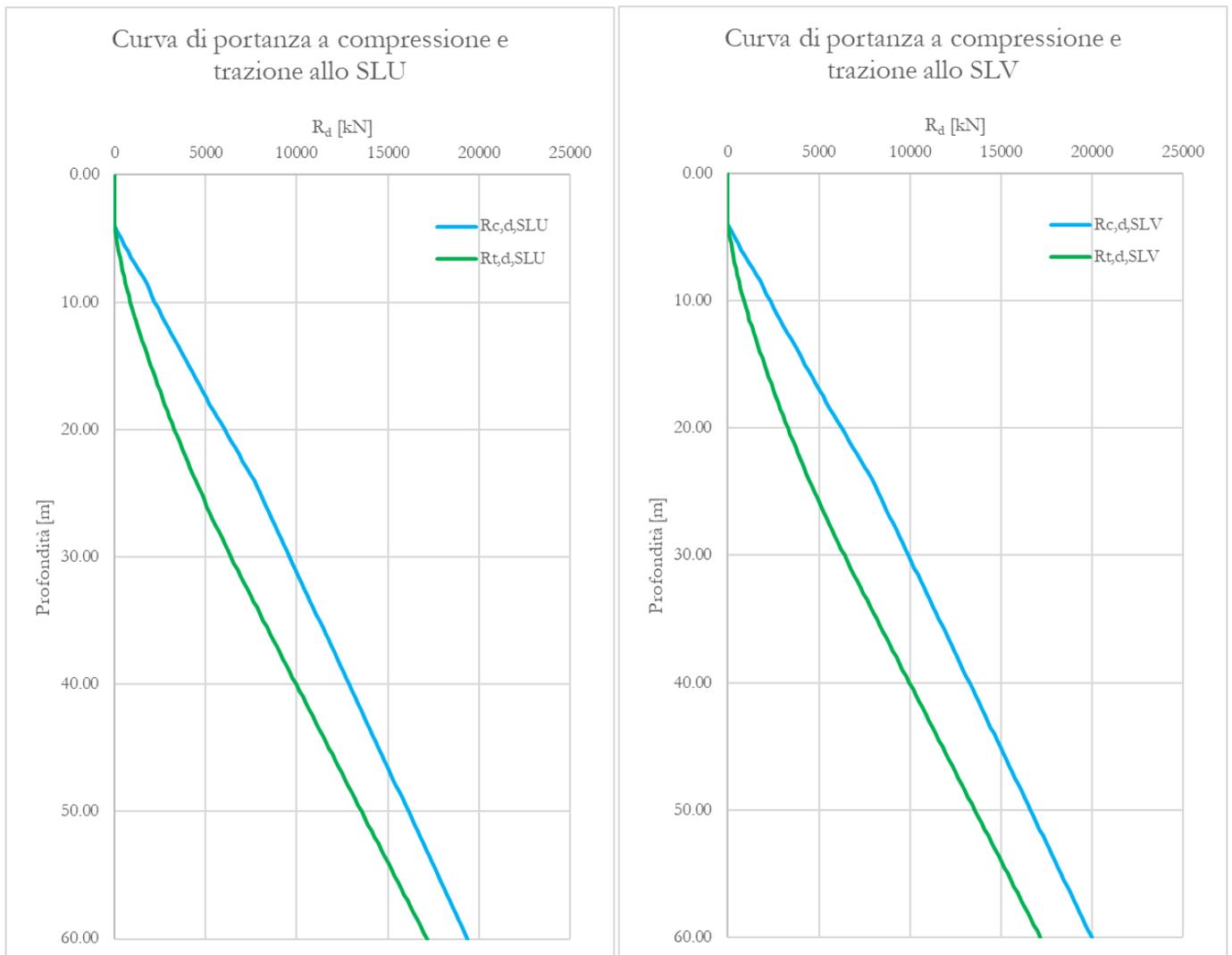


Figura 10.21: VI07 - Curve di Capacità Portante

Nella tabella seguente le curve di capacità portante in formato tabulare: viene indicata l'unità geotecnica, la descrizione e i risultati del calcolo.

Tabella 10.18: VI07 – Tabulati delle Curve di Capacità Portante

z	L_p	R_{c,d,SLU}	R_{t,d,SLU}	R_{c,d,SLV}	R_{t,d,SLV}
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	153 di 158

0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.50	172.81	53.44	180.55	53.44
5.00	1.00	351.24	110.56	366.70	110.56
5.50	1.50	535.28	171.37	558.47	171.37
6.00	2.00	724.93	235.87	755.86	235.87
6.50	2.50	920.19	304.06	958.85	304.06
7.00	3.00	1121.07	375.93	1167.45	375.93
7.50	3.50	1327.55	451.50	1381.67	451.50
8.00	4.00	1539.65	530.75	1601.50	530.75
8.50	4.50	1757.36	613.69	1826.94	613.69
9.00	5.00	1907.77	700.31	1985.09	700.31
9.50	5.50	2063.80	790.63	2148.84	790.63
10.00	6.00	2225.43	884.63	2318.21	884.63
10.50	6.50	2392.68	982.32	2493.19	982.32
11.00	7.00	2565.54	1083.70	2673.78	1083.70
11.50	7.50	2744.01	1188.76	2859.98	1188.76
12.00	8.00	2928.10	1297.52	3051.80	1297.52
12.50	8.50	3117.79	1409.96	3249.22	1409.96
13.00	9.00	3313.10	1526.09	3452.26	1526.09
13.50	9.50	3514.02	1645.91	3660.91	1645.91
14.00	10.00	3720.55	1769.41	3875.18	1769.41
14.50	10.50	3899.98	1886.80	4059.24	1886.80
15.00	11.00	4082.06	2005.93	4245.96	2005.93
15.50	11.50	4266.80	2126.81	4435.34	2126.81
16.00	12.00	4454.20	2249.44	4627.38	2249.44
16.50	12.50	4644.26	2373.81	4822.07	2373.81
17.00	13.00	4836.97	2499.93	5019.43	2499.93
17.50	13.50	5032.35	2627.80	5219.44	2627.80
18.00	14.00	5230.38	2757.42	5422.11	2757.42
18.50	14.50	5431.07	2888.78	5627.44	2888.78
19.00	15.00	5632.81	3021.89	5833.82	3021.89
19.50	15.50	5834.56	3156.74	6040.21	3156.74
20.00	16.00	6036.30	3293.34	6246.59	3293.34
20.50	16.50	6238.04	3431.69	6452.97	3431.69
21.00	17.00	6439.78	3571.79	6659.35	3571.79
21.50	17.50	6641.53	3713.63	6865.73	3713.63
22.00	18.00	6843.27	3857.22	7072.12	3857.22

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	154 di 158

22.50	18.50	7045.01	4002.56	7278.50	4002.56
23.00	19.00	7246.76	4149.64	7484.88	4149.64
23.50	19.50	7448.50	4298.47	7691.26	4298.47
24.00	20.00	7650.24	4449.05	7897.64	4449.05
24.50	20.50	7819.39	4601.38	8071.43	4601.38
25.00	21.00	7982.28	4755.45	8238.96	4755.45
25.50	21.50	8145.17	4911.26	8406.49	4911.26
26.00	22.00	8308.06	5068.83	8574.02	5068.83
26.50	22.50	8470.95	5228.14	8741.55	5228.14
27.00	23.00	8633.84	5389.20	8909.07	5389.20
27.50	23.50	8796.73	5552.00	9076.60	5552.00
28.00	24.00	8959.62	5716.56	9244.13	5716.56
28.50	24.50	9122.51	5882.86	9411.66	5882.86
29.00	25.00	9285.40	6050.90	9579.19	6050.90
29.50	25.50	9448.29	6220.69	9746.72	6220.69
30.00	26.00	9611.18	6392.23	9914.24	6392.23
30.00	26.00	9611.18	6392.23	9914.24	6392.23
30.50	26.50	9774.07	6565.52	10081.77	6565.52
31.00	27.00	9936.96	6740.55	10249.30	6740.55
31.50	27.50	10099.85	6917.33	10416.83	6917.33
32.00	28.00	10262.74	7095.86	10584.36	7095.86
32.50	28.50	10425.63	7275.44	10751.89	7275.44
33.00	29.00	10588.52	7455.01	10919.42	7455.01
33.50	29.50	10751.41	7634.58	11086.94	7634.58
34.00	30.00	10914.30	7814.15	11254.47	7814.15
34.50	30.50	11077.19	7993.73	11422.00	7993.73
35.00	31.00	11240.08	8173.30	11589.53	8173.30
35.50	31.50	11402.97	8352.87	11757.06	8352.87
36.00	32.00	11565.86	8532.45	11924.59	8532.45
36.50	32.50	11728.75	8712.02	12092.12	8712.02
37.00	33.00	11891.64	8891.59	12259.65	8891.59
37.50	33.50	12054.53	9071.17	12427.17	9071.17
38.00	34.00	12217.42	9250.74	12594.70	9250.74
38.50	34.50	12380.31	9430.31	12762.23	9430.31
39.00	35.00	12543.20	9609.89	12929.76	9609.89
39.50	35.50	12706.09	9789.46	13097.29	9789.46
40.00	36.00	12868.98	9969.03	13264.82	9969.03
40.50	36.50	13031.87	10148.61	13432.35	10148.61
41.00	37.00	13194.76	10328.18	13599.88	10328.18
41.50	37.50	13357.65	10507.75	13767.41	10507.75
42.00	38.00	13520.54	10687.33	13934.93	10687.33
42.50	38.50	13683.43	10866.90	14102.46	10866.90
43.00	39.00	13846.32	11046.47	14269.99	11046.47
43.50	39.50	14009.21	11226.05	14437.52	11226.05

Relazione di dimensionamento preliminare delle
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1	R 11 RH	V10003 001	C	155 di 158

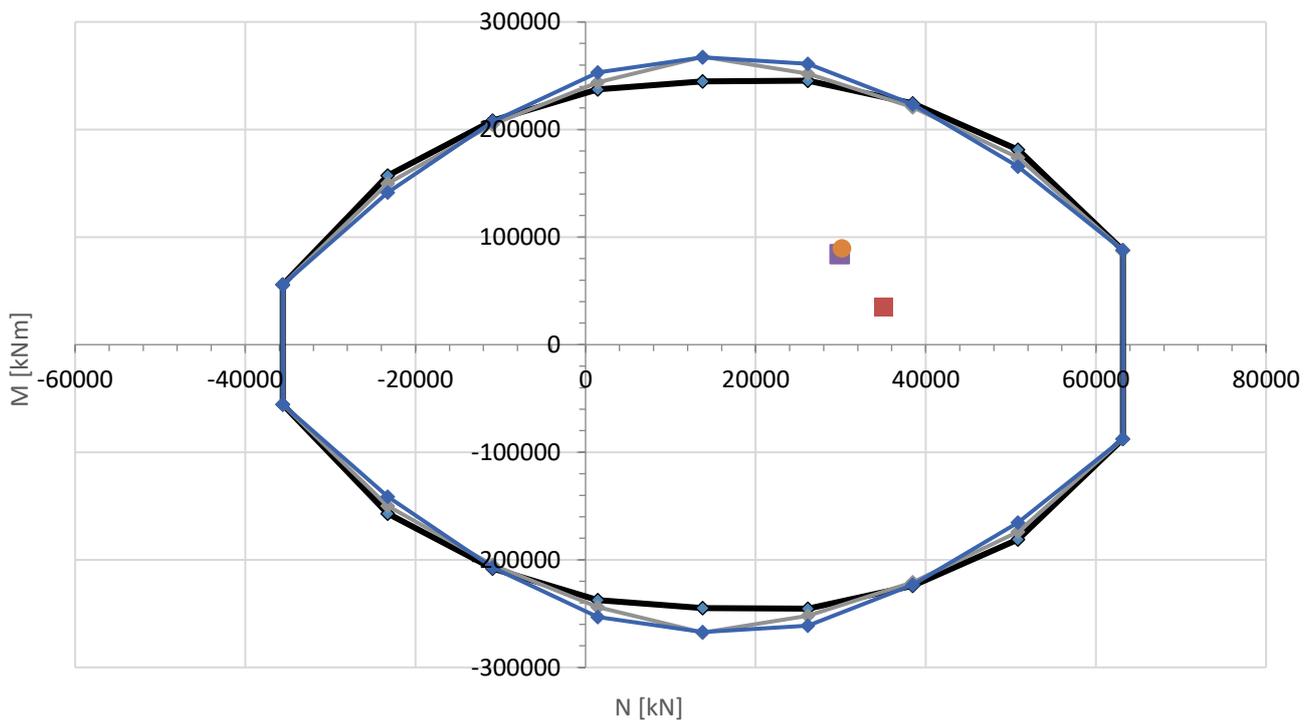
44.00	40.00	14172.10	11405.62	14605.05	11405.62
44.50	40.50	14334.99	11585.19	14772.58	11585.19
45.00	41.00	14497.88	11764.77	14940.11	11764.77
45.50	41.50	14660.77	11944.34	15107.64	11944.34
46.00	42.00	14823.66	12123.91	15275.16	12123.91
46.50	42.50	14986.55	12303.49	15442.69	12303.49
47.00	43.00	15149.44	12483.06	15610.22	12483.06
47.50	43.50	15312.33	12662.63	15777.75	12662.63
48.00	44.00	15475.22	12842.21	15945.28	12842.21
48.50	44.50	15638.11	13021.78	16112.81	13021.78
49.00	45.00	15801.00	13201.35	16280.34	13201.35
49.50	45.50	15963.89	13380.93	16447.87	13380.93
50.00	46.00	16126.78	13560.50	16615.40	13560.50
50.50	46.50	16289.67	13740.08	16782.93	13740.08
51.00	47.00	16452.56	13919.65	16950.45	13919.65
51.50	47.50	16615.45	14099.22	17117.98	14099.22
52.00	48.00	16778.34	14278.80	17285.51	14278.80
52.50	48.50	16941.23	14458.37	17453.04	14458.37
53.00	49.00	17104.12	14637.94	17620.57	14637.94
53.50	49.50	17267.01	14817.52	17788.10	14817.52
54.00	50.00	17429.90	14997.09	17955.63	14997.09
54.50	50.50	17592.79	15176.66	18123.15	15176.66
55.00	51.00	17755.68	15356.24	18290.68	15356.24
55.50	51.50	17918.57	15535.81	18458.21	15535.81
56.00	52.00	18081.46	15715.38	18625.74	15715.38
56.50	52.50	18244.35	15894.96	18793.27	15894.96
57.00	53.00	18407.24	16074.53	18960.80	16074.53
57.50	53.50	18570.13	16254.10	19128.33	16254.10
58.00	54.00	18733.02	16433.68	19295.86	16433.68
58.50	54.50	18895.91	16613.25	19463.38	16613.25
59.00	55.00	19058.80	16792.82	19630.91	16792.82
59.50	55.50	19221.69	16972.40	19798.44	16972.40
60.00	56.00	19384.58	17151.97	19965.97	17151.97

10.1.2.2 Domini di resistenza della palificata

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLV per le **pile e le spalle** del **VI07**. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26 $\phi 30$. Il copriferro baricentrico è di 89 mm per la prima corona e 119 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali.

Tabella 10.19: Dominio di resistenza - SLV

Comb (-)	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	ex (m)	ey (m)	M (kNm)	Rd/Ed (-)
SLU/SLV/SLE1	35086.0	2438.4	2154.1	24076.4	25892.0	-0.74	0.69	35356.3	1.45
SLU/SLV/SLE2	29874.7	8013.3	2154.1	80228.8	25865.1	-0.87	2.69	84295.1	1.18
SLU/SLV/SLE3	30143.6	2438.4	7180.4	24076.4	86144.4	-2.86	0.80	89445.7	1.20



◆ SLU/SLV/SLE1
 ■ SLU/SLV/SLE1
 ◆ SLU/SLV/SLE2
 ■ SLU/SLV/SLE2
 ◆ SLU/SLV/SLE3
 ● SLU/SLV/SLE3

11 GALLERODOTTO SL10

Lungo il tracciato in oggetto è previsto un gallerodotto (SL10) al di sopra del quale si prevede il transito dei convogli ferroviari. Il gallerodotto appartiene alla area del Vallo di Diano ed è previsto tra le Pk 00+000 e Pk 00+350 per una lunghezza complessiva di 350 m.

Il gallerodotto è costituito da arcate di luce pari a 31.5 m (Figura 11.2). Alla base di ogni singola pila è presente un plinto di altezza pari a 3 m ed è stata ipotizzata una fondazione su 11 pali (Figura 11.2, Figura 11.3). Il gallerodotto ha una lunghezza pari a 350 m ed ha una larghezza costante pari a 14.20 m.

Di seguito, sono riportati sinteticamente i tipologici di fondazione del gallerodotto in esame:

Tabella 11.1: SL10 - Tipologici Fondazioni

SL10 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D _{Pozzo} [m]	L _{Pali/Pozzo} [m]	n°pali
da P1 a P11	PAL2	-	40	11

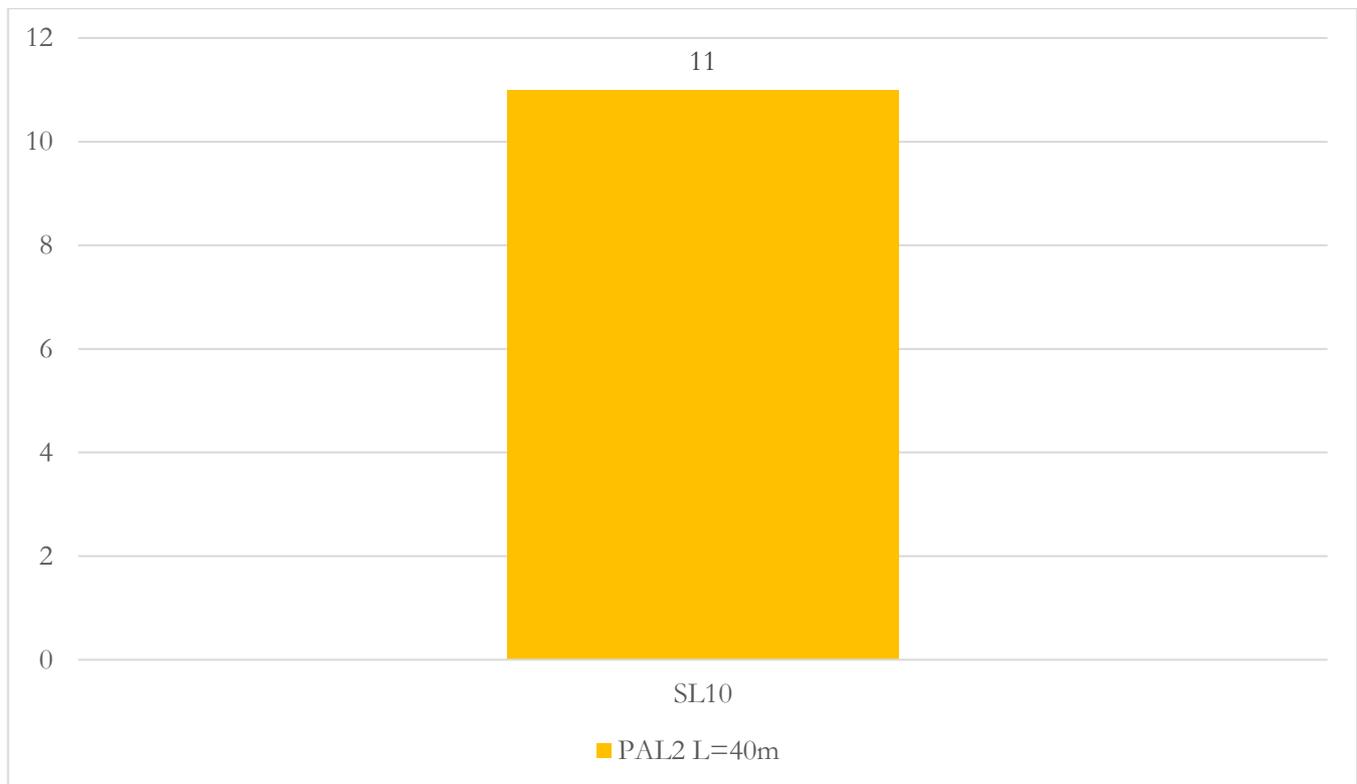


Figura 11.1: Gallerodotto SL10 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione

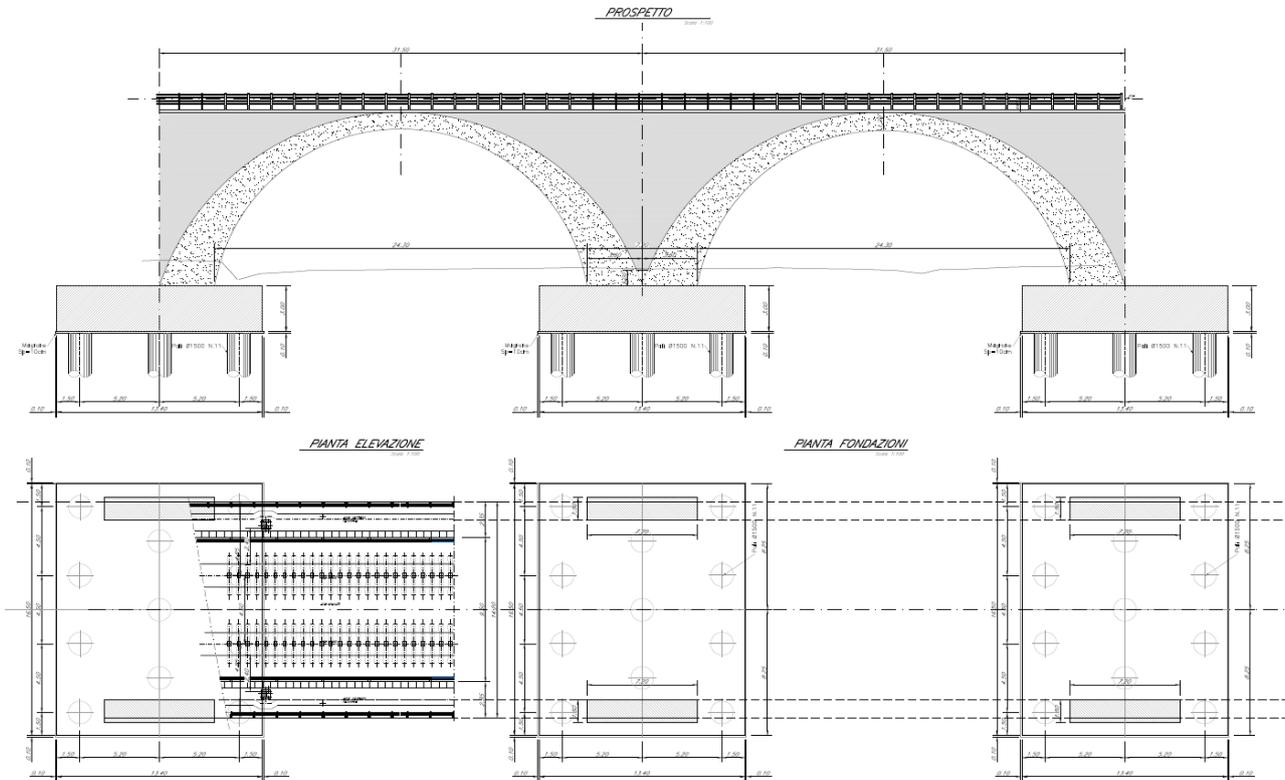


Figura 11.2: Prospetto e Pianta Fondazioni Gallerodotto

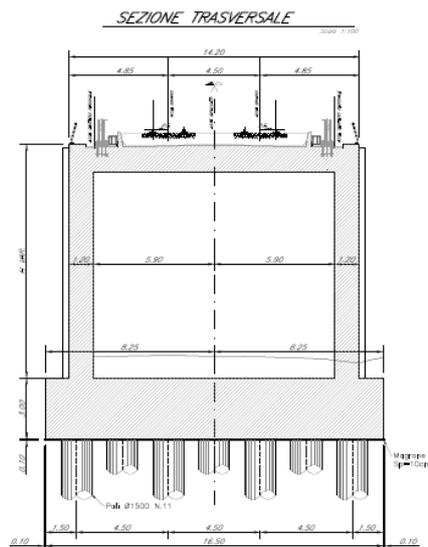


Figura 11.3: Sezione Trasversale Gallerodotto