

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



S.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

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

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 B 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: RC2AB1R11RHVI0003001C.docx

n. Elab.

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RC2A	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	1 di 118

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
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.....	8
2.4.2	Acciaio d'armatura B450C.....	8
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO</b>	<b>13</b>
4.1	MODELLO GEOTECNICO	13
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	15
4.2.1	Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno.....	16
4.2.2	Ulteriori parametri sismici.....	17
<b>5</b>	<b>DETERMINAZIONE DEI FATTORI DI CORRELAZIONE <math>\Xi_{3,4}</math> PER PALI DI FONDAZIONE</b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE PALIFICATE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO</b>	<b>19</b>
6.1	DOMINIO DI RESISTENZA DI PROGETTO DELLA PALIFICATA	19
6.2	METODO DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO:	21
6.2.1	Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di progettazione.....	21
6.3	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO AI CARICHI VERTICALI	22
6.3.2	Resistenza di base.....	24
6.4	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE DEL PALO SINGOLO	25
<b>7</b>	<b>CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI POZZI DI FONDAZIONE</b>	<b>26</b>

7.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE	26
7.2	METODO DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI POZZI STRUTTURALI	27
7.2.1	Matrice <b>Kstr</b> .....	29
7.2.2	Matrice <b>Kter</b> .....	30
7.2.3	Vettore <b>p</b> .....	31
7.2.4	Risoluzione del sistema non-lineare.....	32
7.3	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL POZZO AI CARICHI TRASVERSALI	33
7.4	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL POZZO AI CARICHI VERTICALI	33
<b>8</b>	<b>CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DEL SOTTOFONDO</b>	<b>36</b>
<b>9</b>	<b>SCARICHI STRUTTURALI</b>	<b>38</b>
<b>10</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI VIADOTTI</b>	<b>43</b>
10.1	VIADOTTO VI01	44
10.1.1	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (Spalla A; P1; P2; P3).....	46
10.1.2	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (P4; P5; P6; P7; P10; P11; P12; Spalla B).....	53
10.1.3	Verifiche GEO fondazioni a pozzo (P8; P9).....	60
10.2	VIADOTTO VI09	74
10.3	VIADOTTO VI02	76
10.4	VIADOTTO VI03	77
10.5	VIADOTTO VI04	78
10.6	VIADOTTO VI05	80
10.7	VIADOTTO VI06	81
10.8	VIADOTTO VI07	82
10.9	VIADOTTO VI08	83
10.10	VERIFICA FONDAZIONI VALLO DI DIANO	84
10.10.1	Stratigrafia di calcolo.....	85
10.10.2	Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale.....	87

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RC2A	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	3 di 118

10.10.3 Verifiche GEO fondazioni su pali in caso di scalzamento..... 94

10.10.4 Verifiche GEO fondazioni a pozzo..... 99

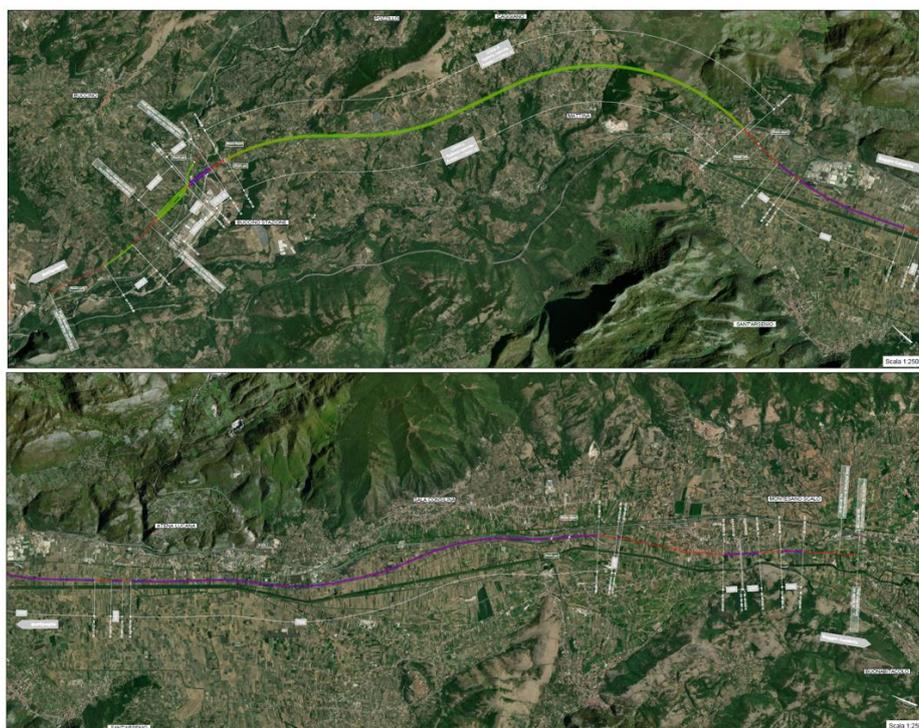
<b>11</b>	<b>GALLERODOTTI E SCATOLARI</b>	<b>113</b>
11.1	SL54	116
11.2	SL50	116
11.1	SL51	117
11.1	SL52	117
11.1	SL53	117

## 1 PREMESSA

La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il lotto 1b Romagnano – Buonabitacolo, che integra quanto previsto nell'ambito del lotto precedente (1a Battipaglia-Romagnano) realizzando di fatto il doppio binario fino alla stazione di Buonabitacolo e completando l'interconnessione di Romagnano con il ramo relativo al binario pari. Il tracciato del presente lotto si sviluppa in doppio binario per circa 50 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, tranne che per il ramo dell'Interconnessione di Romagnano con innesto sulla LS Battipaglia – Potenza C.le, progettato a 100 km/h.

Dato l'assetto finale previsto nel precedente lotto, l'inizio dell'intervento è ubicato in punti diversi, iniziando il binario pari laddove nel lotto 1a era previsto il passaggio doppio/singolo binario, mentre invece il binario dispari inizia a partire dal punto in cui nell'altro lotto era presente la deviazione verso la LS Battipaglia – Potenza C.le (ramo dispari della Interconnessione di Romagnano).

Il tracciato attraversa i territori di Buccino, Auletta, Caggiano, Polla, Atena Lucana, Sala Consilina, Padula e Montesano sulla Marcellana, tutti nella Provincia di Salerno.



*Figura 1.1: Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell'intervento*

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

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO					
	Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA RC2A	LOTTO B1	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. Vecchiotti 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

Si fa riferimento ai seguenti documenti di progetto:

[C.1]. Relazione geotecnica opere all'aperto: RC2A.B1.R.11.GE.GE0006.001.

[C.2]. Relazione di risposta sismica locale del Vallo di Diano: RC2A.B1.R.11.RH.GE0006.003.

[C.3]. Planoprofilo geotecnico - Tav. da 1 a 9: RC2A.B1.R.11.L5.GE0006.001-9

## 2.4 Materiali

### 2.4.1 Calcestruzzo pali di fondazione

- $R_{ck} = 30$  MPa                      resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 25$  MPa                        resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$  MPa              resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.38 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$  MPa      resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$  MPa        resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447$  MPa    modulo elastico
- $\gamma = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>                      peso per unità di volume

#### Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11$  MPa;  $\gamma_c = 1.50$       resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$  MPa                      resistenza di progetto a trazione

#### Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 13.70$  MPa                      tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 11.21$  MPa                      tensione limite in combinazione quasi permanente
- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$  MPa                      tensione limite di fessurazione (trazione)

### 2.4.2 Acciaio d'armatura B450C

- $f_{yk} = 450$  MPa                        resistenza caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 540$  MPa                        resistenza caratteristica a rottura
- $E_s = 210000$  MPa                      modulo elastico

#### Resistenza di progetto allo SLU

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  MPa ;  $\gamma_s = 1.15$               resistenza di progetto a compressione

#### Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.75 \cdot f_{yk} = 337.5$  MPa                      tensione limite in combinazione caratteristica (rara)

### 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, 11 e 16 pali di diametro D1500. Nelle figure che seguono si riportano le tipologie di fondazioni su pali.

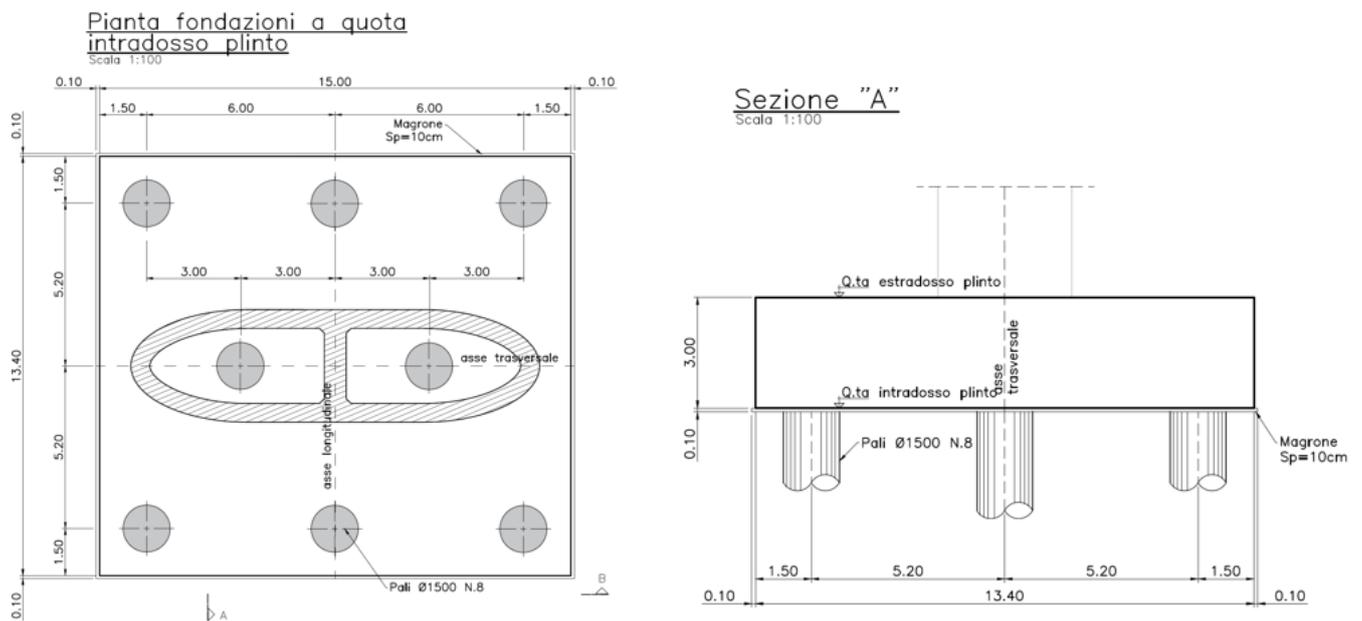


Figura 3.1: Fondazioni su 8 pali (tipologico PAL1)

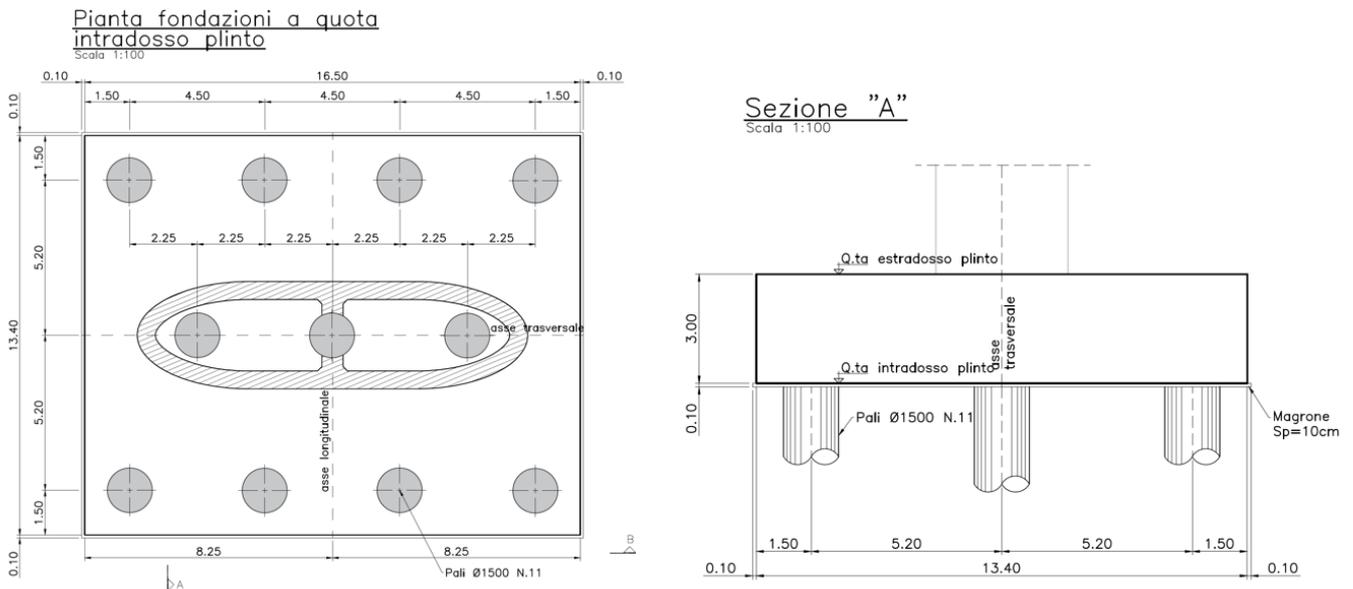
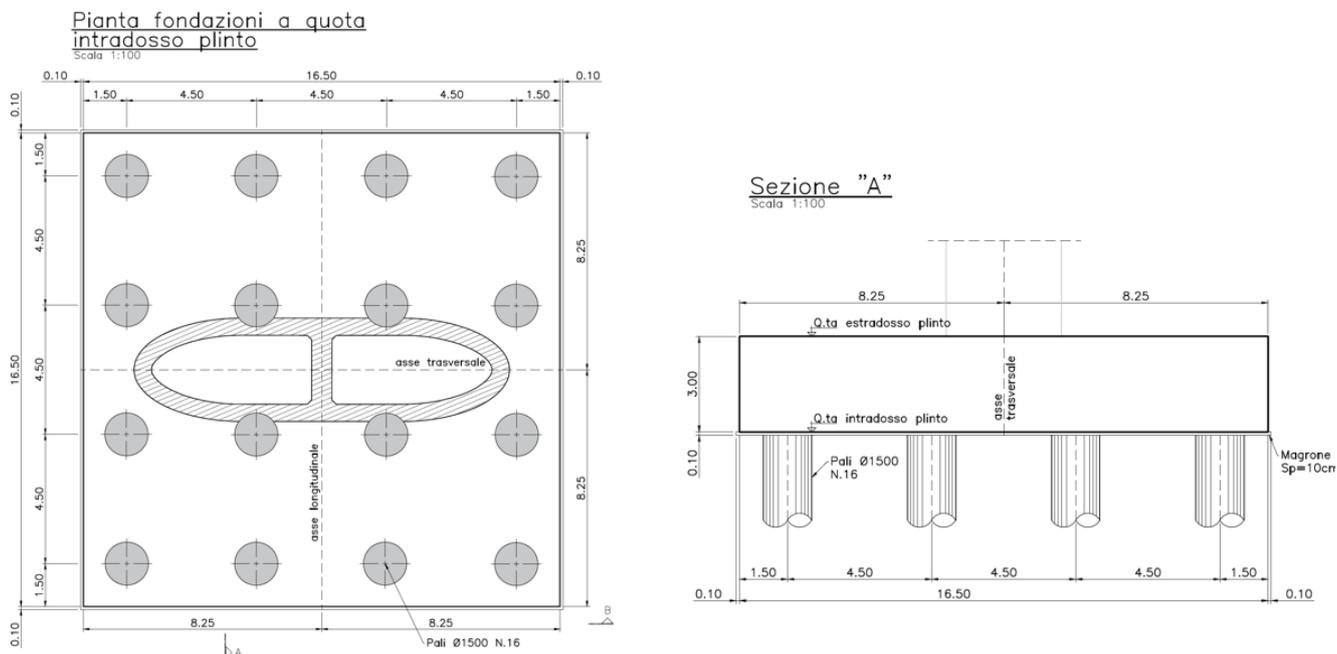


Figura 3.2: Fondazione su 11 pali (tipologico PAL2)



**Figura 3.3: Fondazione su 16 pali (tipologico PAL3)**

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). Le fondazioni relative a campate a singolo binario, il diametro di calcolo è pari a 10 m (tipologico PZSB1 e PZSB3).

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

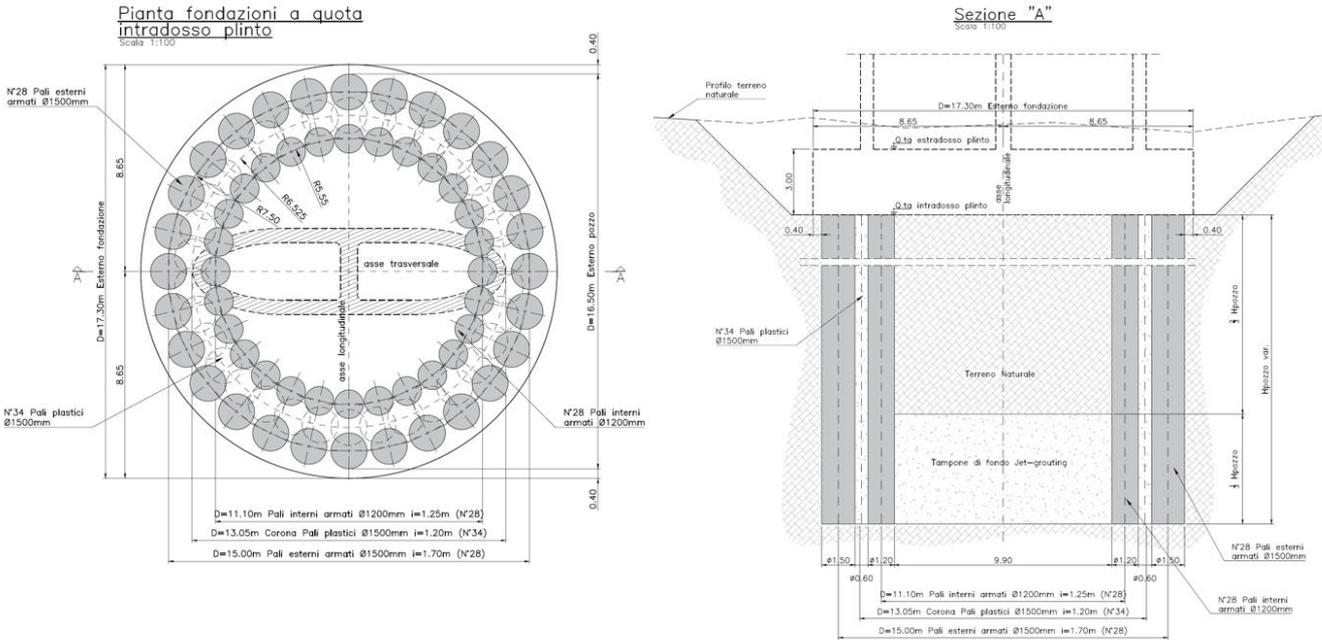


Figura 3.4: Fondazioni su pozzo (tipologico PZDB1)

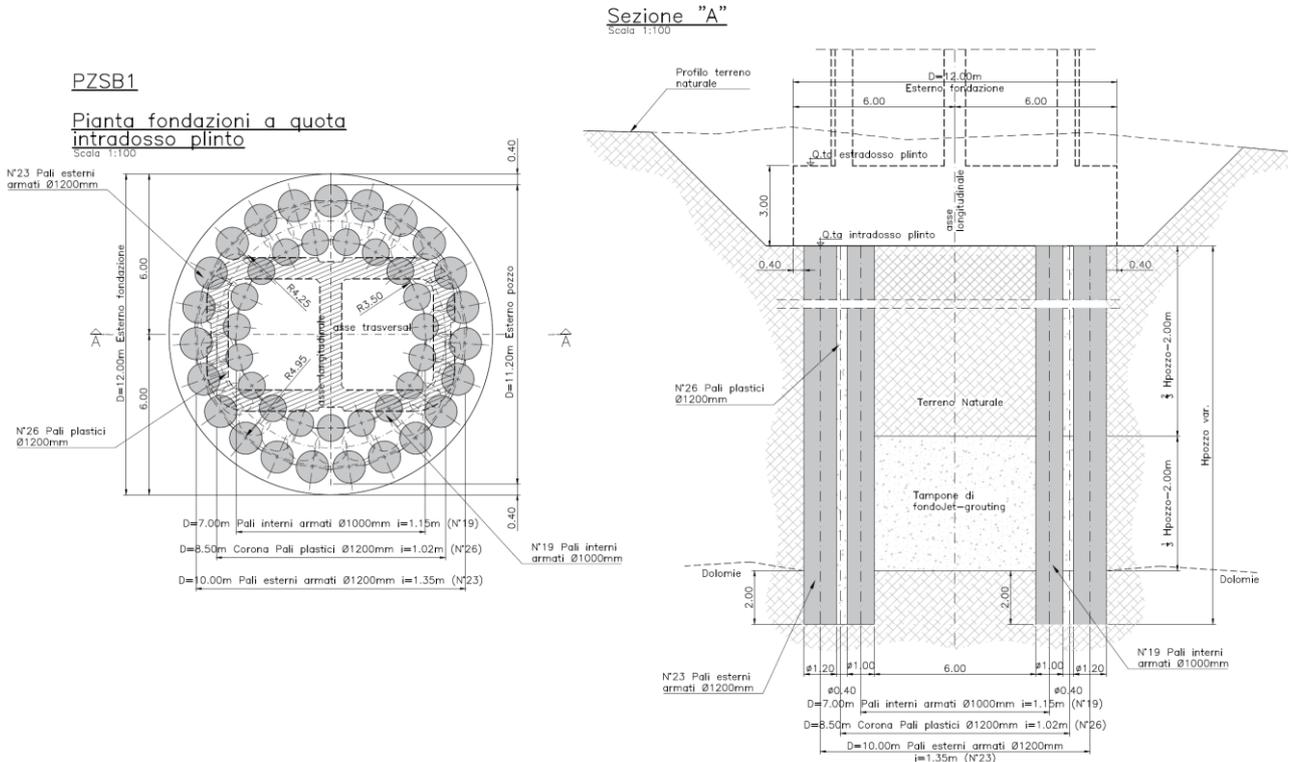


Figura 3.5: Fondazioni su pozzo (tipologico PZSB1)



## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

### 4.1 Modello Geotecnico

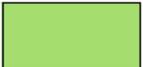
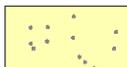
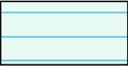
La caratterizzazione geotecnica di riferimento adottata nelle seguenti analisi fa riferimento alla Relazione geotecnica opere all'aperto [C.1]. Per l'assetto stratigrafico e la falda si fa riferimento ai profili geotecnici [C.3].

I parametri geotecnici e il modello stratigrafico di riferimento sono riportati in dettaglio nel capitolo 7, per ciascuna sezione analizzata.

La falda di progetto, sulla base di quanto riportato nel profilo geotecnico [C.3], 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 1 m da piano campagna. L'indicazione della profondità della falda è inclusa nella descrizione di ciascuna sezione analizzata.

Le unità geotecniche individuate sono riepilogate nello schema seguente.

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

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 ghiaie e sabbie a granulometria da grossolana a media (bn).
Depositi completamente formati (bn)			
Sintema di Palomonte e Bottiglieri (BTL-PLMa)	BTL-PLMa		La facies più grossolana è visibile in affioramento ed è costituita da depositi conglomeratico-ghiaiosi alternati a sabbie.
Sintema di Palomonte e Bottiglieri (BTL-PLMb)	BTL-PLMb		La facies più fine è osservata esclusivamente nei sondaggi ed è costituita da depositi limoso-sabbiosi e limoso-argillosi.
Sintema di Palomonte e Bottiglieri (BTL-PLMc)			
Sintema di Auletta (AUL)	AUL		Argille omogenee grigio-azzurre con intercalazioni di orizzonti conglomeratico-ghiaiosi di potenza metrica. I conglomerati sono poligenici a matrice arenacea prevalente e presentano livelli di sabbie e argille.
Sintema della Certosa di Padula (PAD)	PADe2		Alternanze di argille grigie e nerastre, limi-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.
Argille Varicolori Inferiori (AVF)	AVF		Argilliti, argilliti siltoso-marnose, argilliti quarzolitiche e argilliti scagliose solitamente molto tettonizzate con minori interstrati calcareo-marnosi. In sondaggio si presentano localmente caoticizzate.

Di seguito si riportano i parametri di resistenza dei terreni desunti dalla caratterizzazione geotecnica:

*Tabella 4.2: Parametri geotecnici generali di progetto da Lotto 1A*

Parametri	DEP	BTL-PLMa	AVF
			
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	21	20
$\phi$ [°]	28-35	33-40	20-27
$c'$ [kPa]	0	0-20	15-50
$c_u$ [kPa]	NA	NA	150-450
$E'$ [MPa]	20-30 <10m 30-50 10-30m	45-100	20-50 < 20m 50-80 20-50m
$E_0$ [MPa]	150-300 <10m 300-400 10-30m 800 >30m	900-2000	200-700 < 20m 700-2000 20-50m
$K$ [m/s]	$k_v = k_h =$ 5E-7 a 1E-5	$k_v = k_h =$ 1E-7 a 1E-6	$k_v = k_h =$ 5E-9 a 5E-8

*Tabella 4.3: Parametri geotecnici generali di progetto*

Parametri	AUL	PADe2	PADb
			
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	18	19
$\phi$ [°]	20	18-25	30-36
$c'$ [kPa]	45	10-30	0-5
$c_u$ [kPa]	100-200	75 <10 m 100 10-20 m 125 20-30 m 150 >50	NA
$E'$ [MPa]	10-20 fino a 30 m; 20-40 oltre i 30 m	12 – 24	22 - 45
$E_0$ [MPa]	-	100-200 <20 m 200-500 >20 m	200-400 <20 m 400-600 >20 m
$K$ [m/s]	$k_v = k_h =$ 1E-9 a 1E-8	$k_v =$ 1E-10 a 1E-08 $k_h =$ 5E-08 a 5E-07	$k_v =$ 1E-09 a 1E-08 $k_h =$ 1E-06 a 2E-05

#### 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. 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  $C_U = 0.7$ .
- 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  $C_U = 1.0$ .
- 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  $C_U = 1.5$ .
- 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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO					
	Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA RC2A	LOTTO B1	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO VI0003 001	REV. C

per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... Per le quali  $C_U = 2$ .

Nel caso in esame si assume:

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

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

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 200 \text{ anni}$$

#### 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 la Risposta Sismica Locale [C.2]. Per completezza, si riporta la suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo (*Tabella 4.4*) 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 4.5*).

**Tabella 4.4 - Suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo e cat.topografica**

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Unità geo	Categoria di sottosuolo	Categoria di topografica
4+900	6+300	BTL-PLMa/DEP /AUL	C	T1
21+800	48+793	PADe2/PADb	Vedi RSL (Doc.Rif. [C.2])	

Per le verifiche sismiche delle trincee si è tenuto conto della suddivisione del tracciato come da Relazione geotecnica [C.1]. Con riferimento alle coordinate associate alla progressiva 6+400 (40°36'04.3"N 15°23'04.3"E , 40.601189, 15.384518, punto 1), si considera:

**Tabella 4.5 Valori dei coefficienti di sito  $S$  e dell'accelerazione di progetto  $a_{max}$**

STATO LIMITE	Punto	tratta	$T_R$ , anni	$a_g$ (g)	SS (-)	ST (-)	S (-)	$a_{max}$ (g)
SLO	1	4+900 - 6+300	120	0.108	1.50	1.00	1.50	0.162
SLD	1	4+900 - 6+300	201	0.141	1.50	1.00	1.50	0.211
SLV	1	4+900 - 6+300	1898	0.380	1.15	1.00	1.15	0.437
SLC	1	4+900 - 6+300	2475	0.420	1.09	1.00	1.09	0.458

A seguito di analisi di risposta sismica locale [C.2], per quanto riguarda le opere ricadenti sulle unità PADe2 e PADb (ovvero all'interno del Vallo di Diano), l'accelerazione allo SLV viene assunta pari ad  $a_{max}=0.29g$ .

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

Come rappresentato in dettaglio al successivo Cap. 6.2, 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 23+171 a Pk 47+250) 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  $\xi_3 = 1.40$  e  $\xi_4 = 1.21$ .**

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO					
	Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari	COMMESSA RC2A	LOTTO B1	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO VI0003 001	REV. C

## 6 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE PALIFICATE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO

Nel caso in oggetto, si potrà fare riferimento al solo contributo resistente offerto dai pali, valutato mediante un approccio di calcolo in grado di rappresentare il collasso della palificata nel suo complesso, in virtù del raggiungimento del carico limite di tutti i pali. In tal senso l'approccio proposto risulta perfettamente coerente con le NTC 2018 (capitolo 6.4.3.1.1.1). Nel seguito si fa riferimento al *Metodo dei Domini di Interazione M-N* o *Metodo dei Domini di Resistenza* della palificata (Di Laora, de Sanctis, & Aversa, 2018).

### 6.1 Dominio di resistenza di progetto 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).

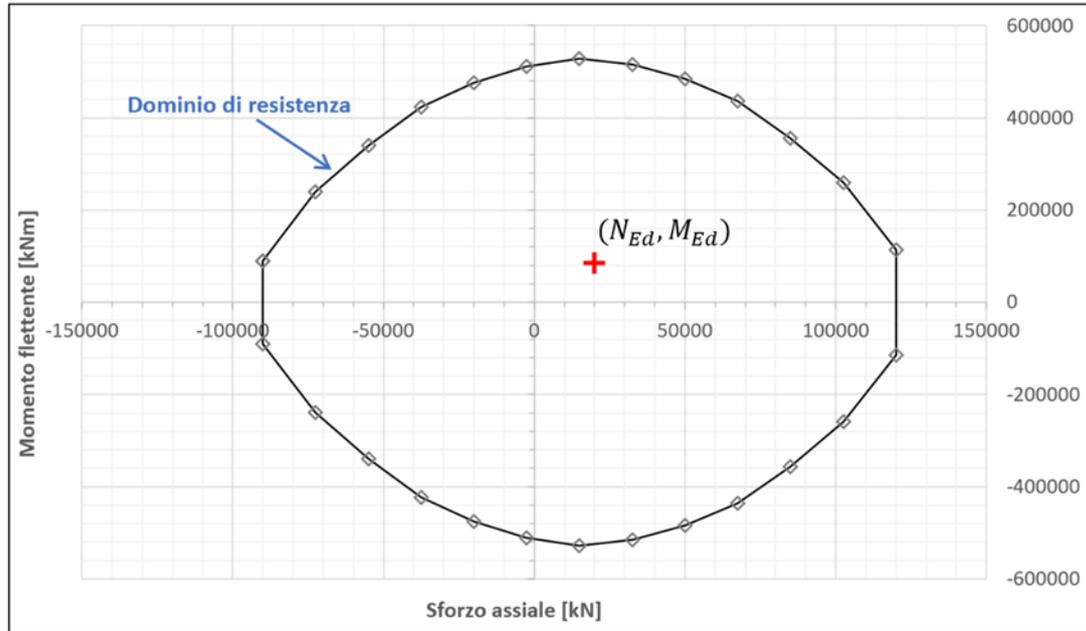
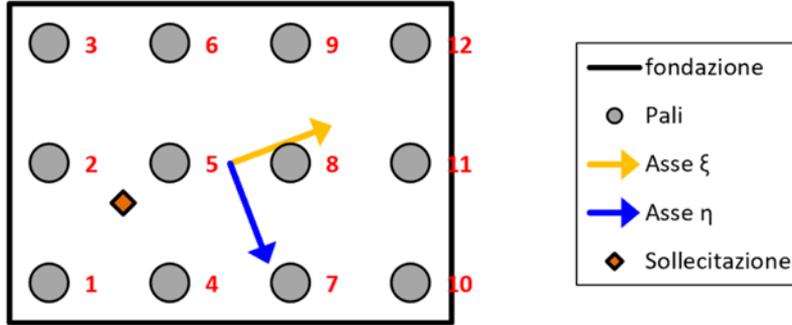


Figura 6.1 Esempio di dominio di resistenza di una palificata a 12 pali sottoposta ad un carico verticale eccentrico

## 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;
- $\gamma_R$  = 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  $\gamma_R$  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 6.12 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  $\gamma_s$  e  $\gamma_b$  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  $\gamma_{G1}$  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  $\tau_i$  sul fusto 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  $\sigma_v'$ , mediante la seguente:

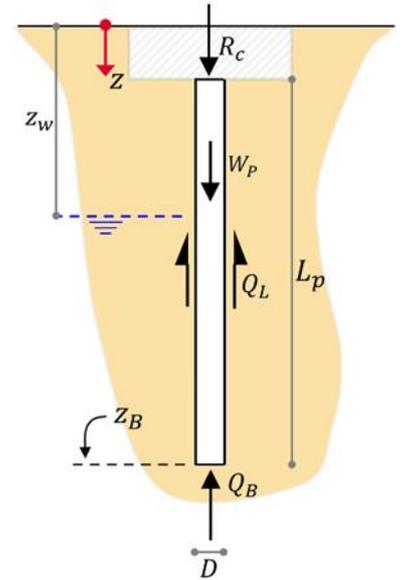


Figura 6.2: schema per calcolo capacità portante a compressione del palo

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

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  $\varphi'$  è l'angolo d'attrito dello strato di terreno competente. Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  per pali trivellati di grande diametro in terreni sabbiosi è correlabile al numero di colpi di SPT mediante il seguente grafico [B.8].

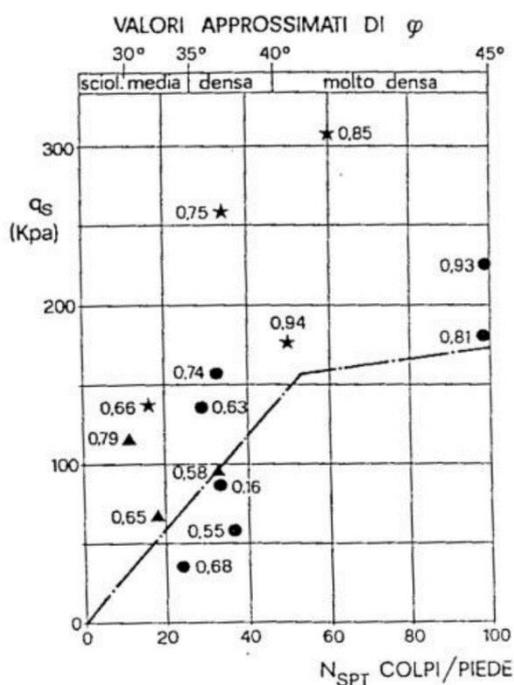


Figura 6.3 Tensioni tangenziali limite in terreni sabbiosi per pali trivellati di grande diametro, [B.8]

#### 6.3.1.2 Depositi coesivi (metodo $\alpha$ )

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  $\alpha$  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):

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

Il valore del coefficiente  $\alpha$  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  $\alpha$  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 $\beta$ )

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  $\sigma_v'$ , mediante la seguente:

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

Dove il coefficiente  $\beta$  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.

### 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  $\gamma_{st}$  è riferito alla tecnologia realizzativa dei pali (tabella 6.4.II, NTC2018) mentre il coefficiente  $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale dell'azione dovuta al peso del palo considerata favorevole (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;
- $\gamma_T$  = coefficiente parziale di sicurezza per carichi trasversali;

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

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

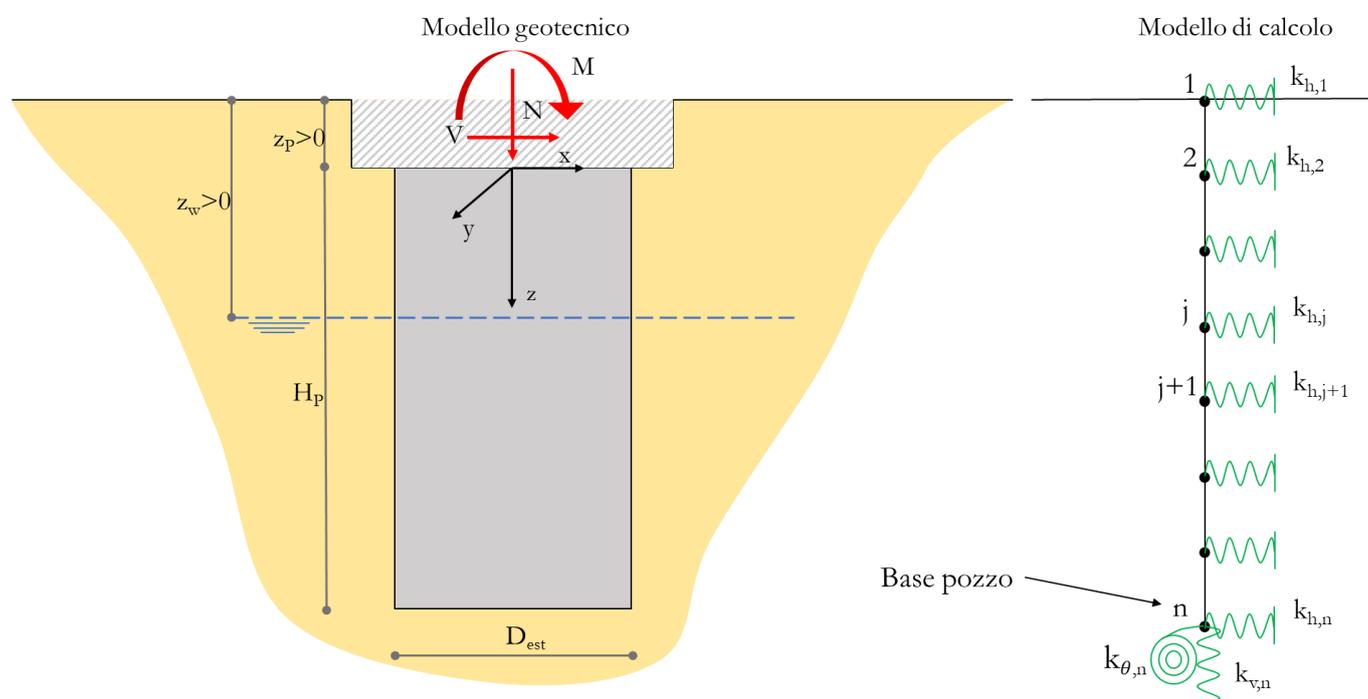
dove:

- $q$  = pressione agente sul piano di fondazione (base pozzo);
- $q_{lim}$  = pressione limite sul piano di fondazione;
- $\gamma_R$  = 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

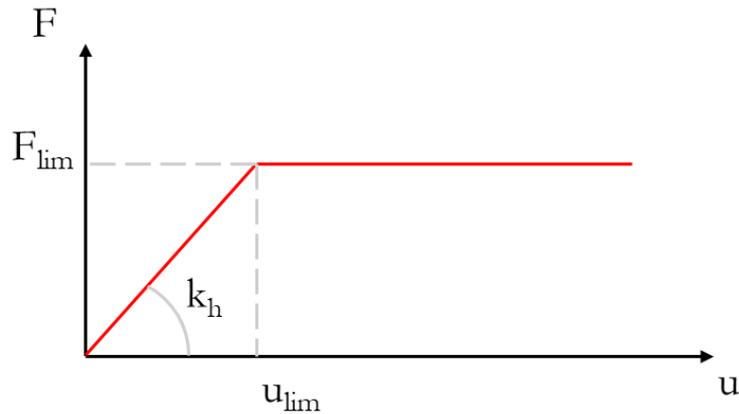
Il problema 3D di una fondazione a pozzo soggetta a carico qualsiasi ( $N$ ,  $V$ ,  $M$ ) è ricondotto ad un problema monodimensionale in cui gli elementi 1D (Figura 7.1) rappresentano la struttura del pozzo ed il terreno è modellato mediante molle nodali rappresentative delle condizioni 3D cui è soggetta 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 rigidità elastica  $k_h$  del terreno. Il modulo di tale rigidità 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 risolvibile 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 <sup>3</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>	0	-12EI/L <sup>3</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>
0	-6EI/L <sup>2</sup>	4EI/L	0	6EI/L <sup>2</sup>	2EI/L
-EA/L	0	0	EA/L	0	0
0	-12EI/L <sup>3</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	0	12EI/L <sup>3</sup>	6EI/L <sup>2</sup>
0	-6EI/L <sup>2</sup>	2EI/L	0	6EI/L <sup>2</sup>	4EI/L

La matrice di rigidità della struttura è ottenuta, mediante assemblaggio dei singoli elementi strutturali aventi rigidità assiale (EA/L) e flessionale (EI/L<sup>3</sup>) 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**

$E_{eq}$	$E_{cls} + n_{omog} \cdot E_{jg}$
$A_{eq}$	$A_{cls} + n_{omog} \cdot A_{jg}$
$I_{eq}$	$I_{cls} + n_{omog} \cdot I_{jg}$
$EI_{eq}$	$EI_{cls} + EI_{jg}$

$$\gamma_{eq} = (A_{cls}\gamma_{cls} + A_{jg}\gamma_{jg})/A_{eq}$$

### 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  $k_{\theta}$  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

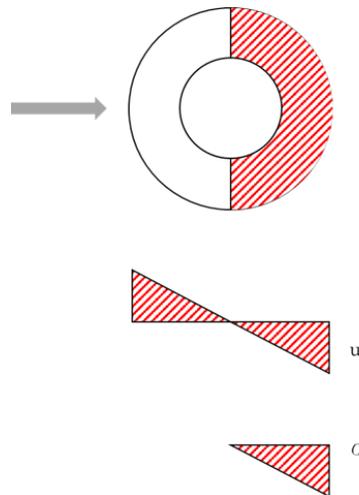


Figura 7.3: Distribuzione degli spostamenti e delle tensioni alla base del pozzo con imposta una rotazione unitaria

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 $p$

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.

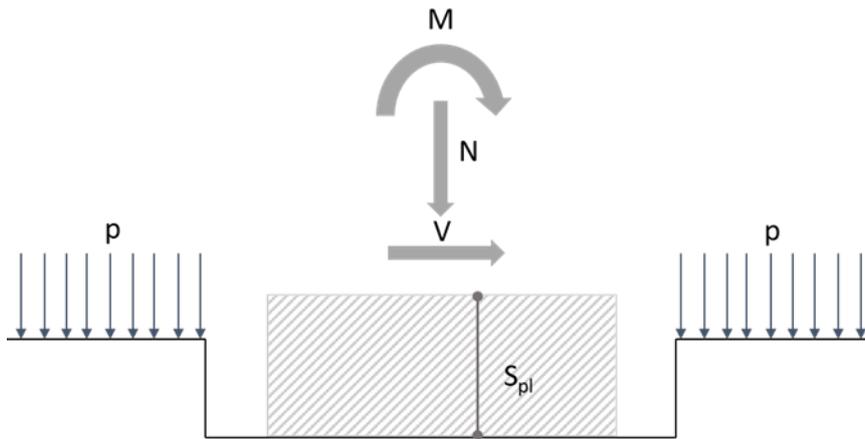


Figura 7.4: Azioni in testa al pozzo

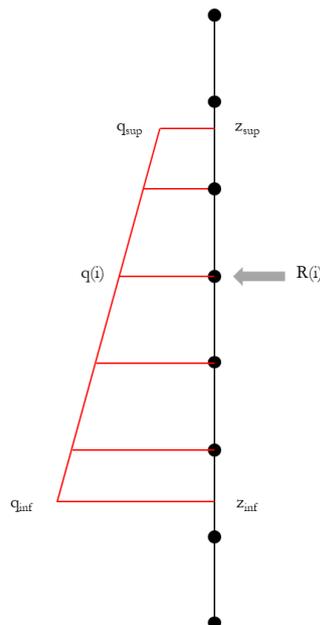


Figura 7.5: Carico orizzontale distribuito

#### 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 (imposto 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  $F_{limj}$ ; a partire da queste, conoscendo la rigidezza del terreno ( $[K]_{springj,j}$ ), è possibile risalire agli spostamenti limite riportati nel Paragrafo 7.2.4:

$$u_{limj} = \frac{F_{limj}}{[K]_{springj,j}}$$

### 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):

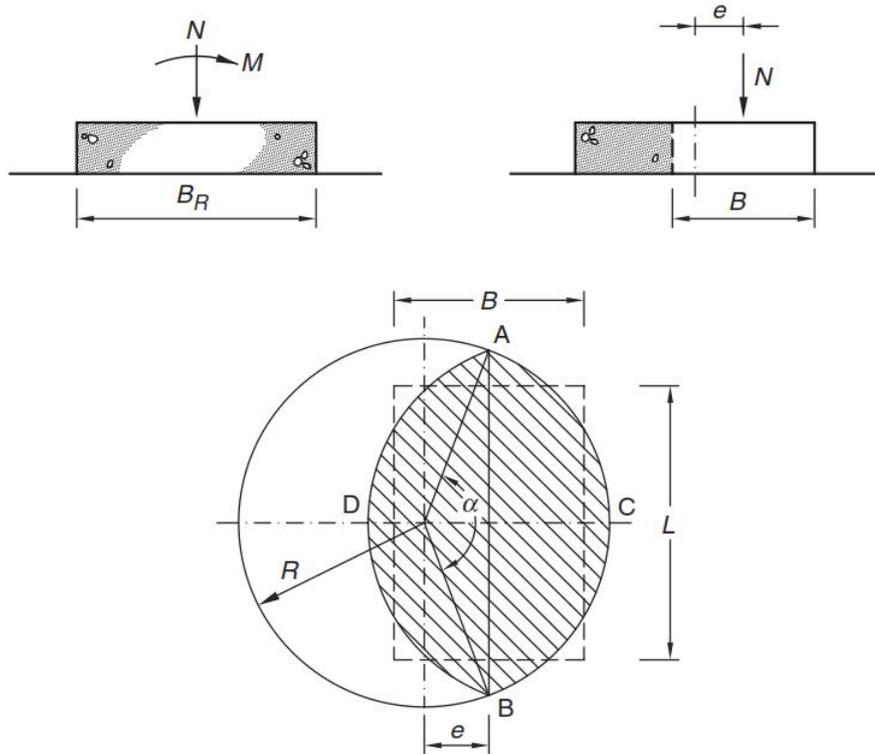
Coefficiente	Condizioni Drenate	Condizioni Non Drenate
$N_q$	$e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$	1
$N_c$	$(N_q - 1) \cot \varphi$	5.14
$N_{\gamma}$	$1.5(N_q - 1) \tan \varphi$	0

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:



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

$$B = B_R - 2e$$

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

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

$$h = R - e$$

*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
$s_q$	$1 + 0.1 \frac{1 + \text{sen}\varphi' \frac{B}{L}}{1 - \text{sen}\varphi' \frac{B}{L}}$	-
$s_\gamma$	$1 + 0.1 \frac{1 + \text{sen}\varphi' \frac{B}{L}}{1 - \text{sen}\varphi' \frac{B}{L}}$	-
$s_c$	$1 + 0.2 \frac{1 + \text{sen}\varphi' \frac{B}{L}}{1 - \text{sen}\varphi' \frac{B}{L}}$	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$
$d_q$	$1 + 2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 \frac{D}{L} \quad (D \leq B)$ $1 + 2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{L} \quad (D > B)$	-
$d_\gamma$	1	-
$d_c$	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan\varphi'}$	$1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad (D \leq B)$ $1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad (D > B)$
$i_q$	$(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot\varphi'})^m$	-
$i_\gamma$	$(1 + \frac{H}{N + BLc' \cot\varphi'})^{m+1}$	-
$i_c$	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi'}$	$1 - \frac{mH}{BLs_u N_c}$
$m$		$\frac{2 + B/L}{1 + B/L}$

*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  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  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.

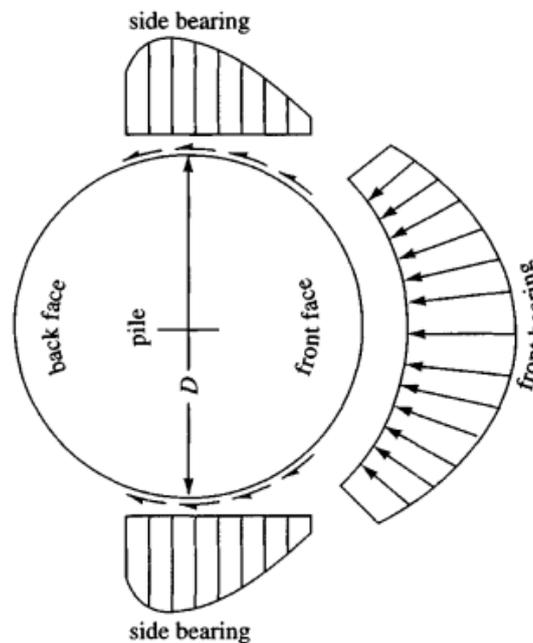


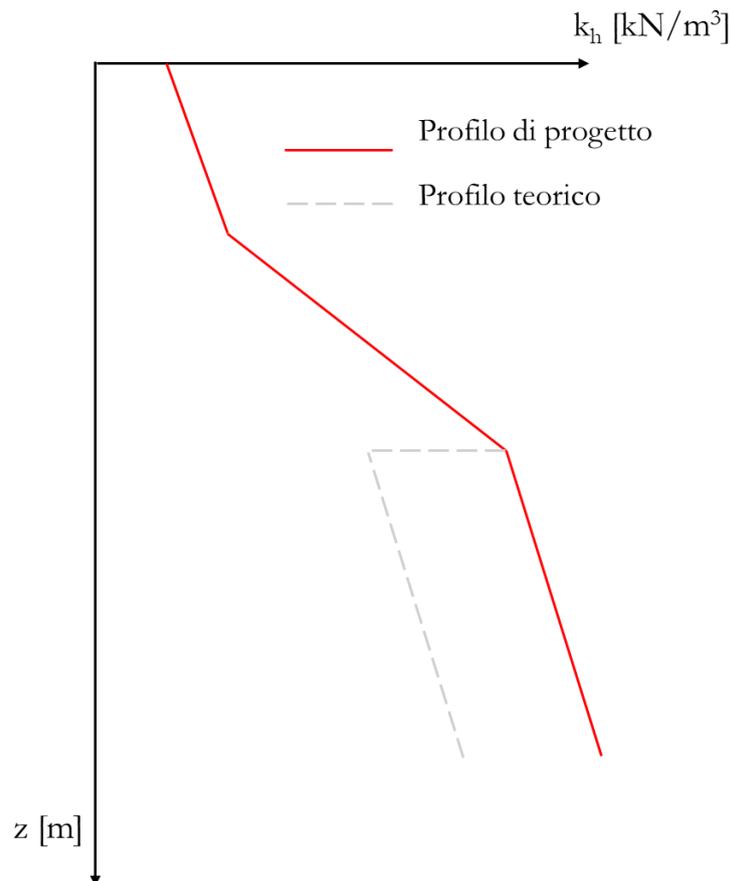
Figura 8.1: Distribuzione della resistenza su una superficie circolare [B.5]

*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 <sub>Campata</sub>	H <sub>Pila</sub>
-	M	m
Cap 25m H=10m DB	25	10
Misto 40m H=10m DB	40	10
Misto 40m H=30m SB	40	30
Misto 50m H=30m SB	50	30
Misto 50m H=10m DB	50	10
Arco 80m H=10m DB	80	10
Cavalletto 90m H=30m SB	90	30

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=10m DB					
Combinazione	N [kN]	T <sub>Long</sub> [kN]	T <sub>Trasv</sub> [kN]	M <sub>Long</sub> [kN]	M <sub>Trasv</sub> [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=10m DB					
	Fz	Fx	Fy	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV1	40275	12651	3841	-65166	173450
SLV2	40266	12894	3782	-64054	176734
SLV3	39669	12651	3812	-64664	174401
SLV4	39645	12894	3767	-63834	177703
SLV5	39468	12541	3774	-65323	171967
SLV6	39459	12674	3748	-64846	173770
SLV7	39494	12518	3790	-65741	171474
SLV8	39494	12628	3756	-65105	172956
SLV9	40275	3965	12527	-211395	54456
SLV10	40266	4208	12468	-210283	57740
SLV11	39669	3965	12498	-210893	55407
SLV12	39645	4208	12453	-210063	58709
SLV13	39468	3855	12459	-211552	52973
SLV14	39459	3988	12434	-211075	54776
SLV15	39494	3832	12476	-211970	52480
SLV16	39494	3942	12442	-211335	53962

Misto 40m H=30m SB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	55090	15069	556569
SLV2	55077	15170	560189
SLV3	55162	15073	556748
SLV4	55148	15180	560602
SLV5	55417	15074	556401
SLV6	55409	15180	560225
SLV7	55442	15077	556442
SLV8	55442	15174	559871
SLV9	55090	15018	583607
SLV10	55077	15035	584059
SLV11	55162	15014	583404
SLV12	55148	15035	584044
SLV13	55417	15018	583470
SLV14	55409	15037	584031
SLV15	55442	15044	584644
SLV16	55442	15048	584533

Misto 50m H=30m SB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	56522	17364	642529
SLV2	56512	17465	646171
SLV3	56621	17401	643962
SLV4	56608	17542	649072
SLV5	56883	17383	642938
SLV6	56876	17505	647344
SLV7	56873	17371	642378
SLV8	56876	17469	645838
SLV9	56522	16320	636379
SLV10	56512	16337	636854
SLV11	56621	16326	636528
SLV12	56608	16360	637617
SLV13	56883	16323	636378
SLV14	56876	16349	637166
SLV15	56873	16346	637404
SLV16	56876	16350	637316

Misto 50m H=10m DB					
Combinazione	N [kN]	T <sub>Long</sub> [kN]	T <sub>Trasv</sub> [kN]	M <sub>Long</sub> [kN]	M <sub>Trasv</sub> [kN]
SLV_1	91382	5453	4400	67667	68410
SLV_2	77707	17827	4400	224741	68392

SLV_3	77562	5432	14666	67541	229488
-------	-------	------	-------	-------	--------

Arco 80m H=10m DB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	67546	33021	525890
SLV2	67553	33265	529599
SLV3	66945	33019	527215
SLV4	66937	33277	531235
SLV5	66290	32848	523283
SLV6	66291	32968	525142
SLV7	66409	32909	524272
SLV8	66403	33063	526600
SLV9	67546	28133	539827
SLV10	67553	28138	539251
SLV11	66945	28094	539757
SLV12	66937	28123	539713
SLV13	66290	27957	538546
SLV14	66291	27972	538560
SLV15	66409	28038	540432
SLV16	66403	28037	539963

Cavalletto 90m H=30m SB			
	Fz	V	M
	kN	kN	kN
SLV1	58551	39251	791809
SLV2	62686	29078	870541
SLV3	70365	39251	859024
SLV4	66230	29078	878472

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

Cap 25m H=10m DB					
Combinazione	N [kN]	T <sub>Long</sub> [kN]	T <sub>Trasv</sub> [kN]	M <sub>Long</sub> [kN]	M <sub>Trasv</sub> [kN]
SLU_1	51774	1960	1304	27019	27202
SLU_2	48203	3123	896	45698	19808
SLU_3	47671	1812	1304	24947	36023

Carichi spiccato pila - Pila 40_40_DB - H=10 m (vallo)					
	Fz	Fx	Fy	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm

SLV1	40275	12651	3841	-65166	173450
SLV2	40266	12894	3782	-64054	176734
SLV3	39669	12651	3812	-64664	174401
SLV4	39645	12894	3767	-63834	177703
SLV5	39468	12541	3774	-65323	171967
SLV6	39459	12674	3748	-64846	173770
SLV7	39494	12518	3790	-65741	171474
SLV8	39494	12628	3756	-65105	172956
SLV9	40275	3965	12527	-211395	54456
SLV10	40266	4208	12468	-210283	57740
SLV11	39669	3965	12498	-210893	55407
SLV12	39645	4208	12453	-210063	58709
SLV13	39468	3855	12459	-211552	52973
SLV14	39459	3988	12434	-211075	54776
SLV15	39494	3832	12476	-211970	52480
SLV16	39494	3942	12442	-211335	53962

Misto 50m H=10m DB					
Combinazione	N [kN]	T <sub>Long</sub> [kN]	T <sub>Trasv</sub> [kN]	M <sub>Long</sub> [kN]	M <sub>Trasv</sub> [kN]
SLU_1	104825	3118	1962	45022	43993
SLU_2	98709	4892	1535	74404	35865
SLU_3	97751	2864	1962	41249	59201

Arco 80m H=10m DB			
	N	V	M
	kN	kN	kN
SLU1	96578	1295	35949
SLU2	95611	2413	54283
SLU3	92966	1300	42433
SLU4	92929	2487	61862
SLU5	91747	789	32531
SLU6	91750	1527	42626
SLU7	92433	1111	38780
SLU8	92398	2054	50700
SLU9	75519	1295	32836
SLU10	75551	2413	51028
SLU11	72907	1300	39265
SLU12	72870	2487	58607
SLU13	71688	789	29869
SLU14	71691	1527	39614
SLU15	72373	1111	36338
SLU16	72339	2054	47726

Cavalletto 90m H=30m SB			
	Fz	V	M
	kN	kN	kN
SLU1	96905	5461	136355
SLU2	96906	6665	165485
SLU3	96131	4026	112636
SLU4	96118	4657	124810
SLU5	81686	5461	117389
SLU6	81687	6665	146380
SLU7	80911	4026	93670
SLU8	80898	4657	105708



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA  
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA  
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA  
LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	V10003 001	C	43 di 118

## 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 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 denominato VI01 è a singolo binario. Il binario dispari, avente lunghezza pari a 610 m, è previsto tra le progressive 01+426 e 02+036 mentre il binario pari, avente lunghezza pari a 620 m, tra le progressive 05+183 e 05+803. L'opera è costituita da campate in semplice appoggio misto acciaio - calcestruzzo da 40 m e 50 m e, a ridosso del fiume Bianco, è prevista una campata da 90 m con un cavalletto posto nella mezzeria della campata.

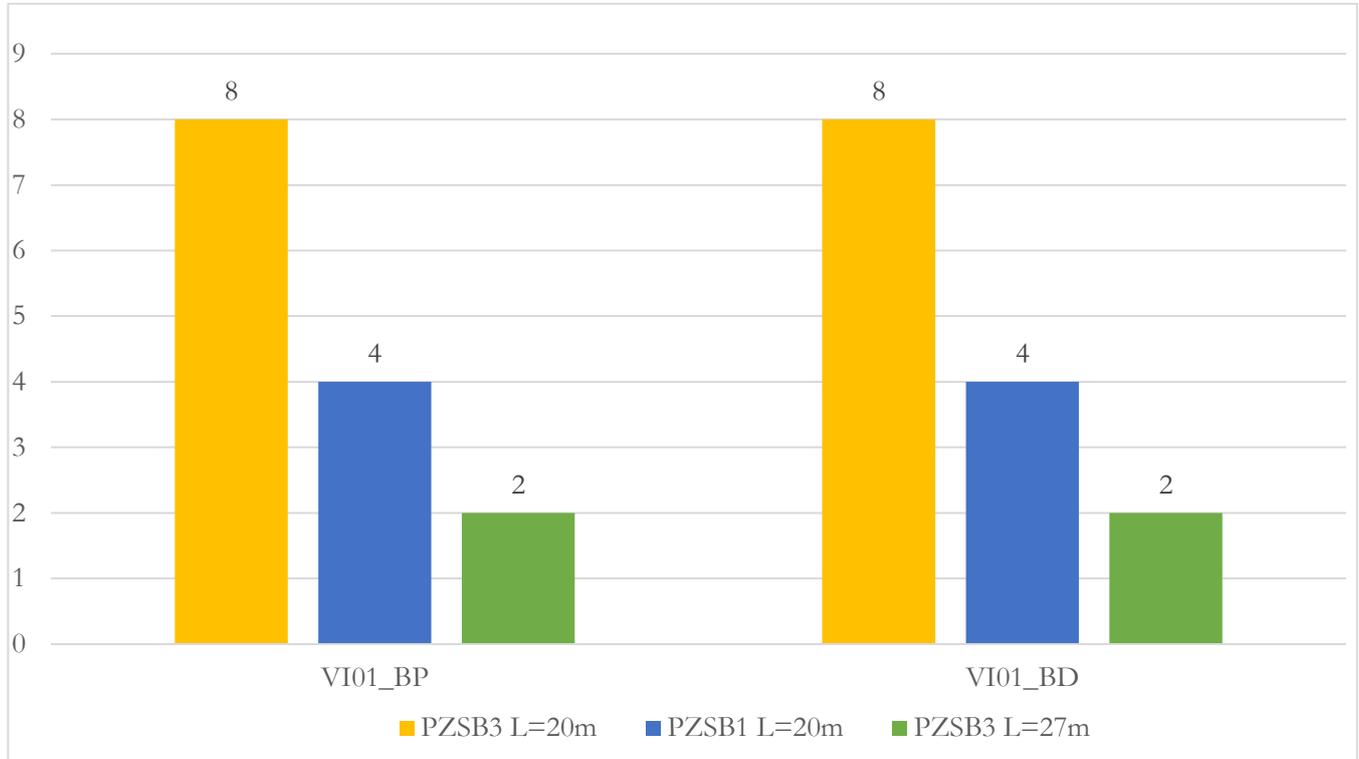
Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici strutturali, quelli di fondazione di ogni pila.

**Tabella 10.1: VI01 Binario Dispari - Tipologico Fondazioni**

VI01 Binario Dispari			
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]
SA; da P1 a P3	PZSB1	10	20
da P4 a P7; da P10 a P12; SB	PZSB3	10	20
da P8 a P9	PZSB3	10	27

**Tabella 10.2: VI01 Binario Pari - Tipologico Fondazioni**

VI01 Binario Pari			
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]
SA; da P1 a P3	PZSB1	10	20
da P4 a P7; da P10 a P12; SB	PZSB3	10	20
da P8 a P9	PZSB3	10	27

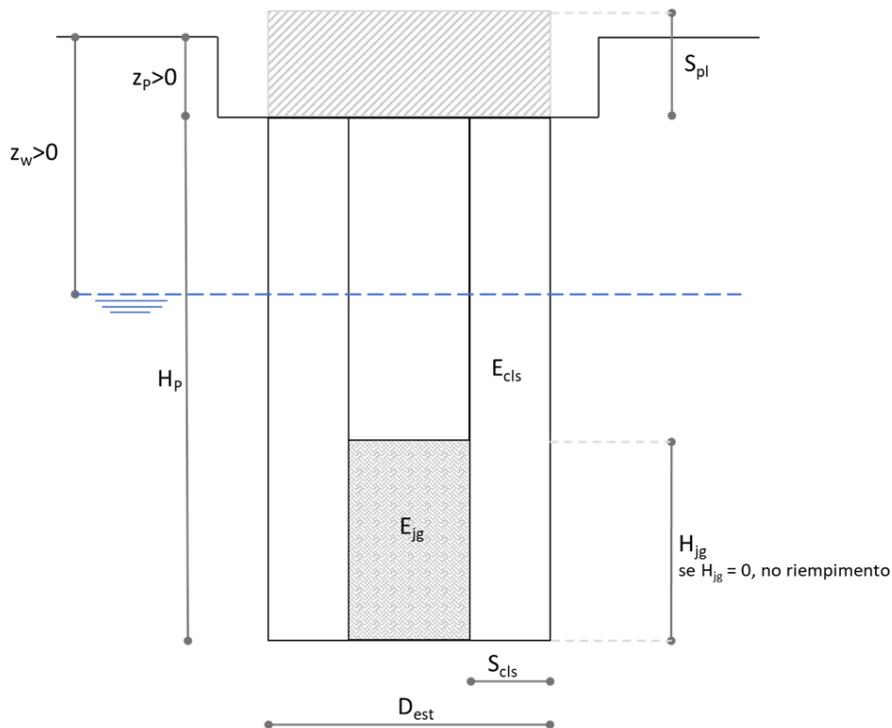


*Figura 10.1: VI01 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione*

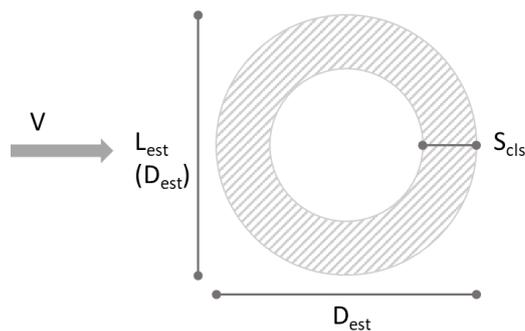
### 10.1.1 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (Spalla A; P1; P2; P3)

Per il viadotto in questione la tipologia di fondazione a pozzi è stata utilizzata in tutte le pile e le spalle.

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	10
AVF	10
AVF	10
AVF	10

### Definizione della geometria del problema

$D_{est}$	<b>10</b>	[m]	$D_{est}$ / Lato parallelo applicazione carico V
$S_{cls}$	<b>2</b>	[m]	Spessore setto cls
$L_{est}$		[m]	$D_{est}$ / Lato ortogonale applicazione carico V
$H_P$	<b>20</b>	[m]	Altezza pozzo
$H_{jg}$	<b>7</b>	[m]	Altezza jet-grouting
$Z_p$	<b>4</b>	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
$Z_w$	<b>2</b>	[m]	Profondità della falda da piano campagna
$n_{strati}$	<b>4</b>	[-]	Numero di strati (max 12)
$n_{el}$	<b>40</b>	[m]	numero di elementi

### Definizione materiali costituenti il pozzo

$\gamma_{cls}$	<b>25</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il pozzo strutturale
$E_{cls}$	<b>3.0E+07</b>	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il pozzo strutturale
$\gamma_{jg}$	<b>18.0</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]	Peso per unità di volume del materiale che costituisce il riempimento del pozzo
$E_{jg}$	<b>2.0E+05</b>	[kPa]	Modulo elastico materiale che costituisce il riempimento del pozzo

### Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	$Z_{TOP}$	$Z_{BOTTOM}$	$\gamma_k$	$c'_k$	$\phi'_k$	$c_{uk}$	$k_H$	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m <sup>3</sup>	(-)
1	UG1	<b>10.00</b>	0.00	10.00	<b>19.0</b>	<b>0.0</b>	<b>30.0</b>	<b>0.0</b>	<b>65000</b>	<b>Incoerente</b>
2	UG1	<b>10.00</b>	10.00	20.00	<b>20.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>150.0</b>	<b>84000</b>	<b>Coesivo</b>
3	UG1	<b>10.00</b>	20.00	30.00	<b>20.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>300.0</b>	<b>85000</b>	<b>Coesivo</b>
4	UG1	<b>10.00</b>	30.00	40.00	<b>20.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>450.0</b>	<b>120000</b>	<b>Coesivo</b>

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

Strato: indice dello strato;	$\gamma$ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	$c'$ : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	$\phi'$ : 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

$k_v$	<b>120000</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]
-------	---------------	----------------------

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  $\xi$  che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

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

Combinazione	$\gamma_T$
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	<b>1.00</b>

**Fattore riduttivo della resistenza**

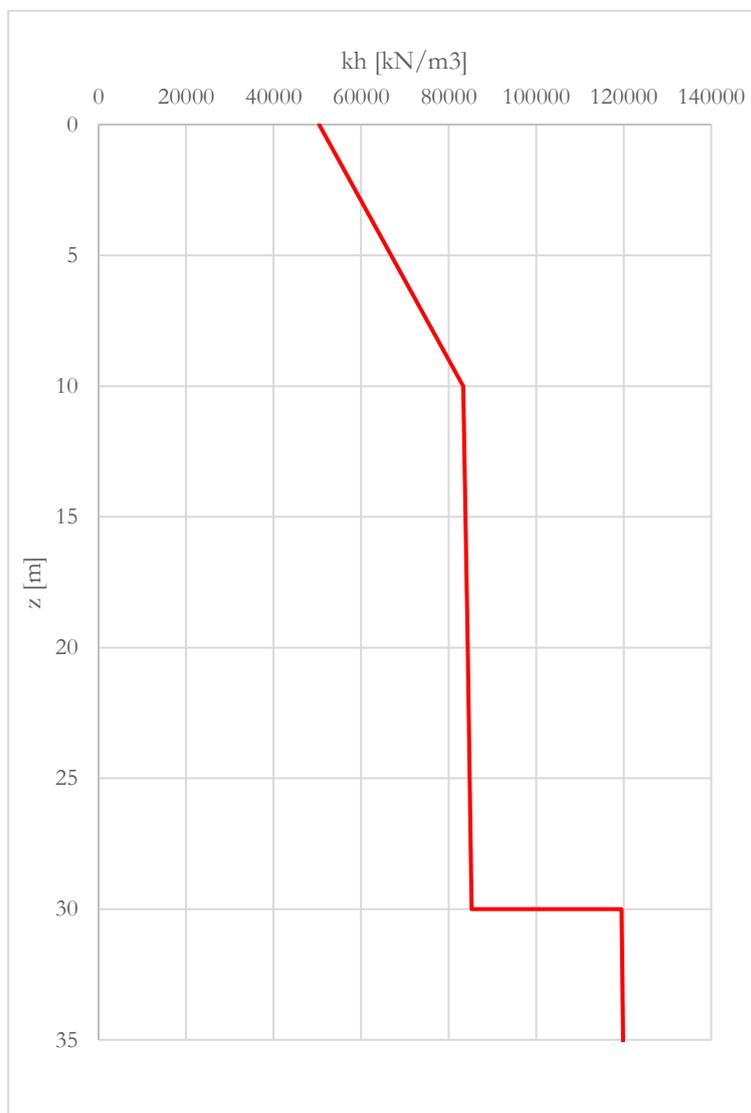
$\xi$	<b>1.00</b>
-------	-------------

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

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.1.1.1 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 10.2 – Andamento coefficiente reazione orizzontale-VI01*

#### 10.1.1.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

##### **Sollecitazioni intradosso plinto**

$N_{intr,d}$	43619	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	16346	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	588374	[kNm]	Momento risultante agente

##### 10.1.1.2.1 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:

**Definizione parametri geotecnici di base**

$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_k$ (KPa)	$\phi'_k$ (°)	$c_{uk}$ (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
20.0	0.0	0.0	300.0	Coesivo

**LEGENDA**

$\gamma$ : peso dell'unità di volume;  
 $c'$ : coesione efficace;  
 $\phi'$ : 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**

$N_b$	67642	[kN]	Sforzo normale alla base
$N_u$	19635	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
$V_b$	6869	[kN]	Taglio alla base
$M_b$	70639	[kNm]	Momento alla base

**Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite**

$e$	1.04	[m]	Eccentricità
$h$	3.96	[m]	
$B$	7.91	[m]	
Area(BxL)	57.81	[m <sup>2</sup> ]	
$L$	7.31	[m]	

**Fattori correttivi per il carico limite**

$s_q$	0.00	[-]
$s_g$	0.00	[-]
$s_c$	1.22	[-]
$d_q$	0.00	[-]
$d_c$	1.50	[-]
$m$	1.48	[-]
$i_g$	0.00	[-]
$i_q$	0.00	[-]
$i_c$	0.89	[-]

**Carico Limite**

$q_{lim}$	2744	[kPa]	Pressione Limite
$Q_{lim}$	158650	[kN]	Carico Limite
$N_{Ed}$	48007	[kN]	Sforzo Normale agente

**Fattore di sicurezza globale**

FS	3.3	[-]	(soddisfatta se >2.3)
----	-----	-----	-----------------------

**Esito Verifica** Verifica soddisfatta

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

**Azione trasversale di progetto**

$E_{tr,d}$  16346 [kN]

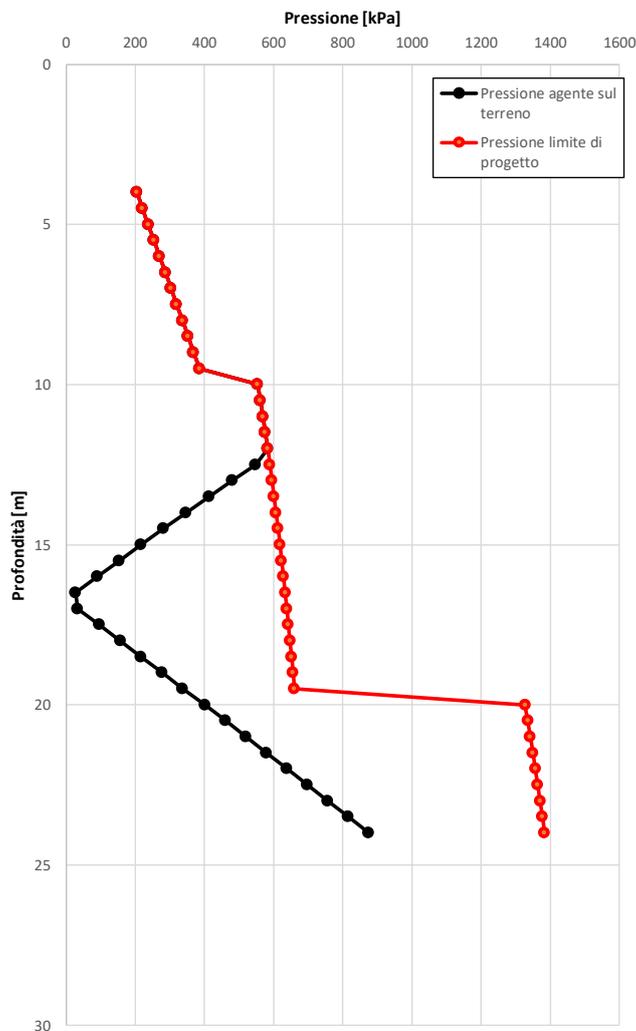
**Resistenza trasversale di progetto**

$R_{tr,d}$  136054 [kN]

**Margine di sicurezza**

MS 8.32 [-]

**Esito Verifica** *Verifica soddisfatta*



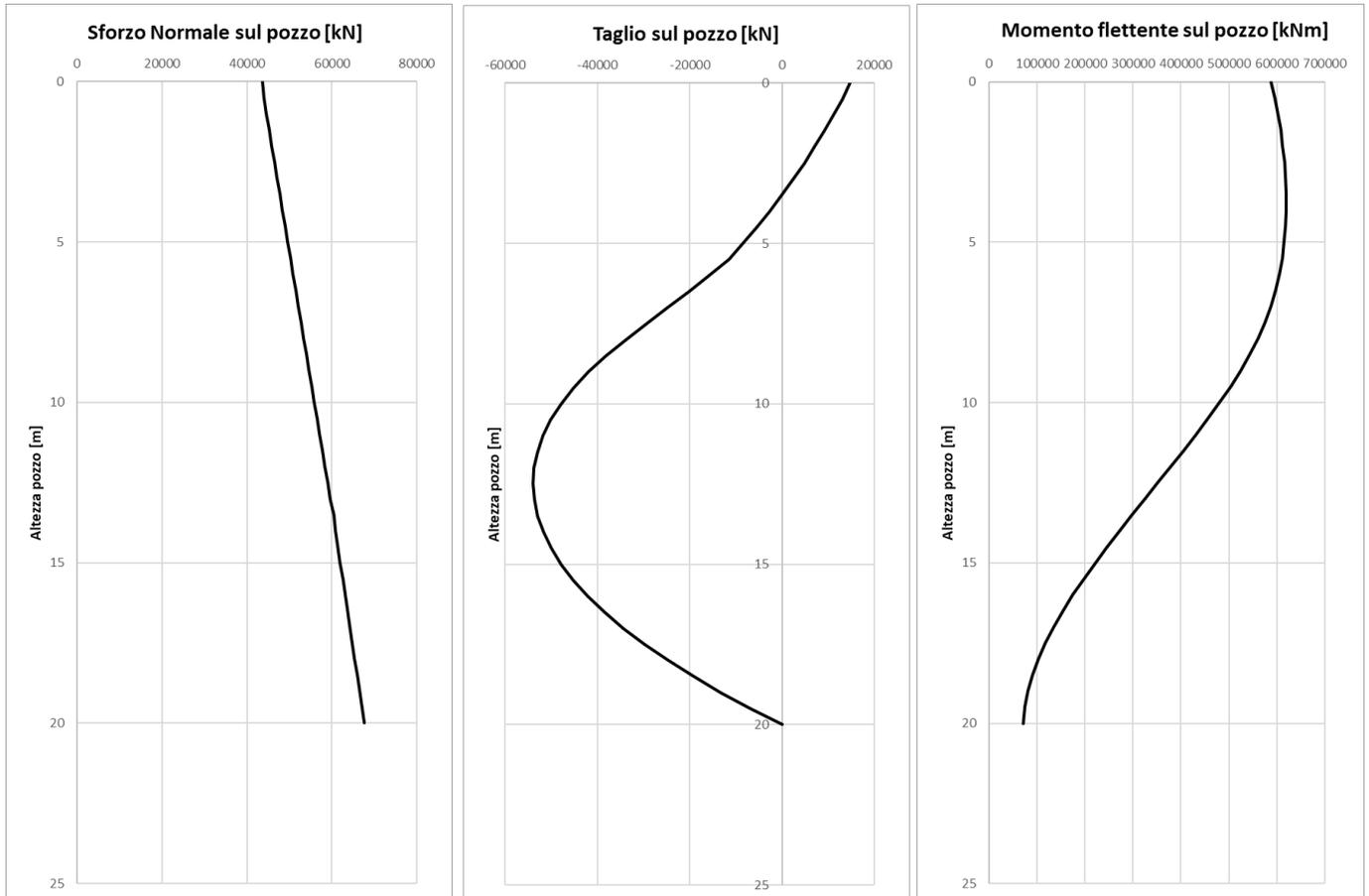
N.B.: le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

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

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	52 di 118

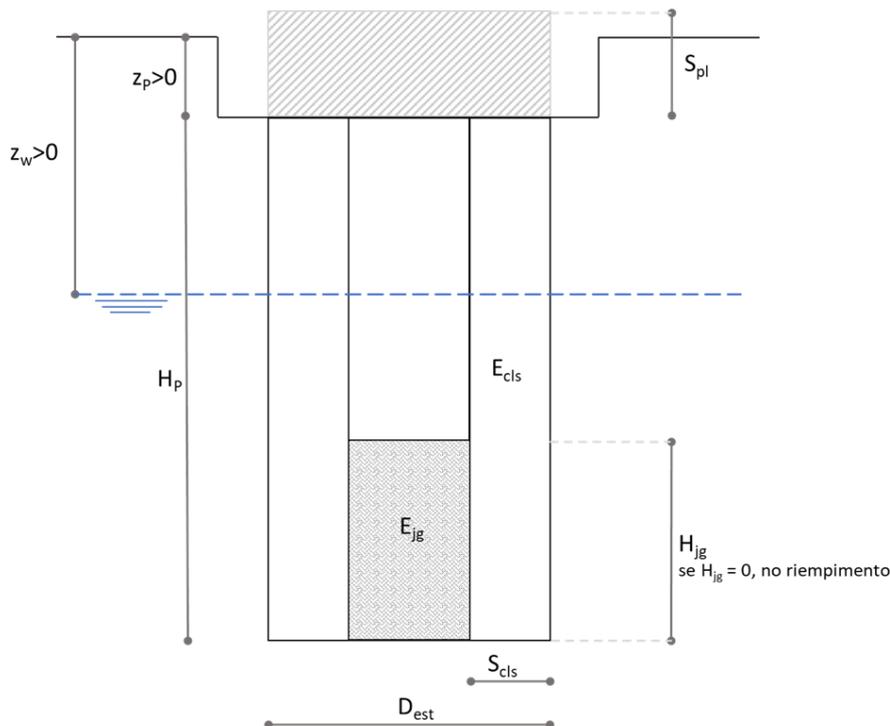
Infine, i profili di sforzo normale, del taglio e del momento con la profondità:



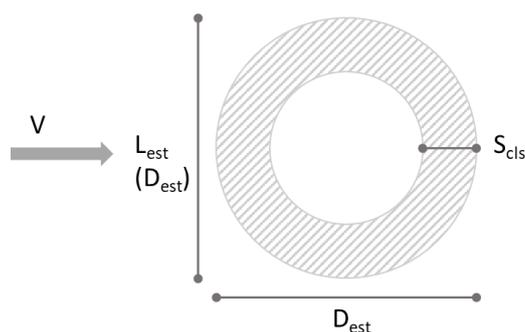
### 10.1.2 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (P4; P5; P6; P7; P10; P11; P12; Spalla B)

Per il viadotto in questione la tipologia di fondazione a pozzi è stata utilizzata in tutte le pile e le spalle.

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	10
AVF	10
AVF	10
AVF	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
$H_P$	20	[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
$n_{strati}$	4	[-]	Numero di strati (max 12)
$n_{el}$	40	[m]	numero di elementi

### Definizione materiali costituenti il pozzo

$\gamma_{cls}$	25	[kN/m <sup>3</sup> ]	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
$\gamma_{jg}$		[kN/m <sup>3</sup> ]	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	$Z_{TOP}$	$Z_{BOTTOM}$	$\gamma_k$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$c_{uk}$	$k_H$	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m <sup>3</sup>	(-)
1	UG1	10.00	0.00	10.00	19.0	0.0	30.0	0.0	65000	Incoerente
2	UG1	10.00	10.00	20.00	20.0	0.0	0.0	150.0	84000	Coesivo
3	UG1	10.00	20.00	30.00	20.0	0.0	0.0	300.0	85000	Coesivo
4	UG1	10.00	30.00	40.00	20.0	0.0	0.0	450.0	120000	Coesivo

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

Strato: indice dello strato;	$\gamma$ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	$c'$ : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	$\varphi'$ : 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/m <sup>3</sup> ]
-------	--------	----------------------

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  $\xi$  che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

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

Combinazione	$\gamma_T$
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	<b>1.00</b>

**Fattore riduttivo della resistenza**

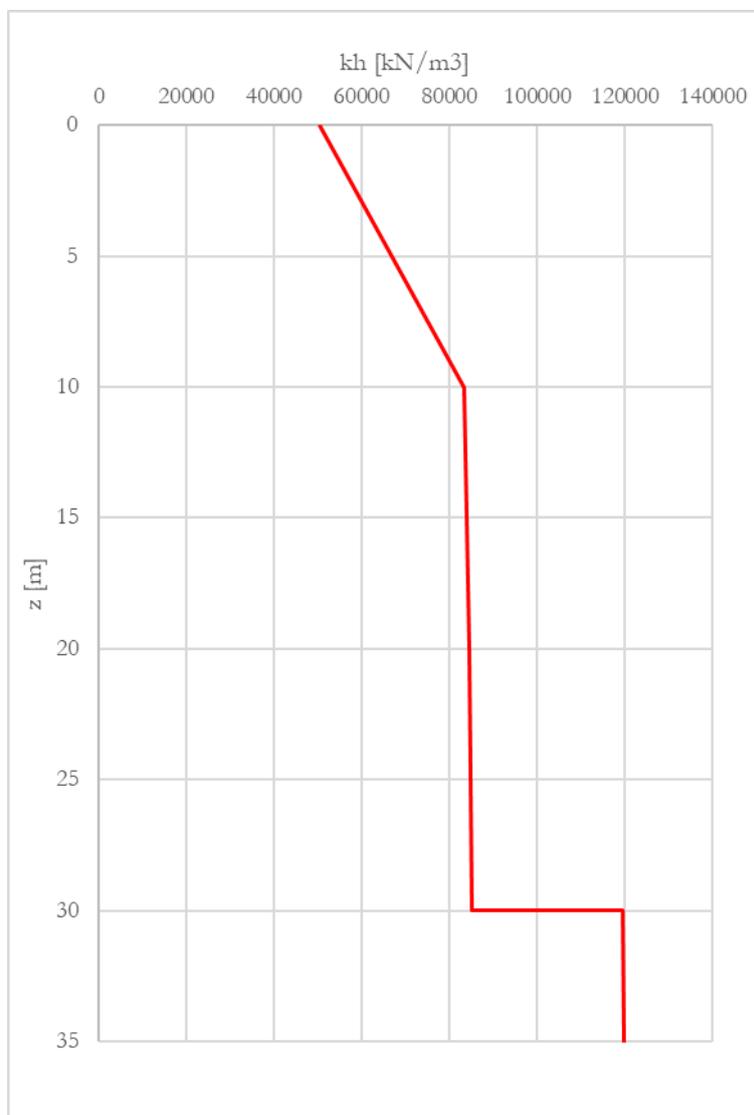
$\xi$	<b>1.00</b>
-------	-------------

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

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.1.2.1 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 10.3 – Andamento coefficiente reazione orizzontale-VI01*

#### 10.1.2.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

##### **Sollecitazioni intradosso plinto**

$N_{intr,d}$	43619	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	16346	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	588374	[kNm]	Momento risultante agente

#### 10.1.2.2.1 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:

**Definizione parametri geotecnici di base**

$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_k$ (KPa)	$\varphi'_k$ (°)	$c_{uk}$ (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
20.0	0.0	0.0	300.0	Coesivo

**LEGENDA**

$\gamma$ : peso dell'unità di volume;  
 $c'$ : coesione efficace;  
 $\varphi'$ : 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**

$N_b$	82399	[kN]	Sforzo normale alla base
$N_u$	19635	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
$V_b$	6662	[kN]	Taglio alla base
$M_b$	79535	[kNm]	Momento alla base

**Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite**

$e$	0.97	[m]	Eccentricità
$h$	4.03	[m]	
$B$	8.07	[m]	
Area(BxL)	59.36	[m <sup>2</sup> ]	
$L$	7.36	[m]	

**Fattori correttivi per il carico limite**

$s_q$	0.00	[-]
$s_g$	0.00	[-]
$s_c$	1.22	[-]
$d_q$	0.00	[-]
$d_c$	1.50	[-]
$m$	1.48	[-]
$i_g$	0.00	[-]
$i_q$	0.00	[-]
$i_c$	0.89	[-]

**Carico Limite**

$q_{lim}$	2765	[kPa]	Pressione Limite
$Q_{lim}$	164112	[kN]	Carico Limite
$N_{Ed}$	62764	[kN]	Sforzo Normale agente

**Fattore di sicurezza globale**

FS	2.6	[-]	(soddisfatta se >2.3)
----	-----	-----	-----------------------

**Esito Verifica** Verifica soddisfatta

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

**Azione trasversale di progetto**

$E_{tr,d}$  16296 [kN]

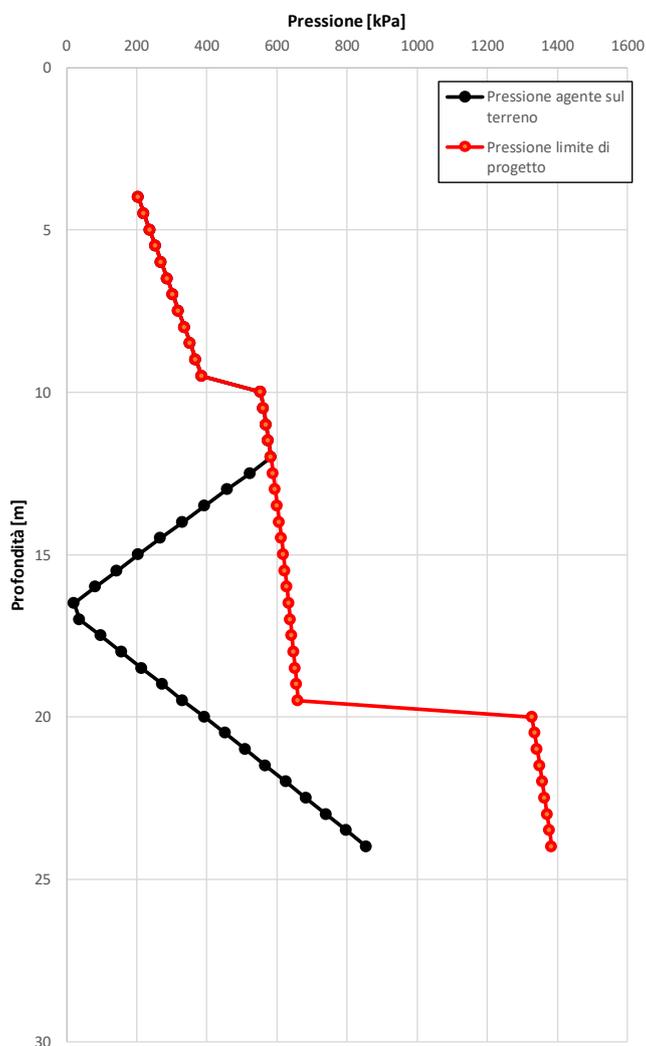
**Resistenza trasversale di progetto**

$R_{tr,d}$  136054 [kN]

**Margine di sicurezza**

MS 8.35 [-]

**Esito Verifica** *Verifica soddisfatta*



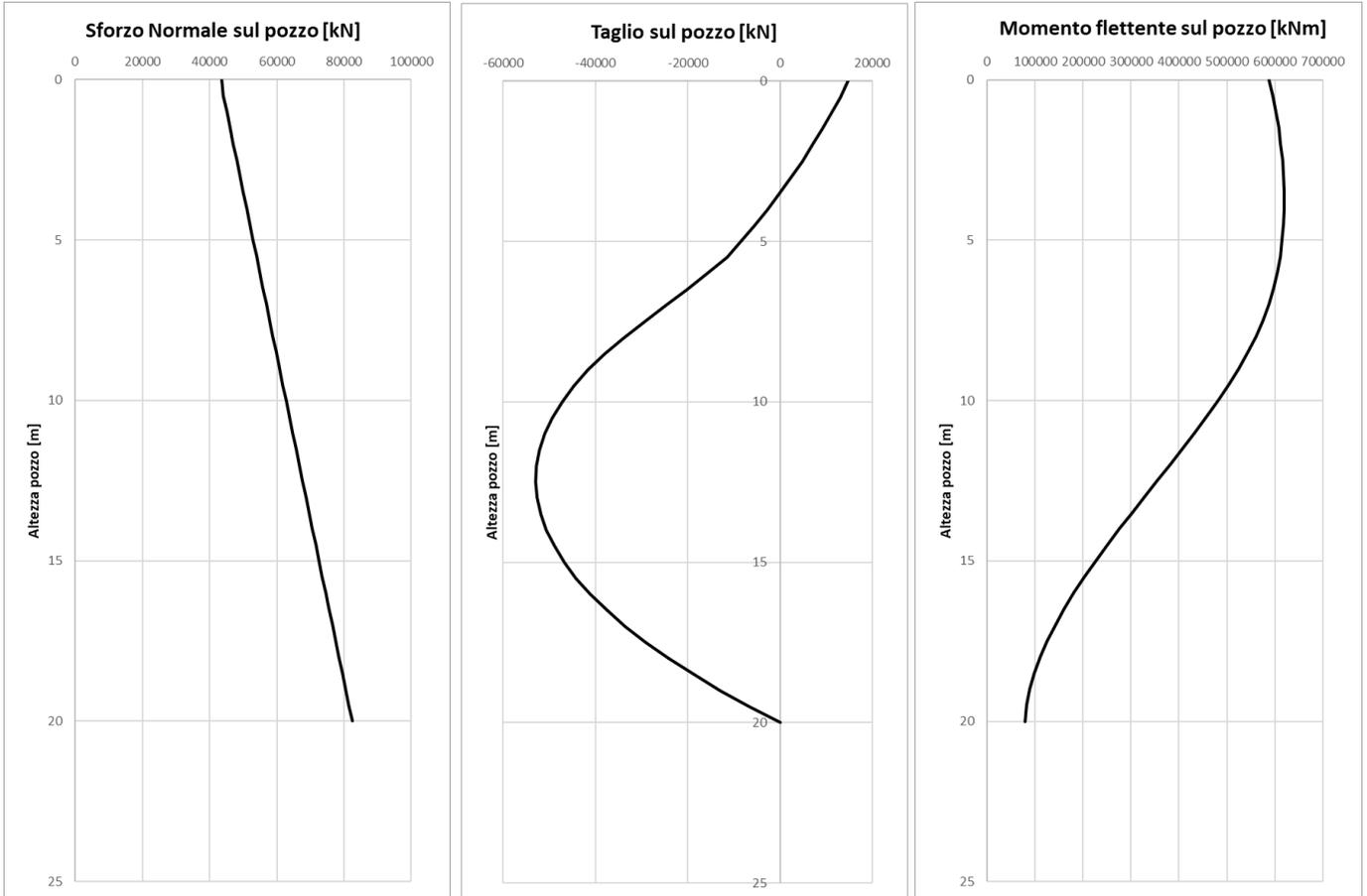
**N.B.:** le pressioni nel grafico sono riportate in valore assoluto

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

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

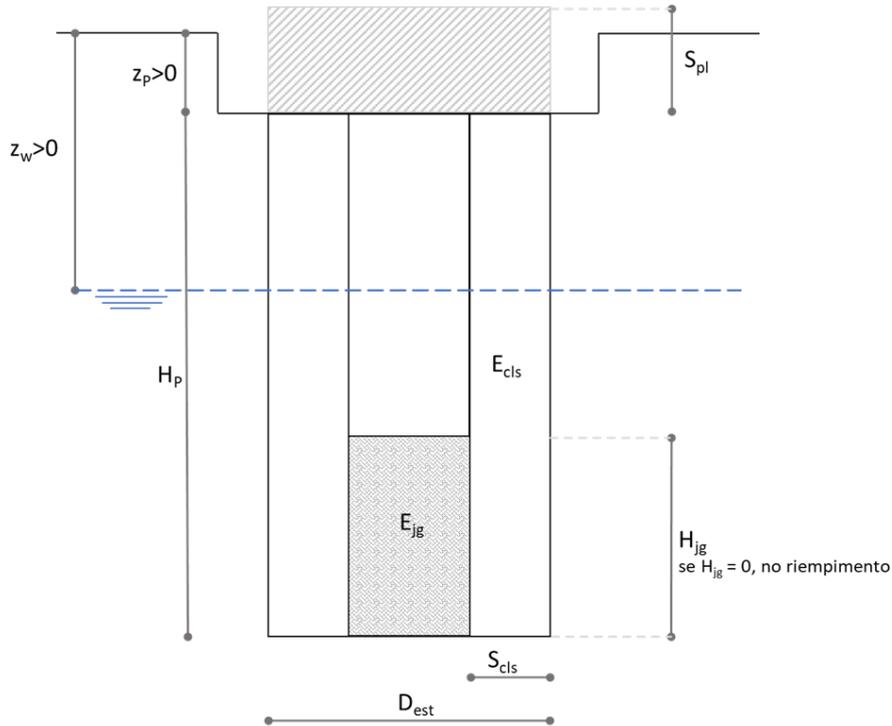
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	59 di 118

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

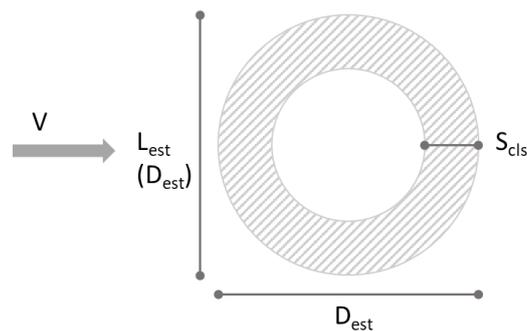


### 10.1.3 Verifiche GEO fondazioni a pozzo (P8; P9)

Per il viadotto in questione la tipologia di fondazione a pozzi è stata utilizzata in tutte le pile e le spalle.  
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	10
AVF	10
AVF	10
AVF	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
$H_p$	27	[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
$n_{strati}$	4	[-]	Numero di strati (max 12)
$n_{el}$	54	[m]	numero di elementi

### Definizione materiali costituenti il pozzo

$\gamma_{cls}$	25	[kN/m <sup>3</sup> ]	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
$\gamma_{jg}$		[kN/m <sup>3</sup> ]	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	$Z_{TOP}$	$Z_{BOTTOM}$	$\gamma_k$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$c_{uk}$	$k_H$	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m <sup>3</sup>	(-)
1	UG1	10.00	0.00	10.00	19.0	0.0	30.0	0.0	65000	Incoerente
2	UG1	10.00	10.00	20.00	20.0	0.0	0.0	150.0	84000	Coesivo
3	UG1	10.00	20.00	30.00	20.0	0.0	0.0	300.0	85000	Coesivo
4	UG1	10.00	30.00	40.00	20.0	0.0	0.0	450.0	120000	Coesivo

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

Strato: indice dello strato;	$\gamma$ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	$c'$ : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	$\varphi'$ : 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/m<sup>3</sup>]

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  $\xi$  che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

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

Combinazione	$\gamma_T$
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	<b>1.00</b>

**Fattore riduttivo della resistenza**

$\xi$	<b>1.00</b>
-------	-------------

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

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:

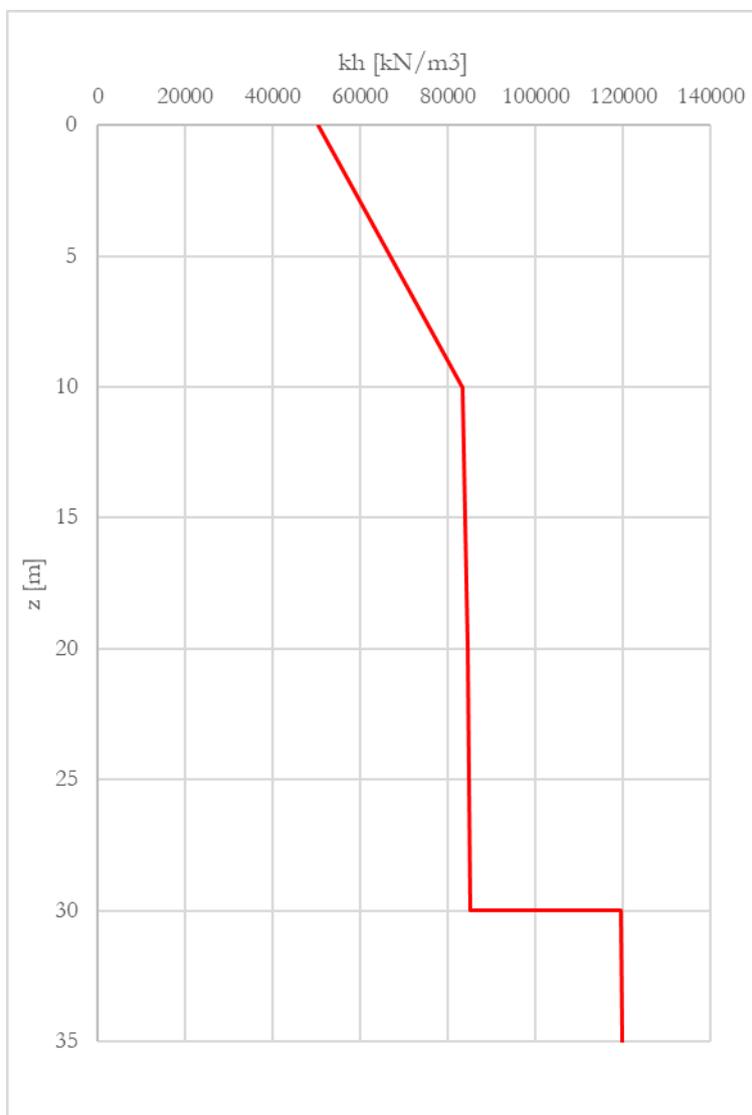


Figura 10.4 – Andamento coefficiente reazione orizzontale-VI01

### 10.1.3.2 Combinazione SLV

La combinazione SLV utilizzata:

#### **Sollecitazioni intradosso plinto**

$N_{intr,d}$	66230	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	29078	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	878472	[kNm]	Momento risultante agente

#### 10.1.3.2.1 Verifica a carico limite verticale



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA  
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA  
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA  
LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	V10003 001	C	64 di 118

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	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	65 di 118

### Definizione parametri geotecnici di base

$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_k$ (KPa)	$\varphi'_k$ (°)	$c_{uk}$ (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
20.0	0.0	0.0	450.0	Coesivo

### LEGENDA

$\gamma$ : peso dell'unità di volume;  
 $c'$ : coesione efficace;  
 $\varphi'$ : 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

$N_b$	118754	[kN]	Sforzo normale alla base
$N_u$	25133	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
$V_b$	7492	[kN]	Taglio alla base
$M_b$	42170	[kNm]	Momento alla base

### Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

$e$	0.36	[m]	Eccentricità
$h$	4.64	[m]	
$B$	9.29	[m]	
Area( $B \times L$ )	71.44	[m <sup>2</sup> ]	
$L$	7.69	[m]	

### Fattori correttivi per il carico limite

$s_q$	0.00	[-]
$s_g$	0.00	[-]
$s_c$	1.24	[-]
$d_q$	0.00	[-]
$d_c$	1.51	[-]
$m$	1.45	[-]
$i_g$	0.00	[-]
$i_q$	0.00	[-]
$i_c$	0.93	[-]

### Carico Limite

$q_{lim}$	4376	[kPa]	Pressione Limite
$Q_{lim}$	312619	[kN]	Carico Limite
$N_{Ed}$	93621	[kN]	Sforzo Normale agente

### Fattore di sicurezza globale

FS	3.3	[-]	(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**

$E_{tr,d}$             29078      [kN]

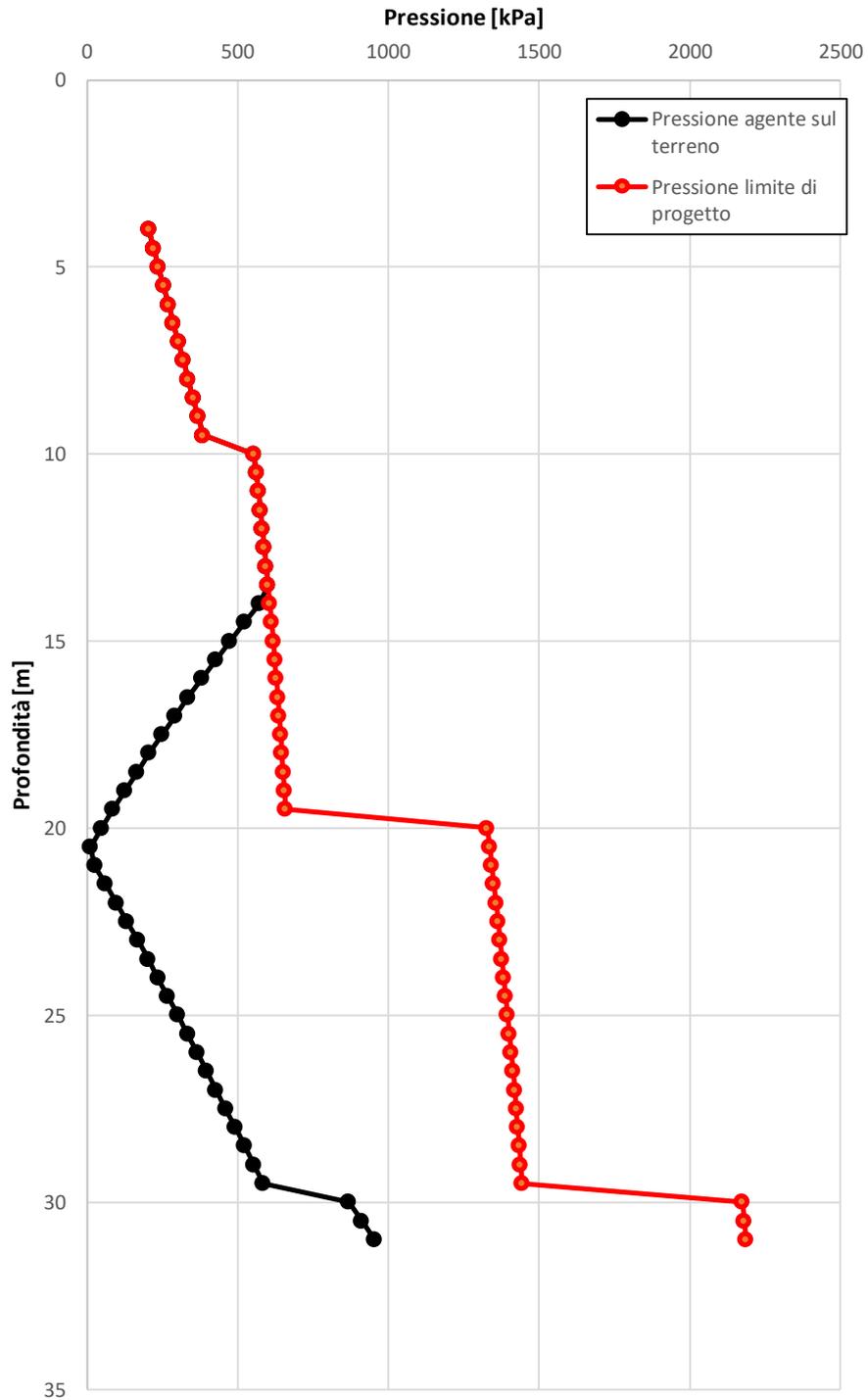
#### **Resistenza trasversale di progetto**

$R_{tr,d}$             244751      [kN]

#### **Margine di sicurezza**

$MS$                 8.42        [-]

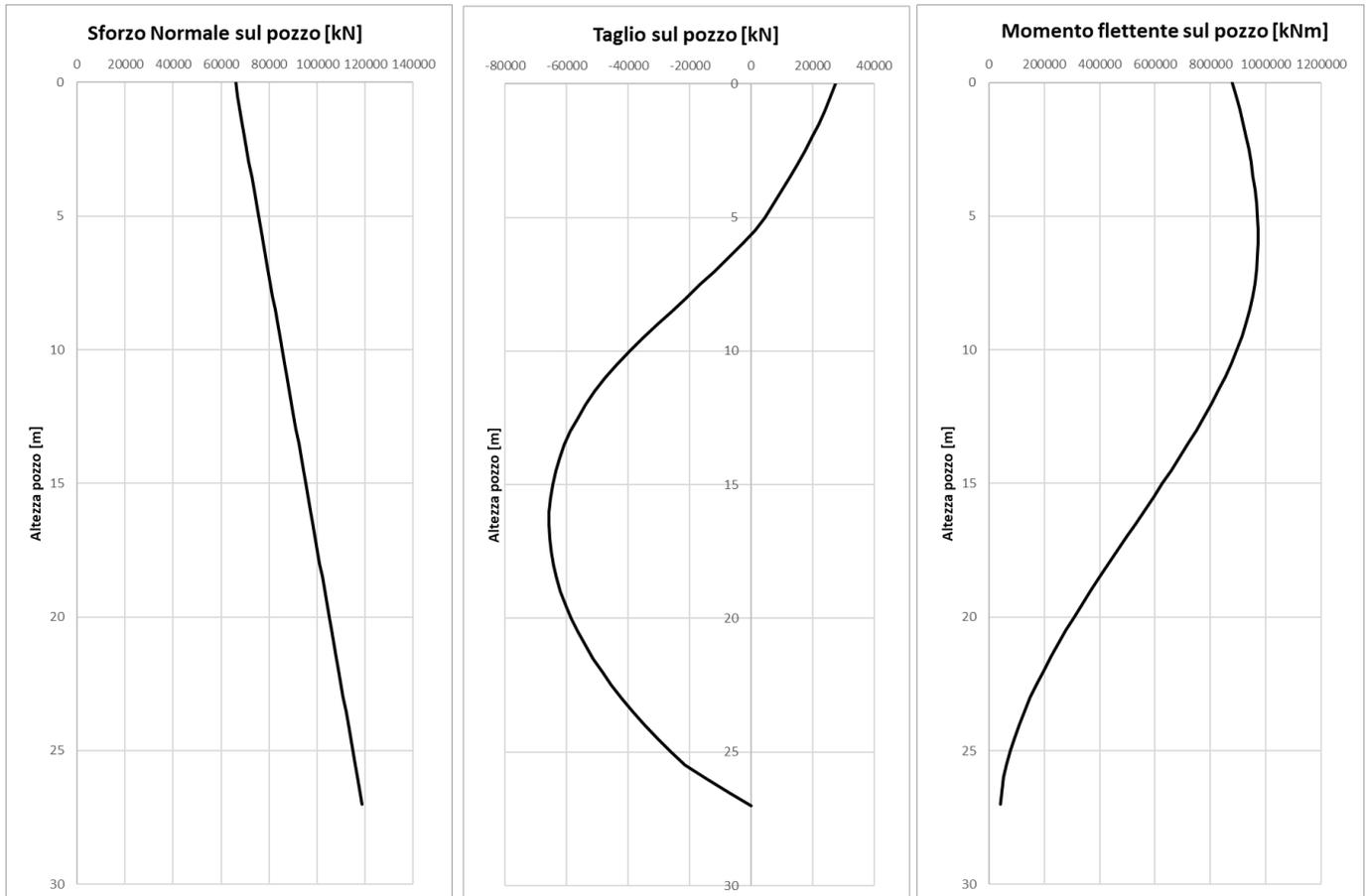
**Esito Verifica**            *Verifica soddisfatta*



**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 soddisfatta.

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



### 10.1.3.3 Combinazione SLU in caso di scalzamento P8

In corrispondenza dello scavalco del Fiume Bianco, vi è la pila n°8 per la quale è previsto uno scalzamento di 16.5 m. Data la natura dei terreni sottostanti, si prevede lo scalzamento dei depositi superficiali ( $b_n$ ) in quanto lo strato di base, costituito da argille e calcari (ALV), si ritiene non possa essere scalzato.

La combinazione SLV utilizzata:

#### **Sollecitazioni intradosso plinto**

$N_{intr,d}$	96906	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	6665	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	165485	[kNm]	Momento risultante agente

#### 10.1.3.3.1 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	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	70 di 118

### Definizione parametri geotecnici di base

$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_k$ (KPa)	$\varphi'_k$ (°)	$c_{uk}$ (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
20.0	0.0	0.0	450.0	Coesivo

### LEGENDA

$\gamma$ : peso dell'unità di volume;

$c'$ : coesione efficace;

$\varphi'$ : 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

$N_b$	149430	[kN]	Sforzo normale alla base
$N_u$	25133	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
$V_b$	1763	[kN]	Taglio alla base
$M_b$	10495	[kNm]	Momento alla base

### Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

$e$	0.07	[m]	Eccentricità
$h$	4.93	[m]	
$B$	9.86	[m]	
Area( $B \times L$ )	77.14	[m <sup>2</sup> ]	
$L$	7.82	[m]	

### Fattori correttivi per il carico limite

$s_q$	0.00	[-]
$s_g$	0.00	[-]
$s_c$	1.25	[-]
$d_q$	0.00	[-]
$d_c$	1.51	[-]
$m$	1.44	[-]
$i_g$	0.00	[-]
$i_q$	0.00	[-]
$i_c$	0.99	[-]

### Carico Limite

$q_{lim}$	4617	[kPa]	Pressione Limite
$Q_{lim}$	356116	[kN]	Carico Limite
$N_{Ed}$	124297	[kN]	Sforzo Normale agente

### Fattore di sicurezza globale

FS	2.9	[-]	(soddisfatta se >2.3)
----	-----	-----	-----------------------

**Esito Verifica** Verifica soddisfatta

### 10.1.3.3.2 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**

$E_{tr,d}$                     6665        [kN]

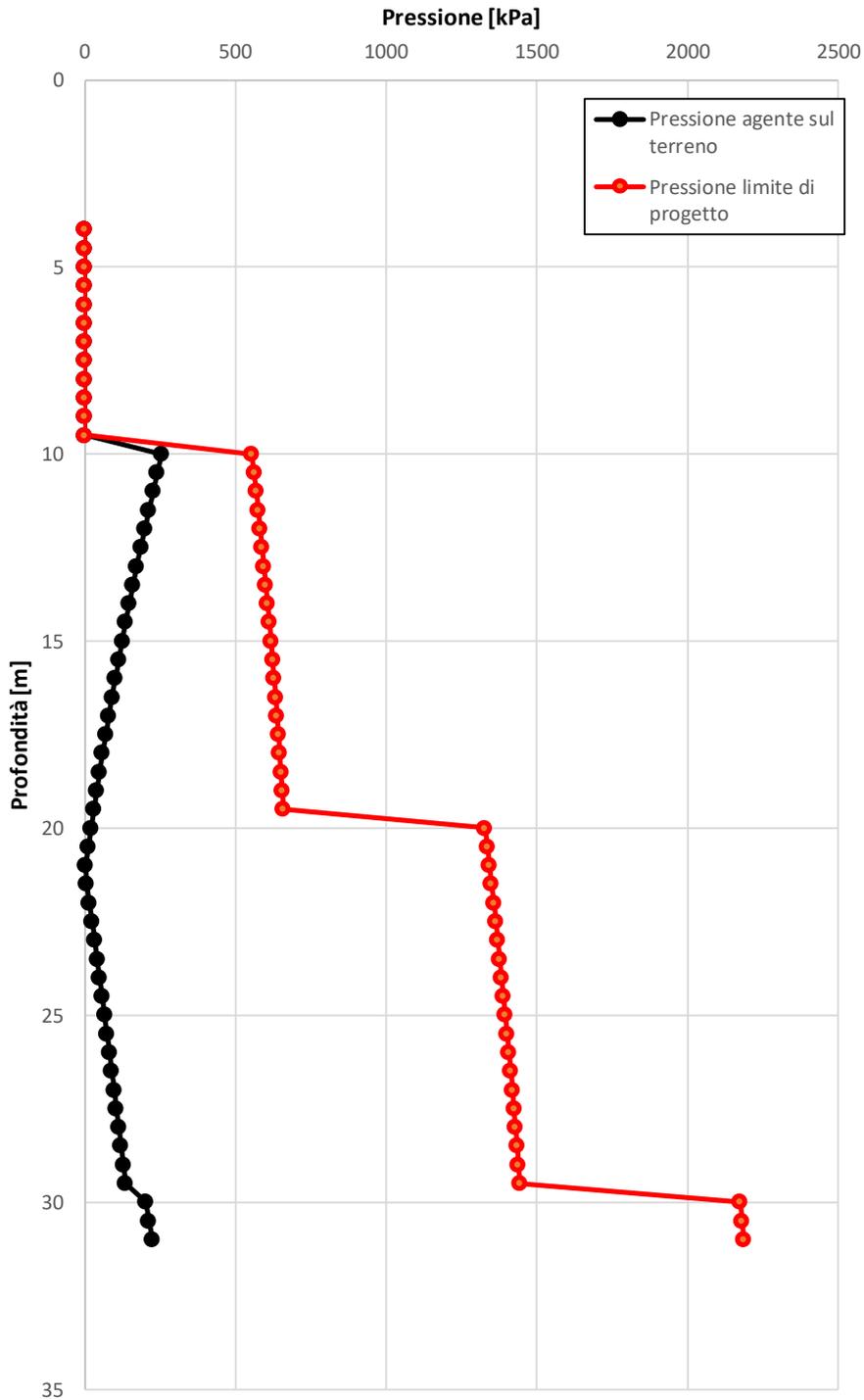
#### **Resistenza trasversale di progetto**

$R_{tr,d}$                     227548    [kN]

#### **Margine di sicurezza**

$MS$                         34.14       [-]

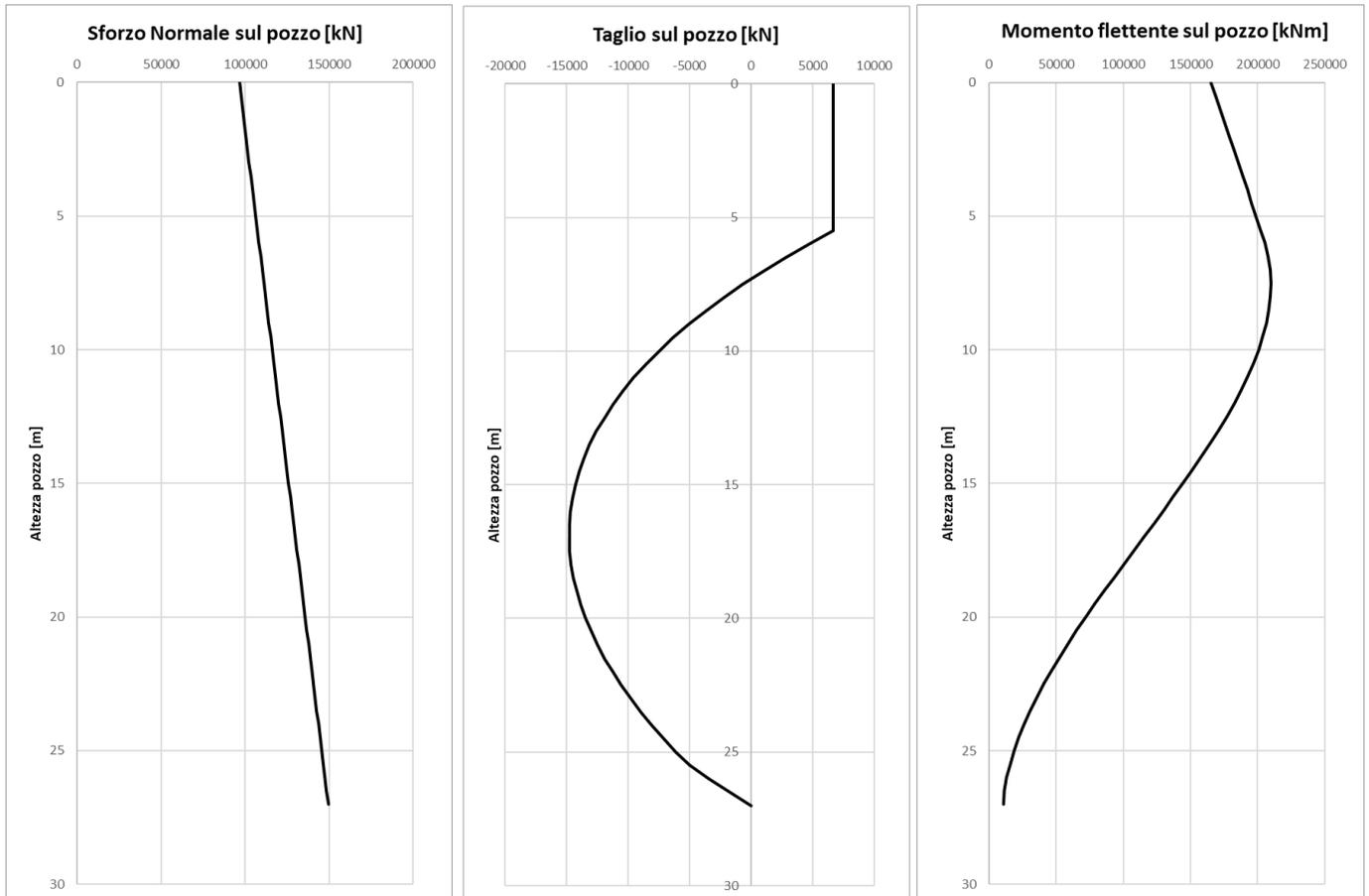
**Esito Verifica**            *Verifica soddisfatta*



**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 soddisfatta.

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



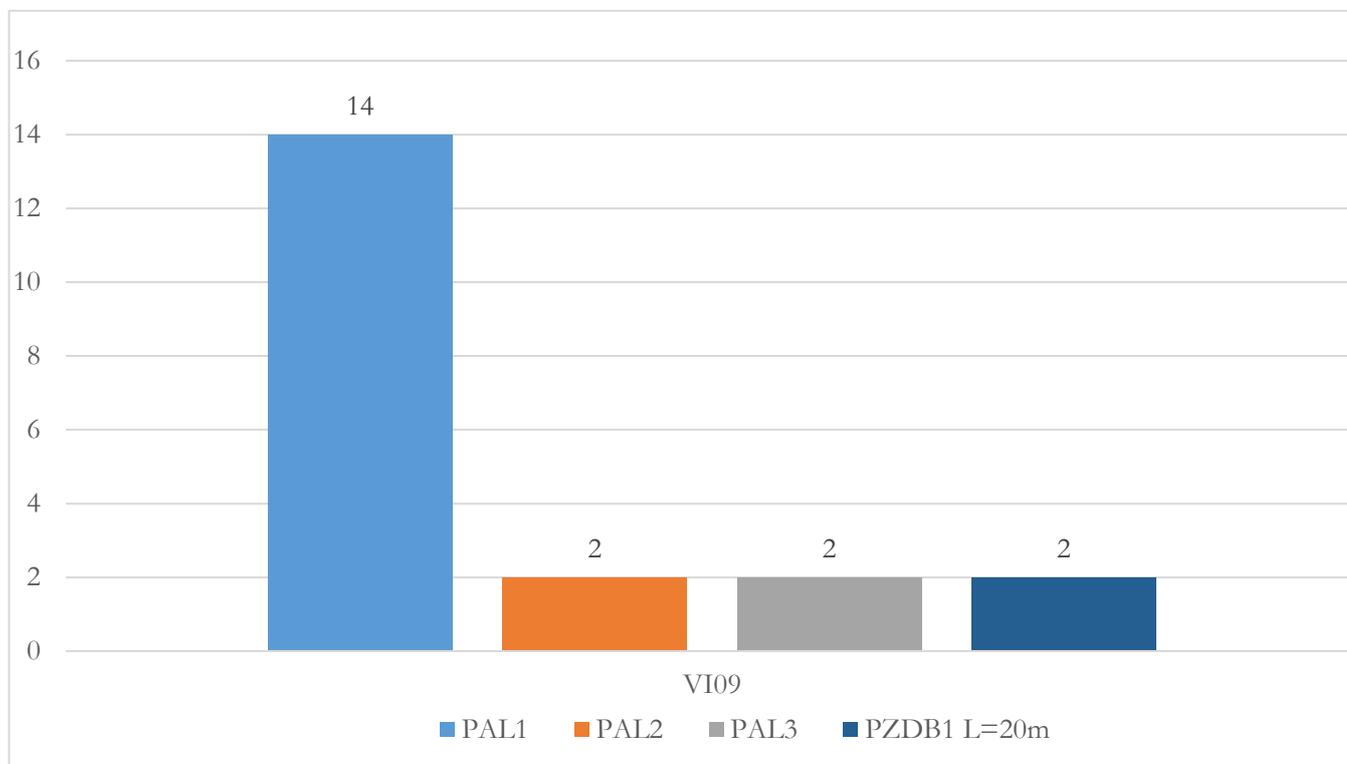
### 10.2 Viadotto VI09

Il viadotto VI09, previsto tra le Pk 23+171 e Pk 23+756, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 585 m. 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 80 m. La spalla B alla Pk-23+756 è realizzata sul gallerodotto SL54.

Nella tabella che segue sono riportati sinteticamente i tipologici di fondazione associati ad ogni sottostruttura del viadotto in oggetto.

*Tabella 10.3: VI09 - Tipologico Fondazioni*

VI09 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
SA; P17	PAL2	-	40	11
da P1 a P14	PAL1	-	40	8
P15-P16	PAL3	-	40	16
P18; SB	PZDB1	15	20	-



*Figura 10.5: VI09 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione*

Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

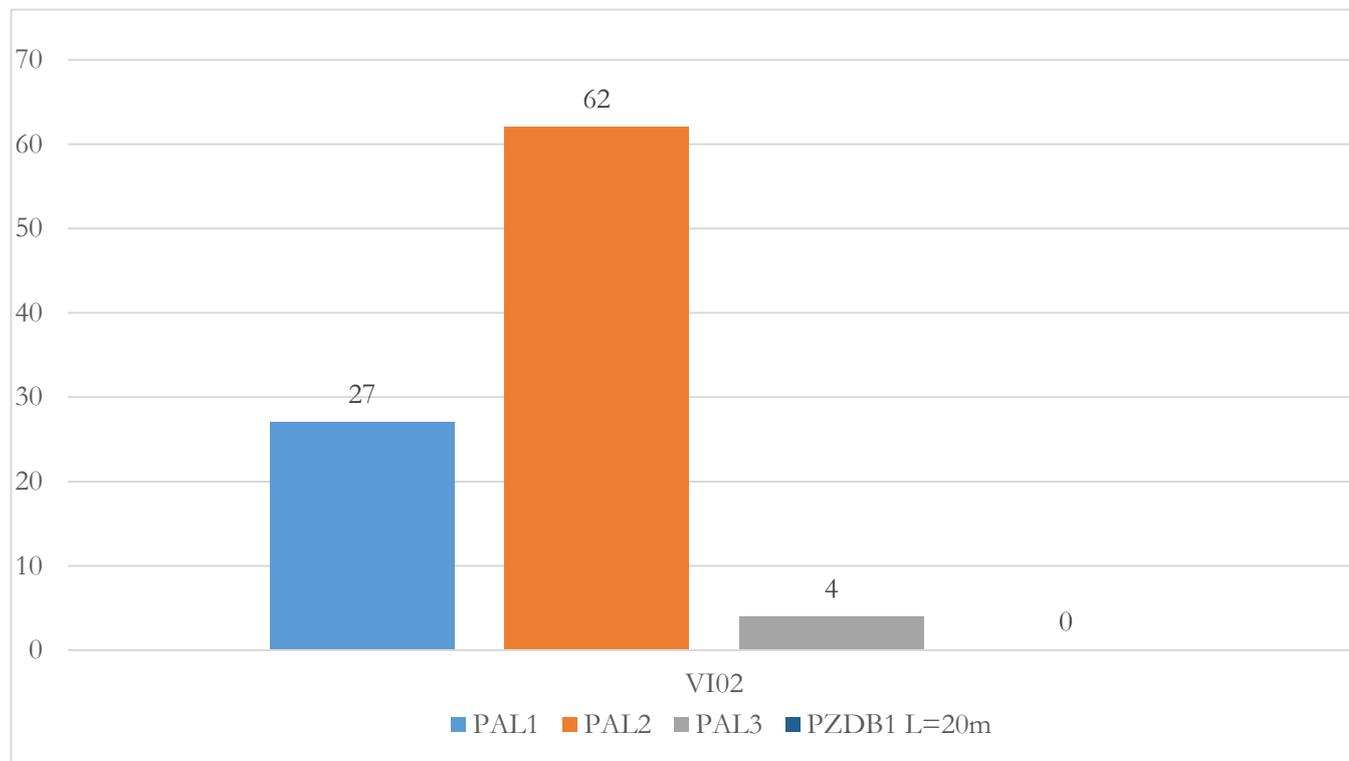
### 10.3 Viadotto VI02

Il viadotto VI02, previsto tra le Pk 23+931 e Pk 27+211, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 3280 m. 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-cl. La spalla A alla Pk 23+931 è realizzata sul gallerodotto SL54, mentre la spalla B alla Pk 27+211 è realizzata sul gallerodotto SL50.

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

**Tabella 10.4: VI02 - Tipologico Fondazioni**

VI02 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
da P8 a P34	PAL1	-	40	8
P2-P3-P6-P7; da P34 a P90; SB	PAL2	-	40	11
SA; P1-P4-P5;	PAL3	-	40	16



**Figura 10.6: VI02 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione**

Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

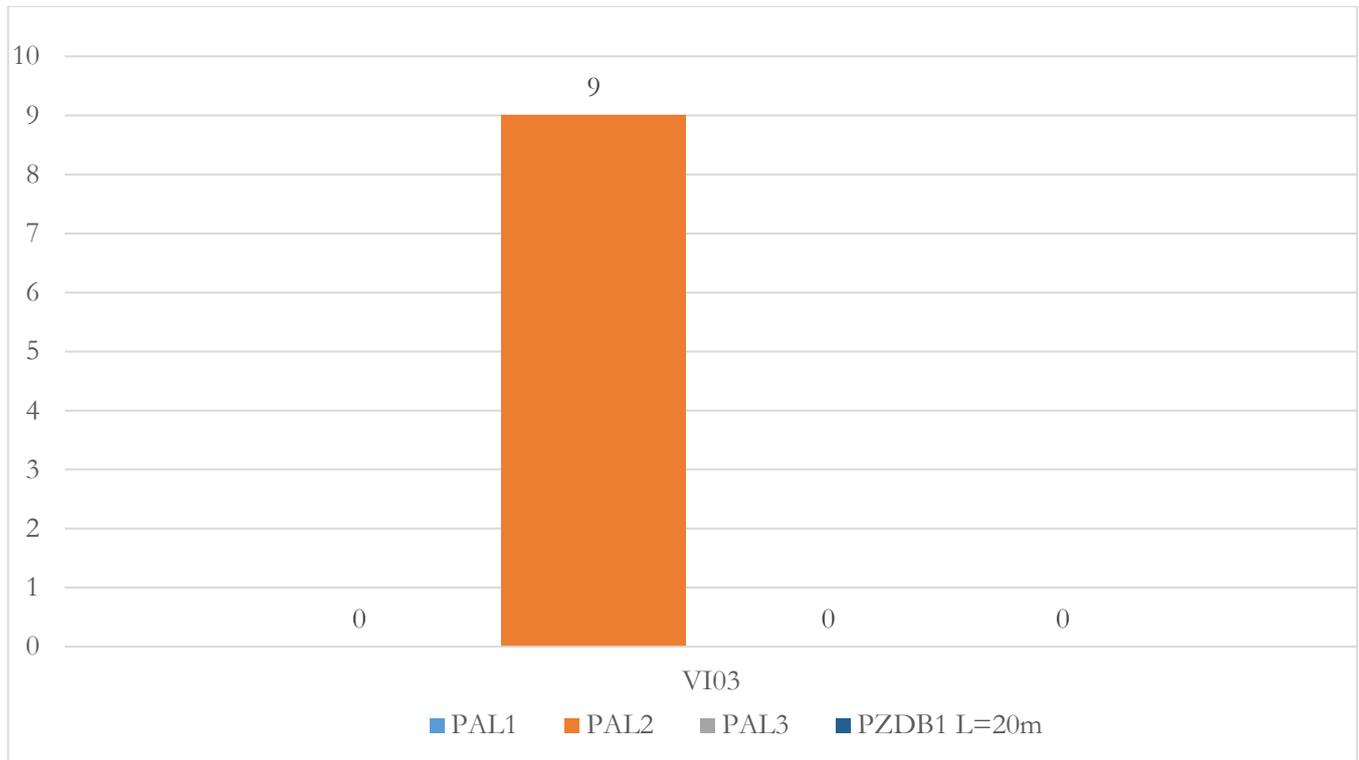
#### 10.4 Viadotto VI03

Il viadotto VI03, previsto tra le Pk 27+676 e Pk 27+996, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 320 m. È costituito da una serie di campate da 40 m in sezione mista acciaio-clc. La spalla A alla Pk 27+676 è realizzata sul gallerodotto SL50, mentre la spalla B alla Pk 27+996 è realizzata sul gallerodotto SL51.

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

*Tabella 10.5: VI03 - Tipologico Fondazioni*

VI03 Doppio Binario			
Sottostruttura	Tipologico fondazione	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
SA; da P1 a P7; SB	PAL2	40	11



*Figura 10.7: VI03 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione*

Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

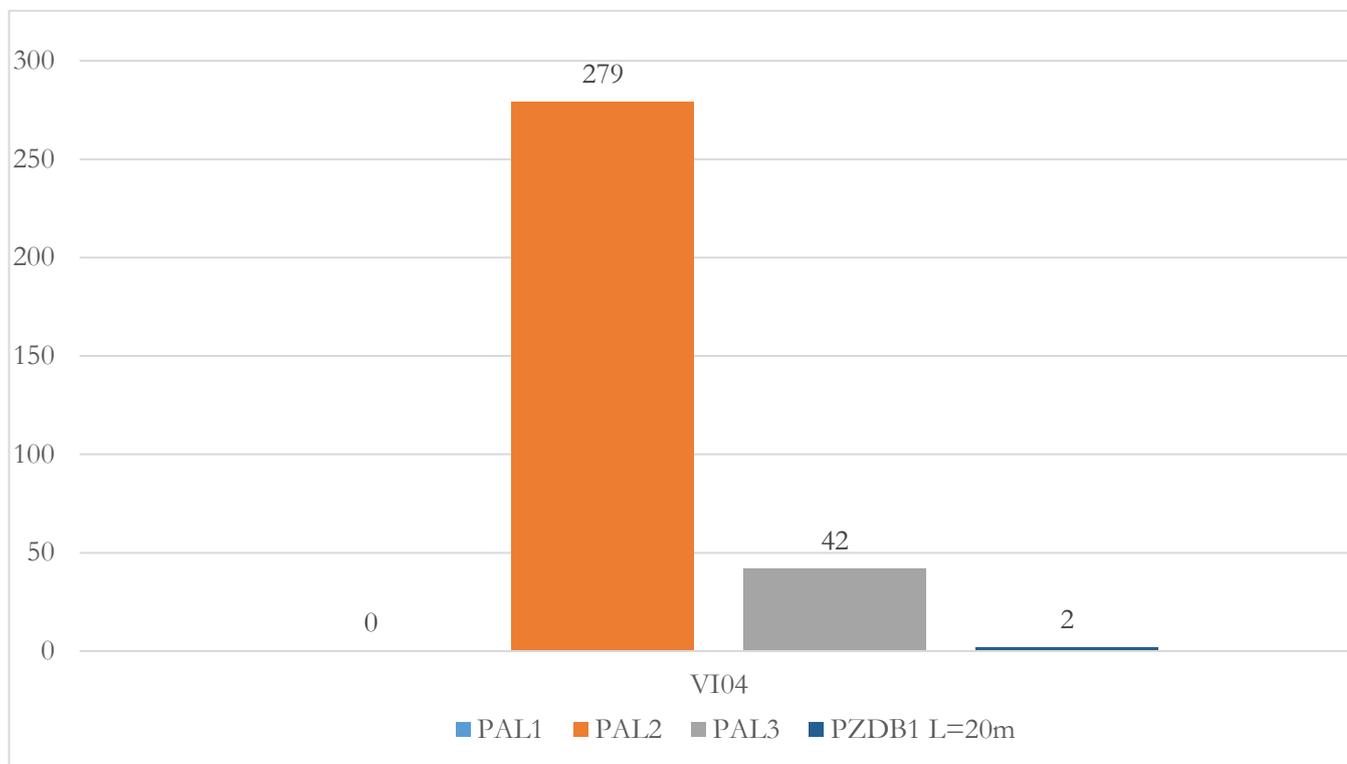
### 10.5 Viadotto VI04

Il viadotto VI04, previsto tra le Pk 28+227 e Pk 41+487, appartiene all'area del Vallo di Diano ed ha una lunghezza complessiva di 13260 m. È costituito da una serie di campate da 40 m/50 m in sezione mista acciaio-clc e una campata ad arco metallico da 80 m. La spalla A alla Pk 28+227 è realizzata sul gallerodotto SL51.

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

**Tabella 10.6: VI04 - Tipologico Fondazioni**

VI04 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
SA; P1	PZDB1	15	20	-
da P4 a P87; da P93 a P132; da P138 a P164; da P170 a P195; da P201 a P223; da P229 a P232; da P238 a P257; da P263 a P280; da P286 a P321; SB	PAL2	-	40	11
P2-P3; da P88 a P92; da P133 a P137; da P165 a P169; da P196 a P200; da P224 a P228; da P233 a P237; da P258 a P262; da P281 a P285;	PAL3	-	40	16



*Figura 10.8: VI04 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione*

Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

### 10.6 Viadotto VI05

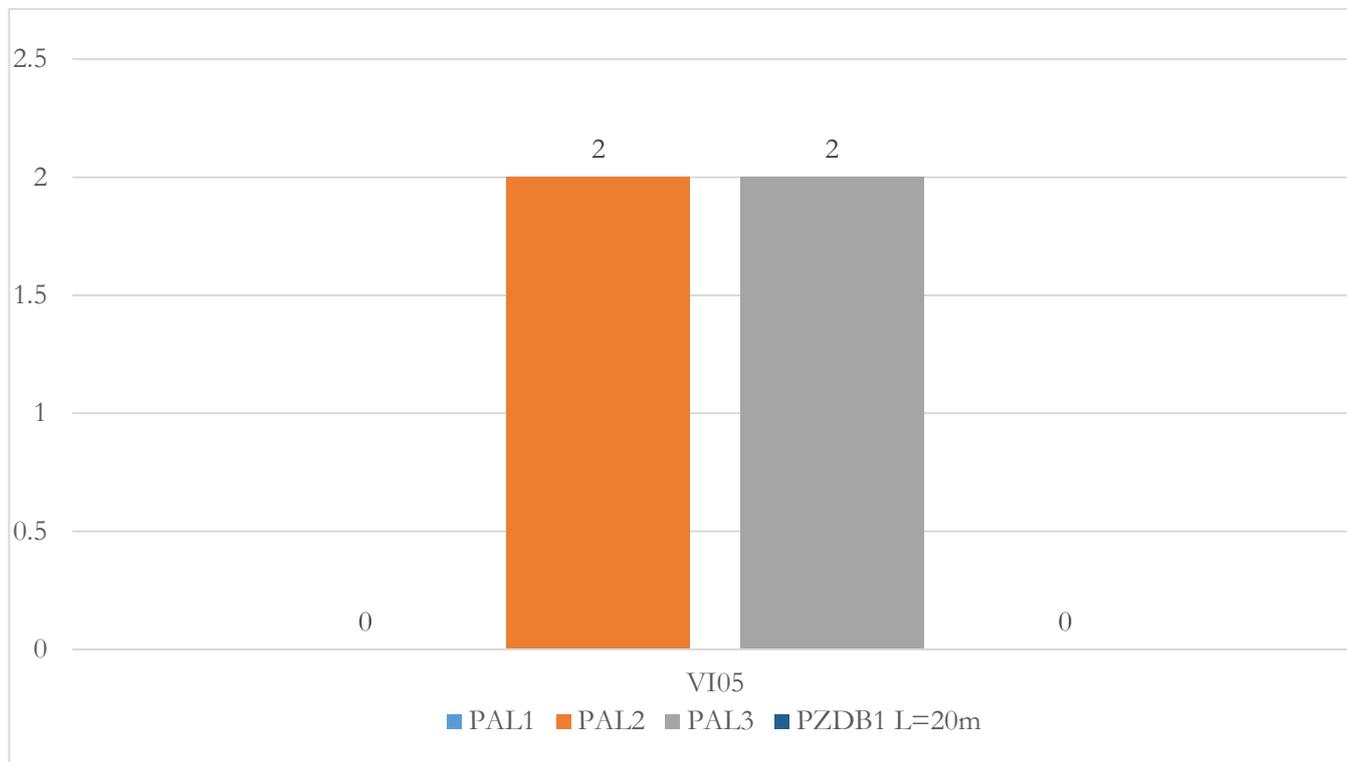
Il viadotto denominato VI05, previsto tra le progressive chilometriche 41+996 e 42+116, appartiene alla zona geologica del Vallo di Diano. Il viadotto presenta una lunghezza complessiva di 120 m ed è costituito da campate da 40 m.

Il viadotto VI05, previsto tra le Pk 41+996 e Pk 42+116, appartiene all'area del Vallo di Diano ed ha una lunghezza di 120 m. È costituito da campate da 40 m in sezione mista acciaio – cls.

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

**Tabella 10.7: VI05 - Tipologico Fondazioni**

VI05 Doppio Binario			
Sottostruttura	Tipologico fondazione	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
P1-P2	PAL2	40	11
SA; SB	PAL3	40	16



**Figura 10.9: VI05 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione**

Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

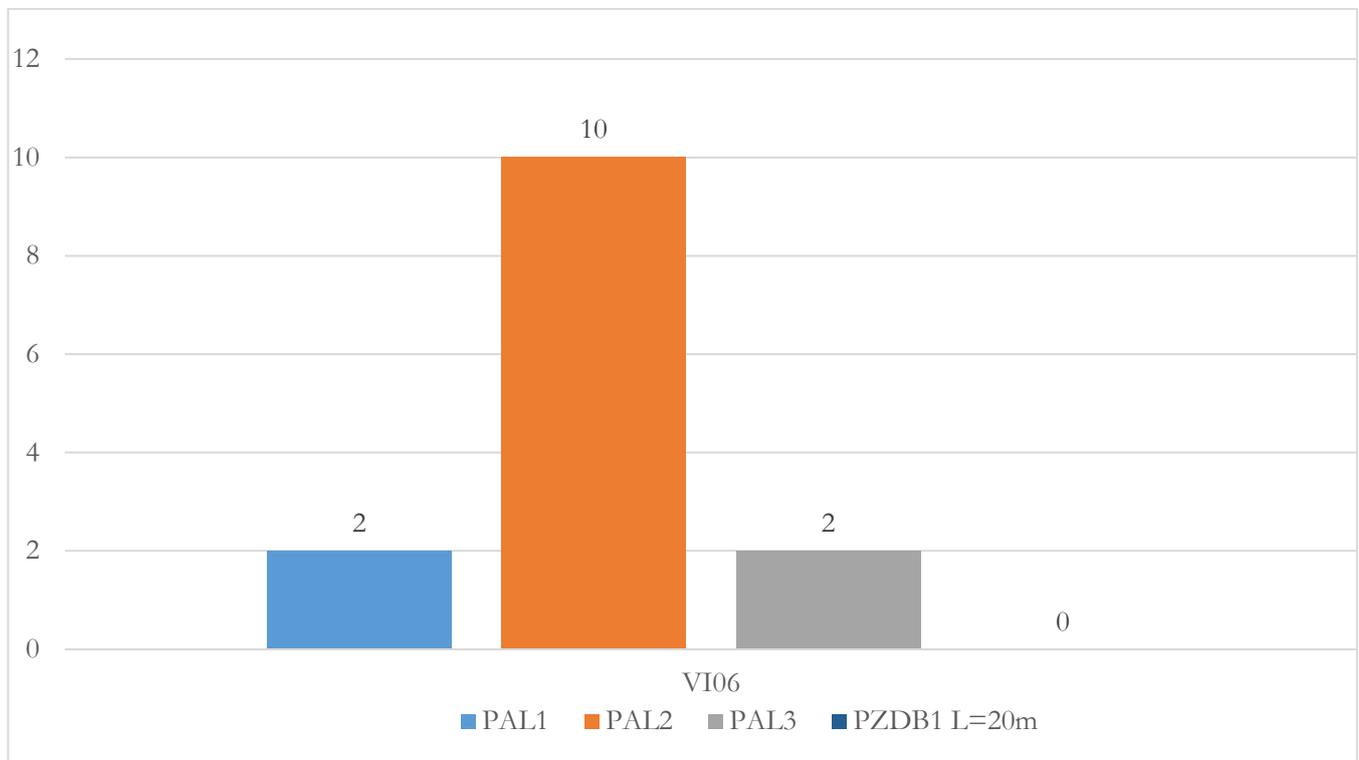
### 10.7 Viadotto VI06

Il viadotto VI06, previsto tra le Pk 45+026 e Pk 45+496, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 470 m. 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-cl.s. La spalla B alla Pk 45+496 è realizzata sullo scatolare SL53.

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

**Tabella 10.8: VI06 - Tipologico Fondazioni**

VI06 Doppio Binario			
Sottostruttura	Tipologico fondazione	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
P1-P2	PAL1	40	8
SA; da P3 a P10; SB	PAL2	40	11
P11-P12;	PAL3	40	16



**Figura 10.10: VI06 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione**

Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

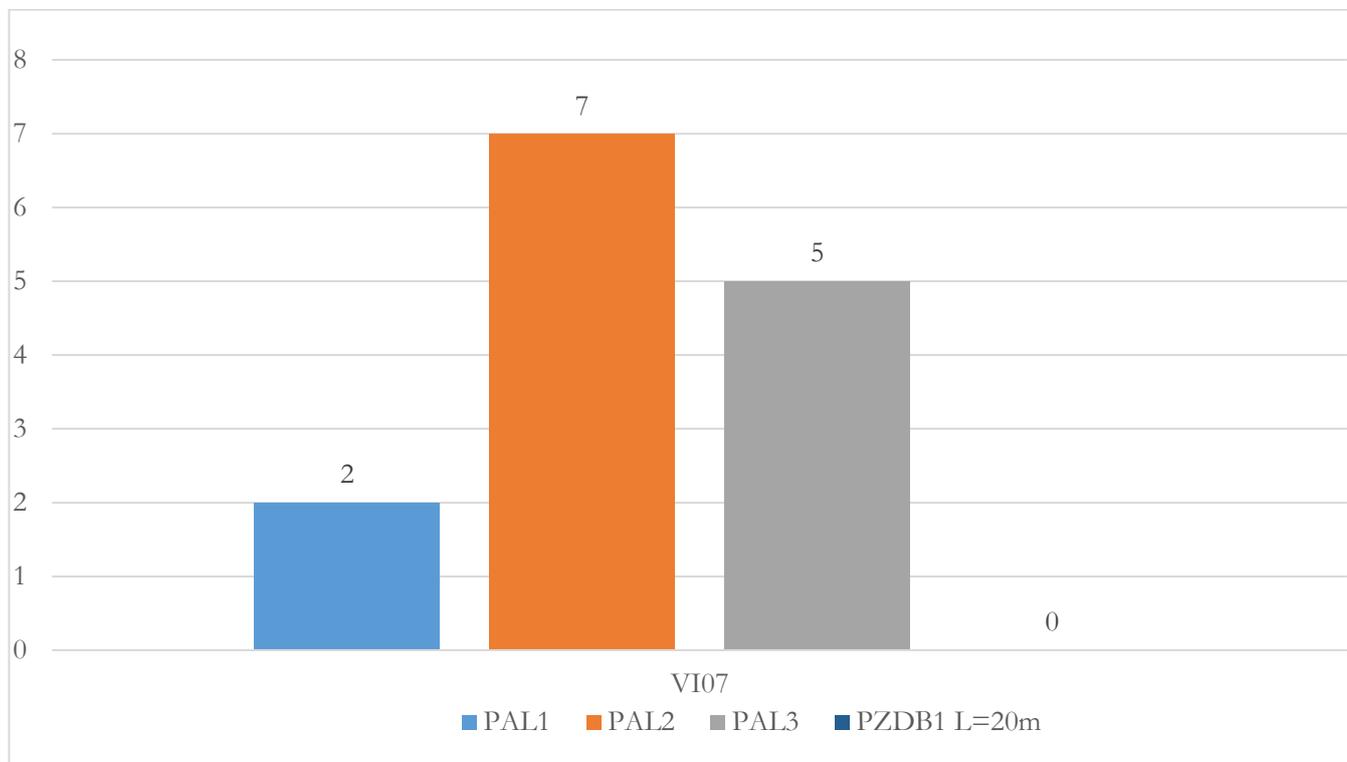
### 10.8 Viadotto VI07

Il viadotto VI07, previsto tra le Pk 45+526 e Pk 46+026, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 500 m. 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-cl. La spalla A alla Pk 45+526 è realizzata sullo scatolare SL53.

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

*Tabella 10.9: VI07 - Tipologico Fondazioni*

VI07 Doppio Binario			
Sottostruttura	Tipologico fondazione	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
P1; P2	PAL1	40	8
SA; da P3 a P6; P12; SB	PAL2	40	11
da P7 a P11	PAL3	40	16



*Figura 10.11: VI07 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione*

Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

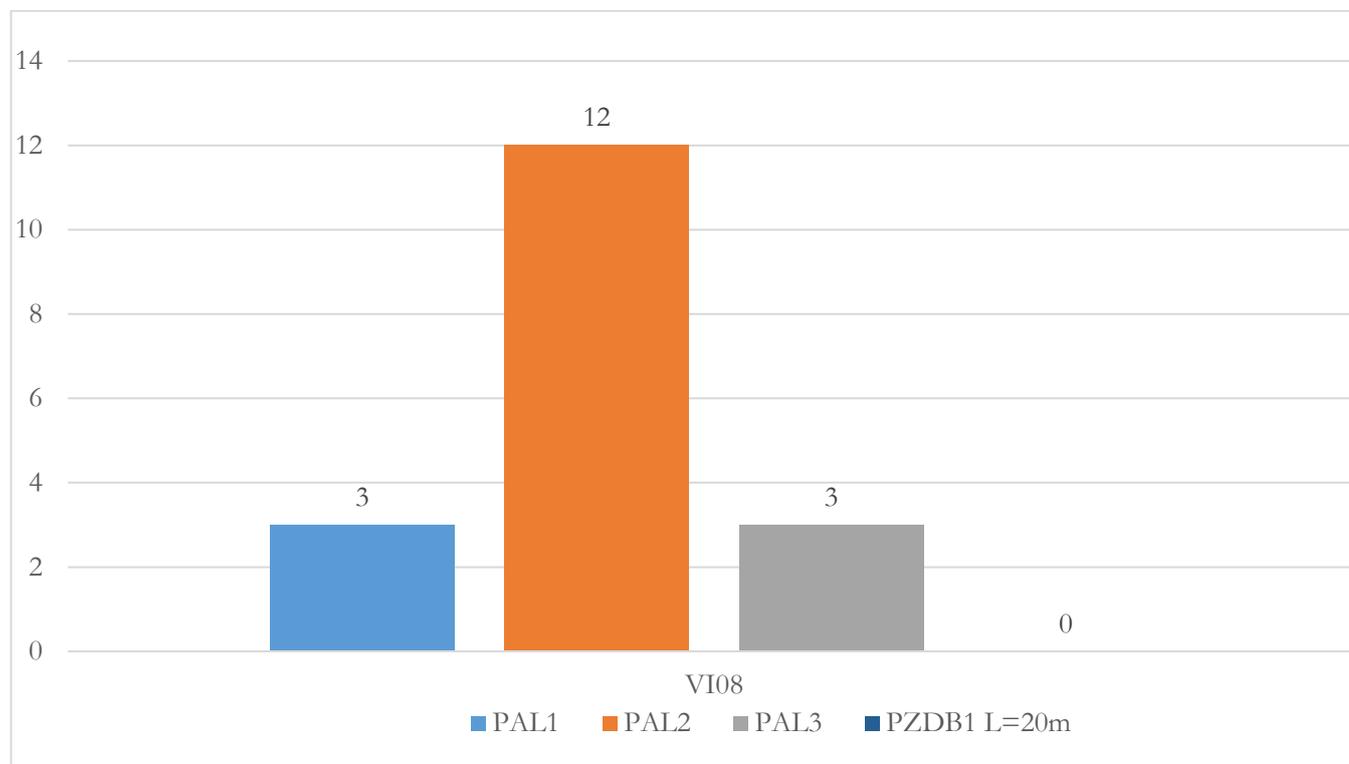
### 10.9 Viadotto VI08

Il viadotto VI08, previsto tra le Pk 46+625 e Pk 47+250, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 625 m. 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-clc

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

**Tabella 10.10: VI08 - Tipologico Fondazioni**

VI08 Doppio Binario			
Sottostruttura	Tipologico fondazione	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
da P1 a P3	PAL1	40	8
SA; da P4 a P13; SB	PAL2	40	11
da P14 a P16	PAL3	40	16



**Figura 10.12: VI08 - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione**

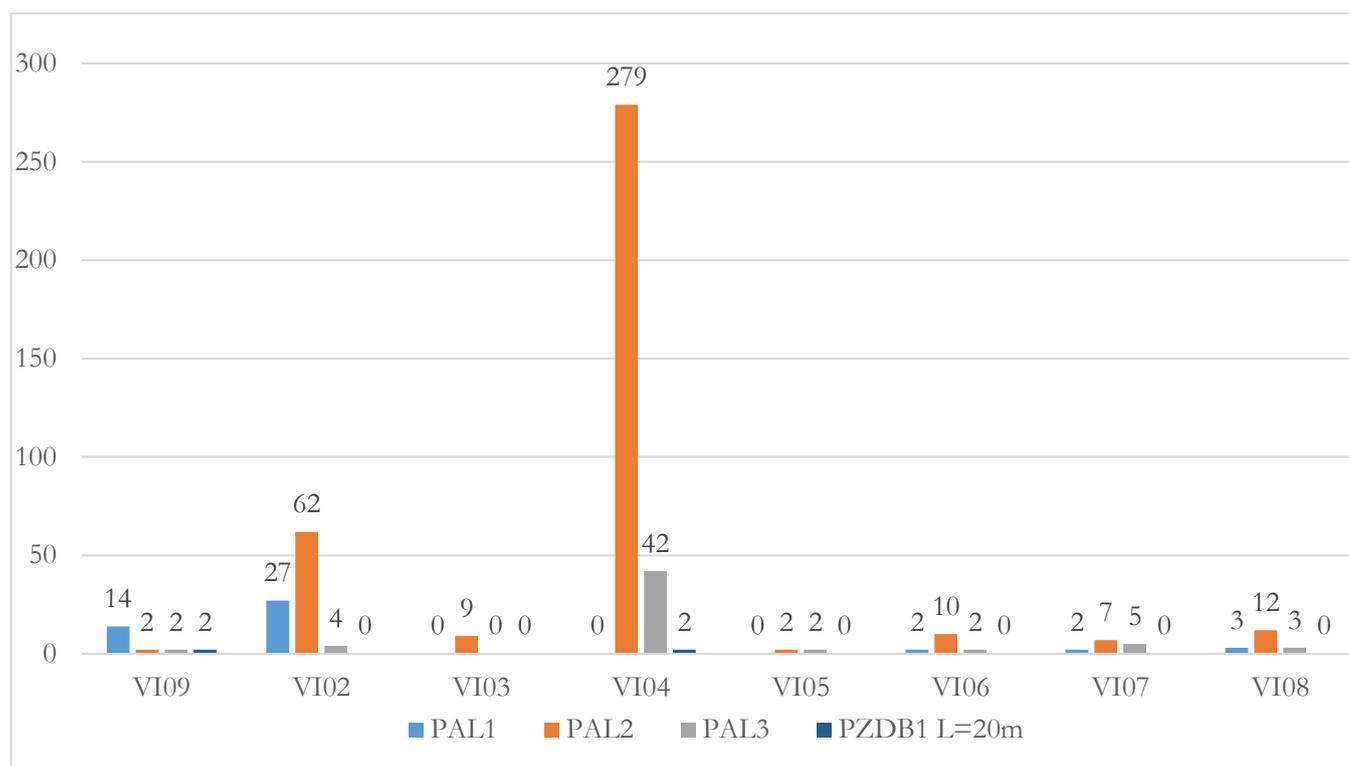
Nella presente fase progettuale, per i tipologici di fondazione riportati in tabella, sono state eseguite unicamente le verifiche dimensionanti riportate al Cap. 10.10.

### 10.10 Verifica Fondazioni Vallo di Diano

Nel seguente capitolo sono illustrate le verifiche dimensionanti dei tipologici di fondazione dei viadotti ubicati nella tratta di linea ricadente del Vallo di Diano. Nella Tabella 10.11 è riportata la distribuzione dei vari tipologici per tutti i viadotti.

*Tabella 10.11: Sintesi Fondazioni Vallo di Diano*

	VI09	VI02	VI03	VI04	VI05	VI06	VI07	VI08	Tot
PAL1	14	24	0	0	0	2	2	3	45
PAL2	2	62	9	279	2	10	7	12	422
PAL3	2	6	0	42	2	2	5	3	62
PZDB1	2	0	0	2	0	0	0	0	4



*Figura 10.13: Istogramma Sintesi Fondazioni Vallo di Diano*

### 10.10.1 Stratigrafia di calcolo

La stratigrafia di riferimento è riportata 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 <sub>TOP</sub>	Z <sub>BOTTOM</sub>	Δz <sub>i</sub>	γ <sub>k</sub>	c' <sub>k</sub>	φ' <sub>k</sub>	c <sub>uk</sub>	potesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(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<sub>i</sub>: 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<sub>TOP</sub>: profondità del tetto dello strato;

φ': angolo di attrito efficace;

Z<sub>BOTTOM</sub>: profondità della base dello strato;

c<sub>u</sub>: coesione non drenata.

**Stratigrafia del problema e coefficienti di calcolo per formule statiche**

**Metodo AASHTO**

Strato	Unità geotecnica	a	k	μ	α	N <sub>q</sub> *	N <sub>c</sub>	q <sub>b,lim</sub>	q <sub>s,lim</sub>
(-)	(-)	(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<sub>q</sub>\*, N<sub>c</sub>: fattori di capacità portante

μ: coefficiente di attrito palo-terreno;

q<sub>b,lim</sub>, q<sub>s,lim</sub>: valori limite della resistenza unitaria di base e laterale

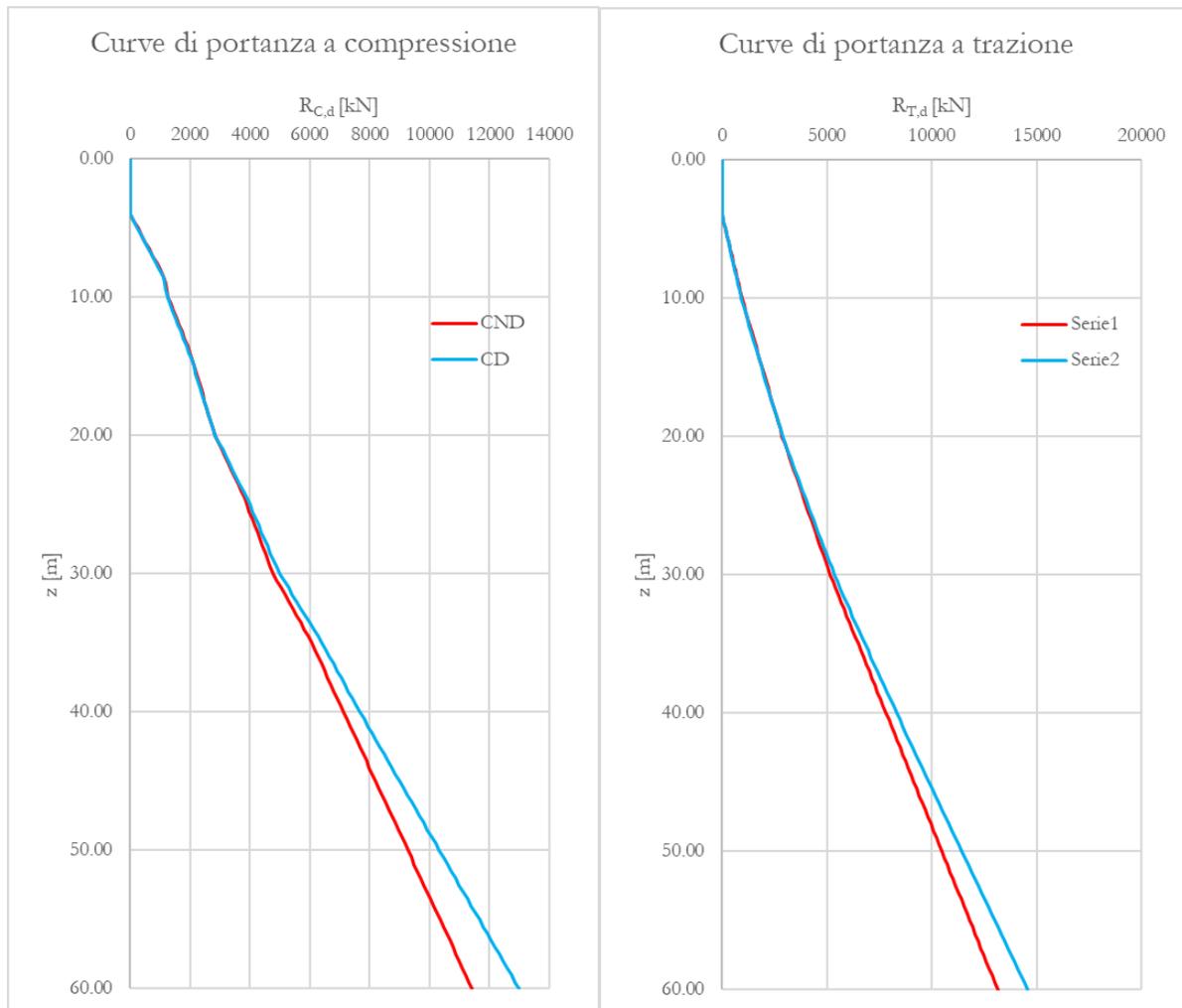
*Figura 10.14: Stratigrafia di calcolo*

La falda è posta a 1 m da p.c.

## 10.10.2 Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite verticale

### 10.10.2.1 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 10.15: 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 10.12: Tabulati delle Curve di Capacità Portante*

<b>z</b>	<b>L<sub>p</sub></b>	<b>R<sub>d, CND</sub></b>	<b>R<sub>t,d, CND</sub></b>	<b>R<sub>d, CD</sub></b>	<b>R<sub>t,d, CD</sub></b>
<u>(m)</u>	<u>(m)</u>	<u>(kN)</u>	<u>(kN)</u>	<u>(kN)</u>	<u>(kN)</u>
0.00	0.00	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

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

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	6052.01	6479.11	6404.19	6803.13
35.50	31.50	6159.30	6612.28	6528.26	6951.72
36.00	32.00	6266.60	6745.45	6652.96	7100.90
36.50	32.50	6373.90	6878.62	6778.27	7250.64
37.00	33.00	6481.19	7011.78	6904.21	7400.96
37.50	33.50	6588.49	7144.95	7030.77	7551.85
38.00	34.00	6695.78	7278.12	7157.95	7703.31
38.50	34.50	6803.08	7411.28	7285.75	7855.34
39.00	35.00	6910.38	7544.45	7414.18	8007.95
39.50	35.50	7017.67	7677.62	7543.22	8161.13
40.00	36.00	7124.97	7810.78	7672.89	8314.88
40.50	36.50	7232.26	7943.95	7803.18	8469.20
41.00	37.00	7339.56	8077.12	7934.10	8624.09
41.50	37.50	7446.85	8210.28	8065.63	8779.56
42.00	38.00	7554.15	8343.45	8197.79	8935.60
42.50	38.50	7661.45	8476.62	8330.57	9092.21

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	V10003 001	C	90 di 118

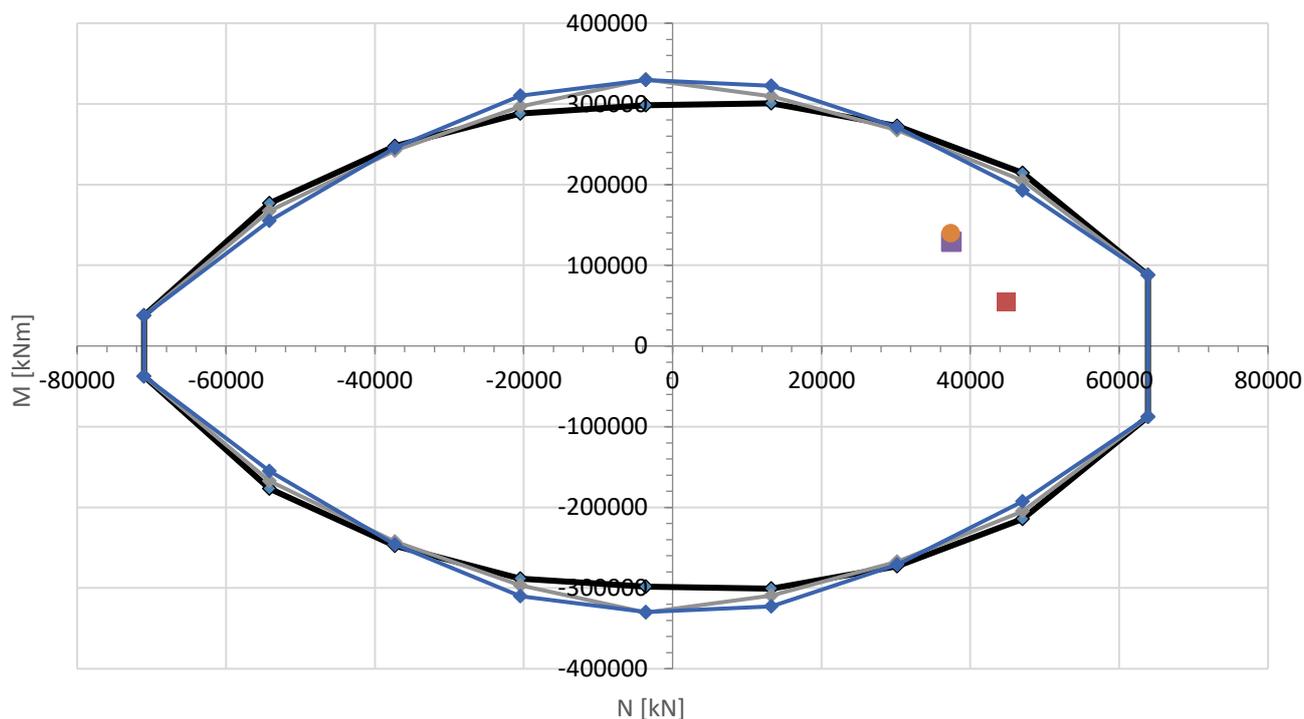
43.00	39.00	<b>7768.74</b>	<b>8609.79</b>	<b>8463.47</b>	<b>9248.94</b>
43.50	39.50	<b>7876.04</b>	<b>8742.95</b>	<b>8596.38</b>	<b>9405.67</b>
44.00	40.00	<b>7983.33</b>	<b>8876.12</b>	<b>8729.29</b>	<b>9562.40</b>
44.50	40.50	<b>8090.63</b>	<b>9009.29</b>	<b>8862.19</b>	<b>9719.13</b>
45.00	41.00	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

### 10.10.2.2 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 10.13: Dominio di resistenza - SLV*

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



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

### 10.10.2.3 Dominio di resistenza della palificata PAL2

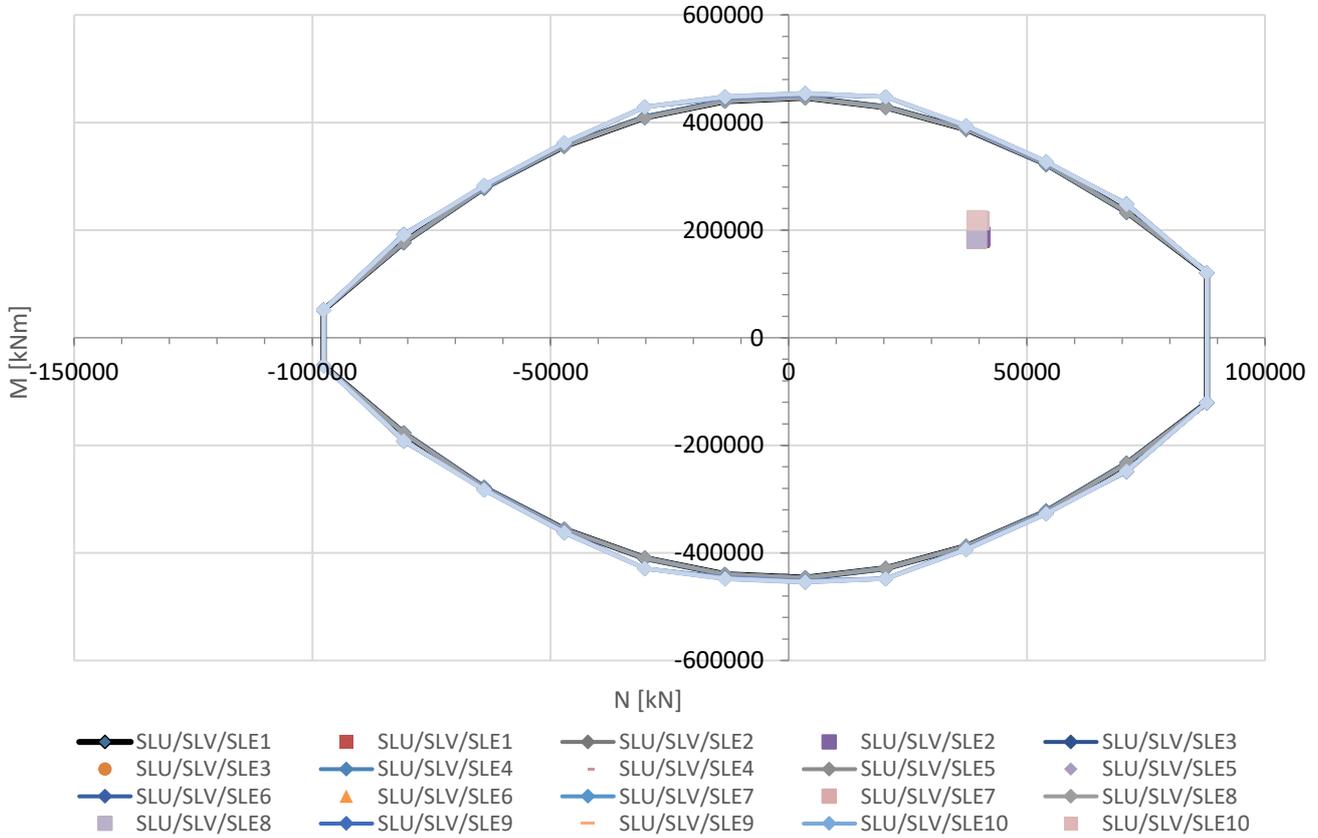
Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLV per il tipologico **PAL2**. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26  $\phi$ 30. Il copriferro baricentrico è di 89 mm per la prima corona e 119 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando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

*Tabella 10.14: Dominio di resistenza - SLV*

Comb (-)	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	ex (m)	ey (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	B1	R 11 RH	V10003 001	C	93 di 118

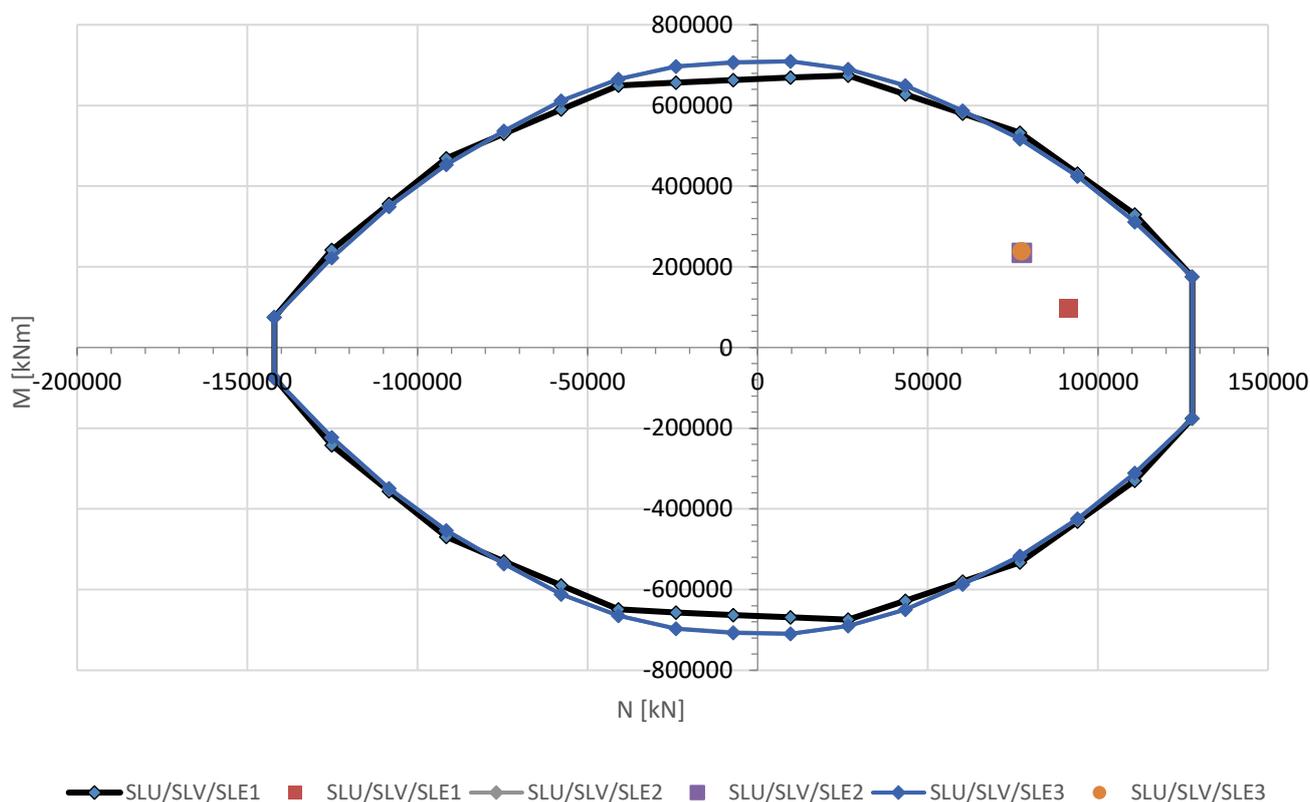


#### 10.10.2.4 Dominio di resistenza della palificata PAL3

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLV per il tipologico **PAL3**. 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*

SLU/SLV/SLE1	91382.0	5453.0	4400.0	67667.0	68410.0	-0.75	0.74	96222.4	<b>1.21</b>
SLU/SLV/SLE2	77707.0	17827.0	4400.0	224741.0	68392.0	-0.88	2.89	234917.0	<b>1.08</b>
SLU/SLV/SLE3	77562.0	5432.0	14666.0	67541.0	229488.0	-2.96	0.87	239220.7	<b>1.08</b>



### 10.10.3 Verifiche GEO fondazioni su pali in caso di scalzamento

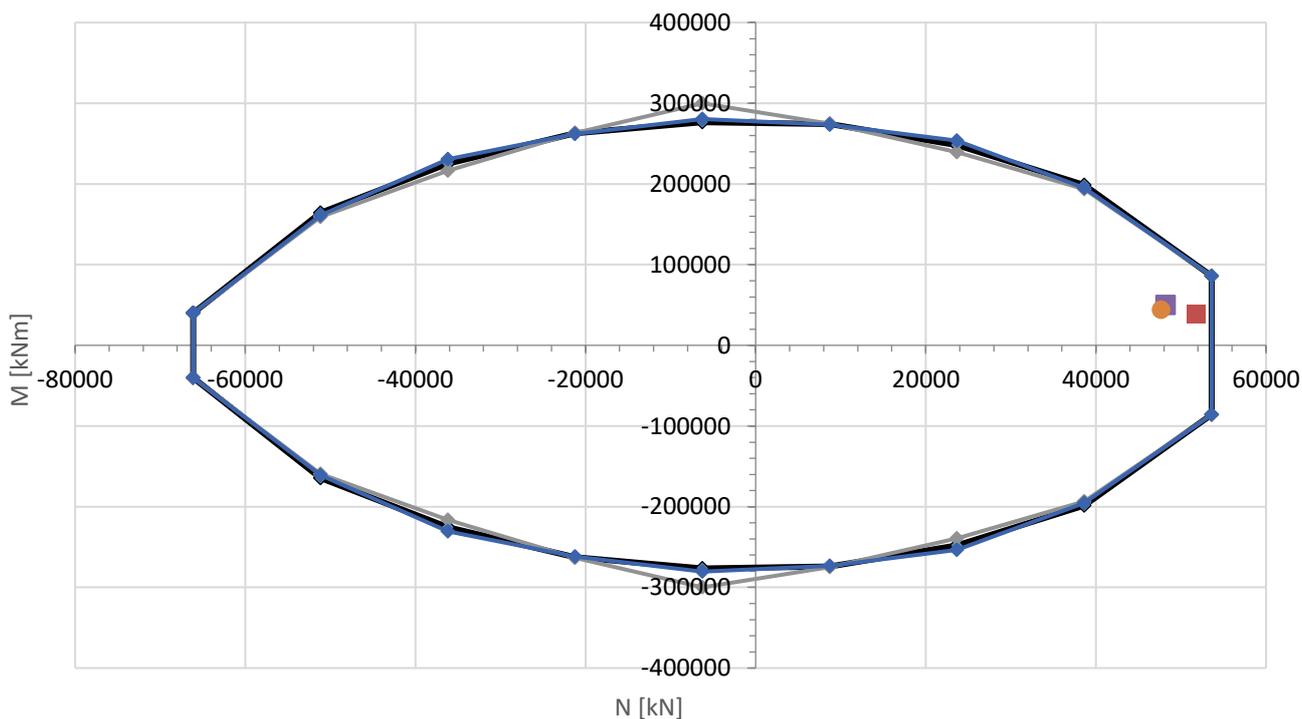
Per i viadotti del Vallo di Diano, è previsto uno scalzamento compreso tra i 5 m e i 9 m dal p.c. Fare riferimento alla “Relazione idraulica e di compatibilità idraulica modelli bidimensionali” RC2AB1R09RIID0002002 per consultare il valore di scalzamento in corrispondenza di ogni pila. A favore di sicurezza, si procede alla verifica delle palificate in condizioni di scalzamento considerando il valore massimo di 9 m da p.c. La porzione di palo non reagente è quindi pari al valore dello scalzamento diminuito dell'altezza del plinto (3 m) e di 0.5 m di terreno di ricoprimento.

### 10.10.3.1 Dominio di resistenza della palificata PAL1

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU 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 10.16: Dominio di resistenza - SLU

Comb (-)	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	ex (m)	ey (m)	M (kNm)	Rd/Ed (-)
SLU/SLV/SLE1	51774.0	1960.0	1304.0	27019.0	27202.0	-0.53	0.52	38340.3	1.02
SLU/SLV/SLE2	48203.0	3123.0	896.0	45698.0	19808.0	-0.41	0.95	49806.3	1.06
SLU/SLV/SLE3	47671.0	1812.0	1304.0	24947.0	36023.0	-0.76	0.52	43817.9	1.07



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

### 10.10.3.2 Dominio di resistenza della palificata PAL2

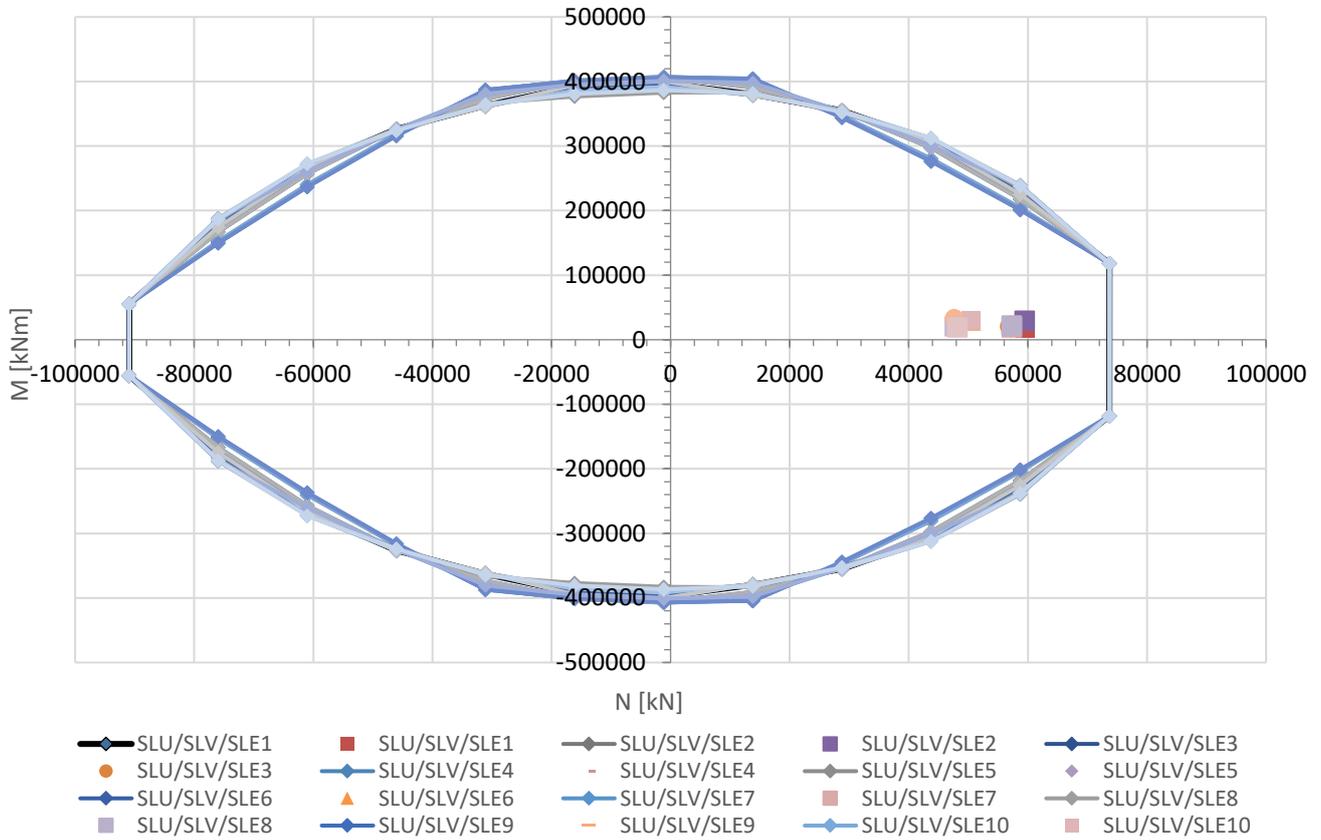
Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU per il tipologico **PAL2**. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26  $\phi$ 30. Il copriferro baricentrico è di 89 mm per la prima corona e 119 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando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

*Tabella 10.17: Dominio di resistenza - SLU*

Comb (-)	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	M (kNm)	Rd/Ed (-)
SLU/SLV/SLE1	59533.0	1057.0	401.0	-8619.0	15043.0	-0.25	-0.14	17337.2	<b>1.22</b>
SLU/SLV/SLE2	59494.0	2114.0	201.0	-4902.0	29331.0	-0.49	-0.08	29737.8	<b>1.19</b>
SLU/SLV/SLE3	56896.0	1057.0	314.0	-7206.0	19180.0	-0.34	-0.13	20489.0	<b>1.27</b>
SLU/SLV/SLE4	56789.0	2114.0	157.0	-4329.0	33544.0	-0.59	-0.08	33822.2	<b>1.23</b>
SLU/SLV/SLE5	57155.0	711.0	182.0	-13166.0	11278.0	-0.20	-0.23	17336.0	<b>1.27</b>
SLU/SLV/SLE6	57103.0	1543.0	91.0	-11512.0	21914.0	-0.38	-0.20	24753.8	<b>1.25</b>
SLU/SLV/SLE7	57304.0	638.0	354.0	-17055.0	8598.0	-0.15	-0.30	19099.7	<b>1.26</b>
SLU/SLV/SLE8	57304.0	1276.0	177.0	-13748.0	17195.0	-0.30	-0.24	22015.3	<b>1.25</b>
SLU/SLV/SLE9	50421.0	1057.0	401.0	-8619.0	15043.0	-0.30	-0.17	17337.2	<b>1.42</b>
SLU/SLV/SLE10	50381.0	2114.0	201.0	-4902.0	29331.0	-0.58	-0.10	29737.8	<b>1.36</b>
SLU/SLV/SLE11	47783.0	1057.0	314.0	-7206.0	19180.0	-0.40	-0.15	20489.0	<b>1.47</b>
SLU/SLV/SLE12	47676.0	2114.0	157.0	-4329.0	33544.0	-0.70	-0.09	33822.2	<b>1.39</b>
SLU/SLV/SLE13	48043.0	771.0	182.0	-13166.0	11458.0	-0.24	-0.27	17453.6	<b>1.48</b>
SLU/SLV/SLE14	47990.0	1543.0	91.0	-11512.0	21914.0	-0.46	-0.24	24753.8	<b>1.44</b>
SLU/SLV/SLE15	48192.0	638.0	354.0	-17055.0	8598.0	-0.18	-0.35	19099.7	<b>1.47</b>
SLU/SLV/SLE16	48192.0	12.0	177.0	-13748.0	13403.0	-0.28	-0.29	19200.2	<b>1.47</b>

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	97 di 118

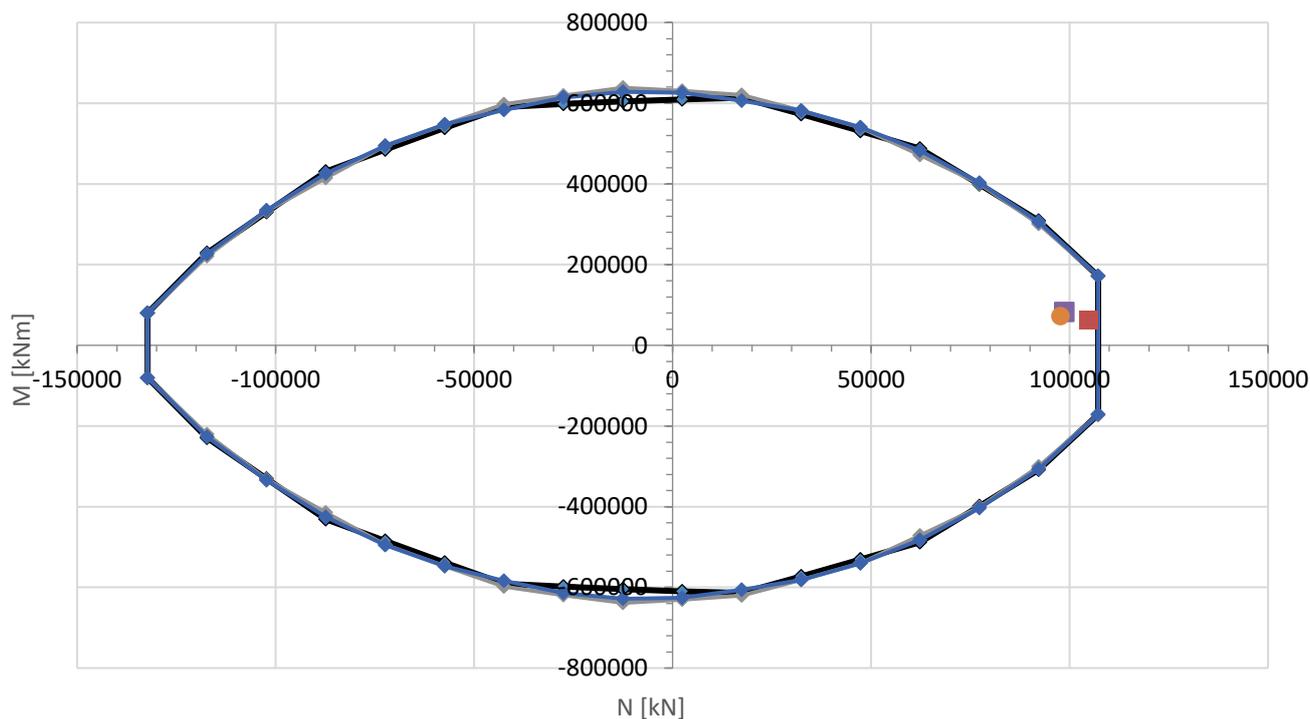


### 10.10.3.3 Dominio di resistenza della palificata PAL3

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU per il tipologico **PAL3**. 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 10.18: Dominio di resistenza - SLU

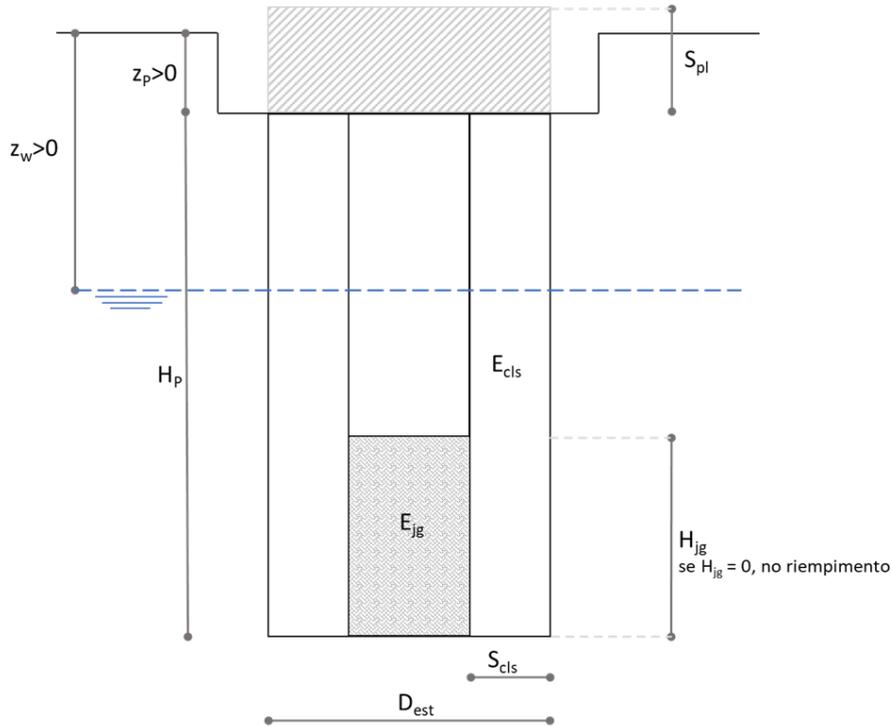
Comb (-)	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	ex (m)	ey (m)	M (kNm)	Rd/Ed (-)
SLU/SLV/SLE1	104825.0	3118.0	1962.0	45022.0	43993.0	-0.42	0.43	62947.3	1.02
SLU/SLV/SLE2	98709.0	4892.0	1535.0	74404.0	35865.0	-0.36	0.75	82596.9	1.05
SLU/SLV/SLE3	97751.0	2864.0	1962.0	41249.0	59201.0	-0.61	0.42	72154.3	1.06



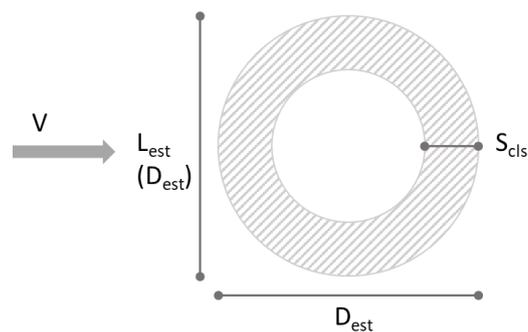
◆ SLU/SLV/SLE1   
 ■ SLU/SLV/SLE1   
 ◆ SLU/SLV/SLE2   
 ■ SLU/SLV/SLE2   
 ◆ SLU/SLV/SLE3   
 ● SLU/SLV/SLE3

#### 10.10.4 Verifiche GEO fondazioni a pozzo

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

$D_{est}$	<b>15</b>	[m]	$D_{est}$ / Lato parallelo applicazione carico V
$S_{cls}$	<b>2</b>	[m]	Spessore setto cls
$L_{est}$		[m]	$D_{est}$ / Lato ortogonale applicazione carico V
$H_P$	<b>20</b>	[m]	Altezza pozzo
$H_{jg}$	<b>7</b>	[m]	Altezza jet-grouting
$Z_p$	<b>4</b>	[m]	Profondità testa pozzo da piano campagna
$Z_w$	<b>4</b>	[m]	Profondità della falda da piano campagna
$n_{strati}$	<b>3</b>	[-]	Numero di strati (max 12)
$n_{el}$	<b>80</b>	[m]	numero di elementi

### Definizione materiali costituenti il pozzo

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

### Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici

Strato	UG	Spessore	$Z_{TOP}$	$Z_{BOTTOM}$	$\gamma_k$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$c_{uk}$	$k_H$	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(KPa)	kN/m <sup>3</sup>	(-)
1	UG1	<b>10.00</b>	0.00	10.00	<b>18.5</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>75.0</b>	<b>20000</b>	<b>Coesivo</b>
2	UG1	<b>10.00</b>	10.00	20.00	<b>18.5</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>100.0</b>	<b>27500</b>	<b>Coesivo</b>
3	UG1	<b>10.00</b>	20.00	30.00	<b>18.5</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>125.0</b>	<b>34900</b>	<b>Coesivo</b>

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

Strato: indice dello strato;	$\gamma$ : peso dell'unità di volume;
UG: sigla unità geotecnica;	$c'$ : coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	$\varphi'$ : 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

$k_v$  **34900** [kN/m<sup>3</sup>]

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  $\xi$  che tiene conto, in analogia alle palificate di fondazione, del numero di verticali indagate per la costruzione del modello geotecnico.

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

Combinazione	$\gamma_T$
● A1 + M1 + R3	1.30
○ def. dal progettista	<b>1.00</b>

**Fattore riduttivo della resistenza**

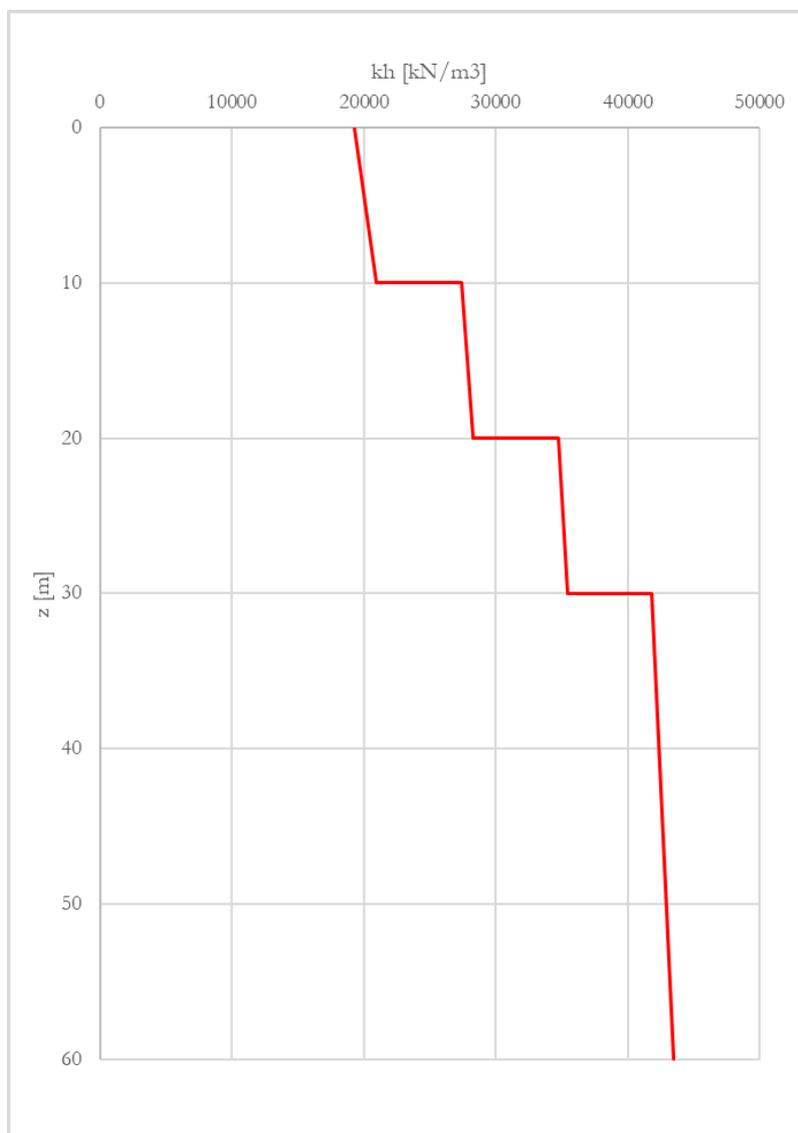
$\xi$	<b>1.00</b>
-------	-------------

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

È stata analizzata una singola combinazione per lo SLV.

10.10.4.1 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 10.16 – Andamento coefficiente reazione orizzontale*

#### 10.10.4.2 Combinazione SLV

La combinazione SLU utilizzata:

##### **Sollecitazioni intradosso plinto**

$N_{intr,d}$	66409	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	28038	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	540432	[kNm]	Momento risultante agente



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA  
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA  
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA  
LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	103 di 118

#### 10.10.4.2.1 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	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	104 di 118

### Definizione parametri geotecnici di base

$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_k$ (KPa)	$\varphi'_k$ (°)	$c_{uk}$ (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
18.5	0.0	0.0	125.0	Coesivo

### LEGENDA

$\gamma$ : peso dell'unità di volume;

$c'$ : coesione efficace;

$\varphi'$ : 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

$N_b$	104562	[kN]	Sforzo normale alla base
$N_u$	43118	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
$V_b$	3086	[kN]	Taglio alla base
$M_b$	170386	[kNm]	Momento alla base

### Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

$e$	1.63	[m]	Eccentricità
$h$	5.87	[m]	
$B$	11.74	[m]	
Area( $B \times L$ )	128.22	[m <sup>2</sup> ]	
$L$	10.92	[m]	

### Fattori correttivi per il carico limite

$s_q$	0.00	[-]
$s_g$	0.00	[-]
$s_c$	1.22	[-]
$d_q$	0.00	[-]
$d_c$	1.45	[-]
$m$	1.48	[-]
$i_g$	0.00	[-]
$i_q$	0.00	[-]
$i_c$	0.94	[-]

### Carico Limite

$q_{lim}$	1310	[kPa]	Pressione Limite
$Q_{lim}$	168016	[kN]	Carico Limite
$N_{Ed}$	61443	[kN]	Sforzo Normale agente

### Fattore di sicurezza globale

FS 2.7 [-] (soddisfatta se >2.3)

**Esito Verifica** Verifica soddisfatta

#### 10.10.4.2.2 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

$E_{tr,d}$             28038    [kN]

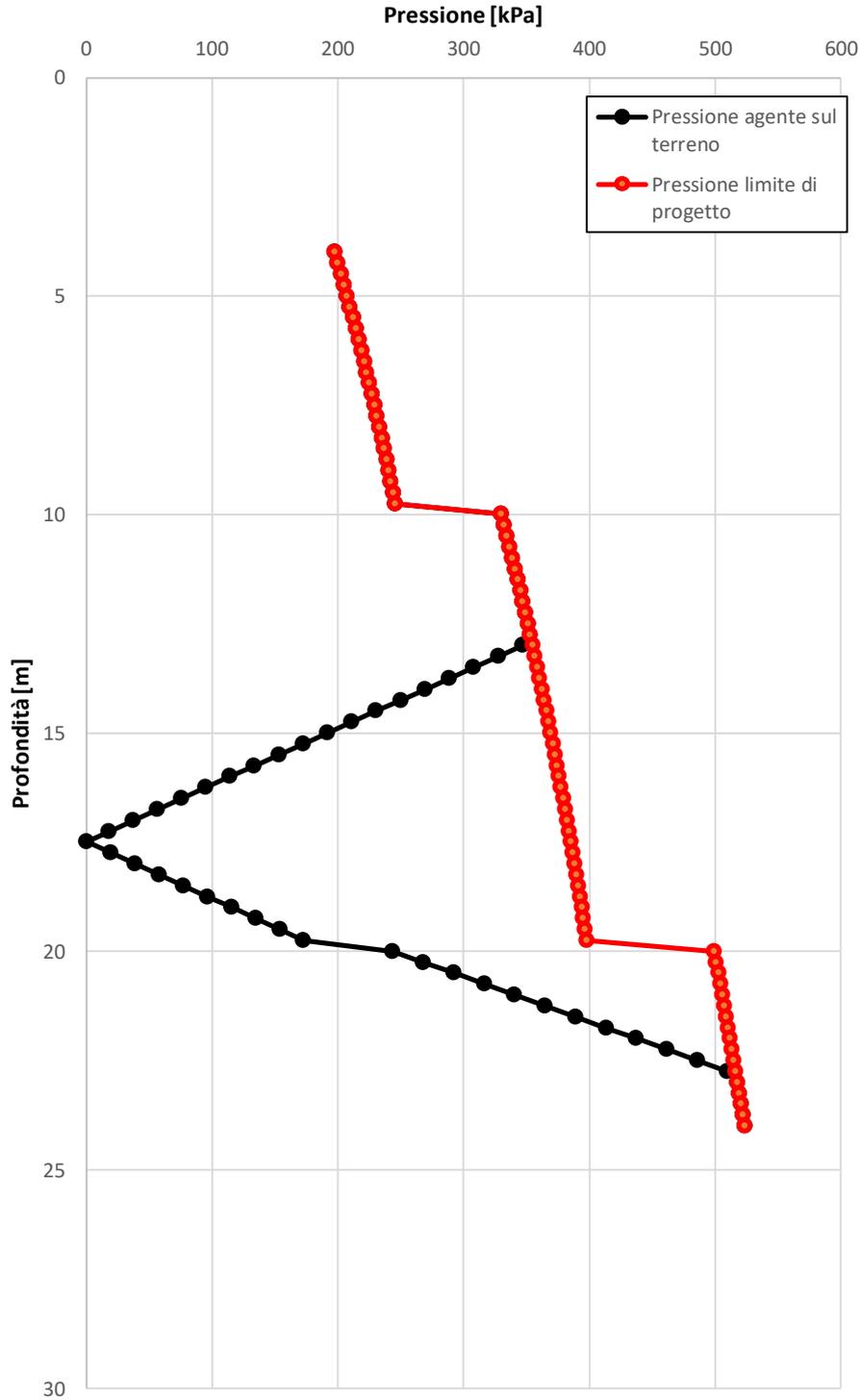
##### Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,d}$             106529    [kN]

##### Margine di sicurezza

$MS$                 3.80    [-]

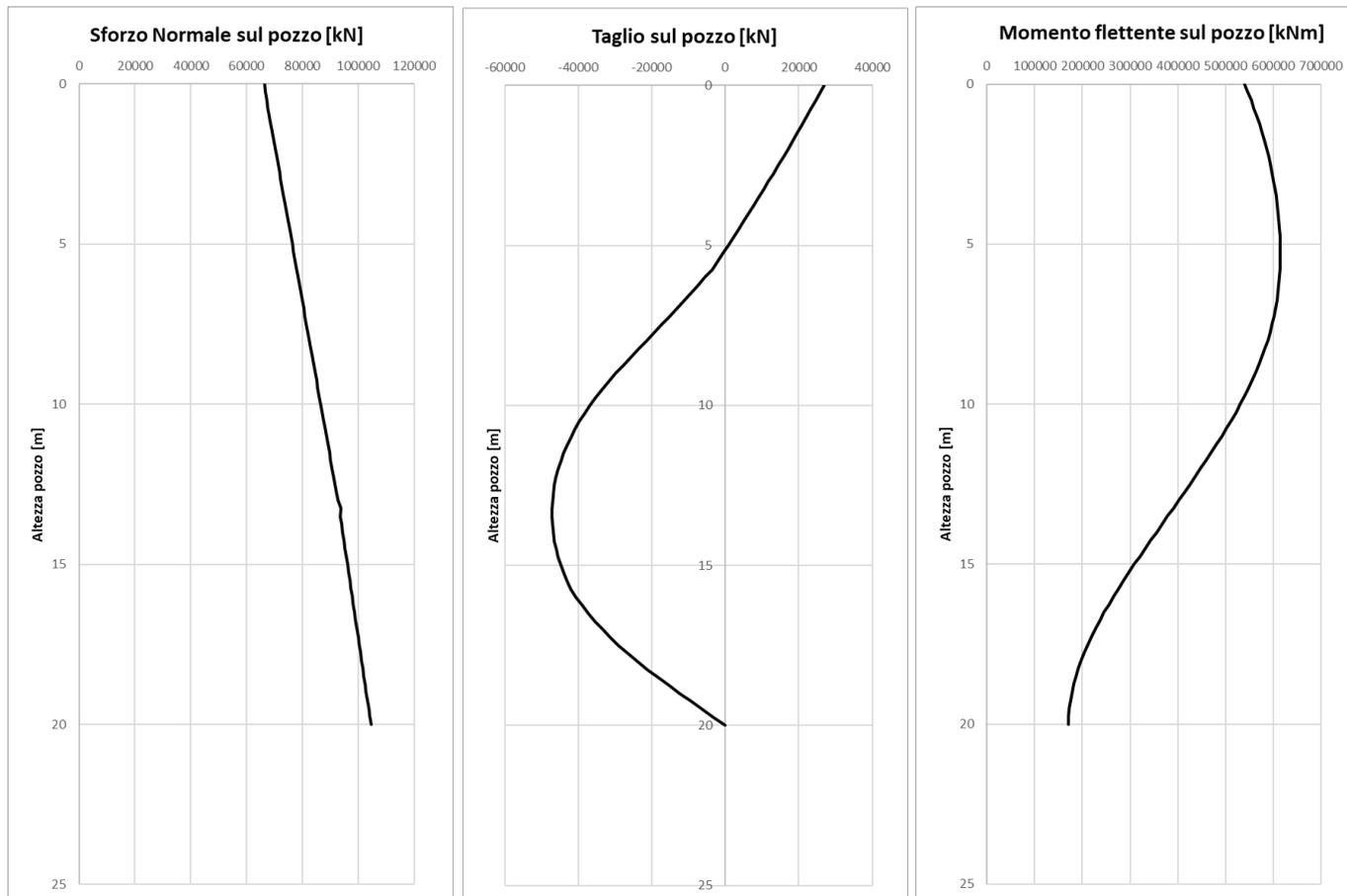
Esito Verifica            *Verifica soddisfatta*



**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:



#### 10.10.4.3 Combinazione SLV in caso di scalzamento

La combinazione SLU utilizzata:

##### **Sollecitazioni intradosso plinto**

$N_{intr,d}$	95611	[kN]	Sforzo normale agente
$V_{intr,d}$	2413	[kN]	Taglio risultante agente
$M_{intr,d}$	54283	[kNm]	Momento risultante agente

##### 10.10.4.3.1 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	B1	R 11 RH	VI0003 001	C	109 di 118

### Definizione parametri geotecnici di base

$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_k$ (KPa)	$\varphi'_k$ (°)	$c_{uk}$ (KPa)	Ipotesi calcolo (-)
18.5	0.0	0.0	125.0	Coesivo

### LEGENDA

$\gamma$ : peso dell'unità di volume;

$c'$ : coesione efficace;

$\varphi'$ : 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

$N_b$	133763	[kN]	Sforzo normale alla base
$N_u$	43118	[kN]	Sottospinta idraulica alla base
$V_b$	335	[kN]	Taglio alla base
$M_b$	14090	[kNm]	Momento alla base

### Grandezze geometriche utili ai fini del calcolo del carico limite

$e$	0.11	[m]	Eccentricità
$h$	7.39	[m]	
$B$	14.79	[m]	
Area( $B \times L$ )	173.55	[m <sup>2</sup> ]	
$L$	11.74	[m]	

### Fattori correttivi per il carico limite

$s_q$	0.00	[-]
$s_g$	0.00	[-]
$s_c$	1.25	[-]
$d_q$	0.00	[-]
$d_c$	1.41	[-]
$m$	1.44	[-]
$i_g$	0.00	[-]
$i_q$	0.00	[-]
$i_c$	1.00	[-]

### Carico Limite

$q_{lim}$	1371	[kPa]	Pressione Limite
$Q_{lim}$	237992	[kN]	Carico Limite
$N_{Ed}$	90645	[kN]	Sforzo Normale agente

### Fattore di sicurezza globale

FS 2.6 [-] (soddisfatta se >2.3)

**Esito Verifica** Verifica soddisfatta

#### 10.10.4.3.2 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**

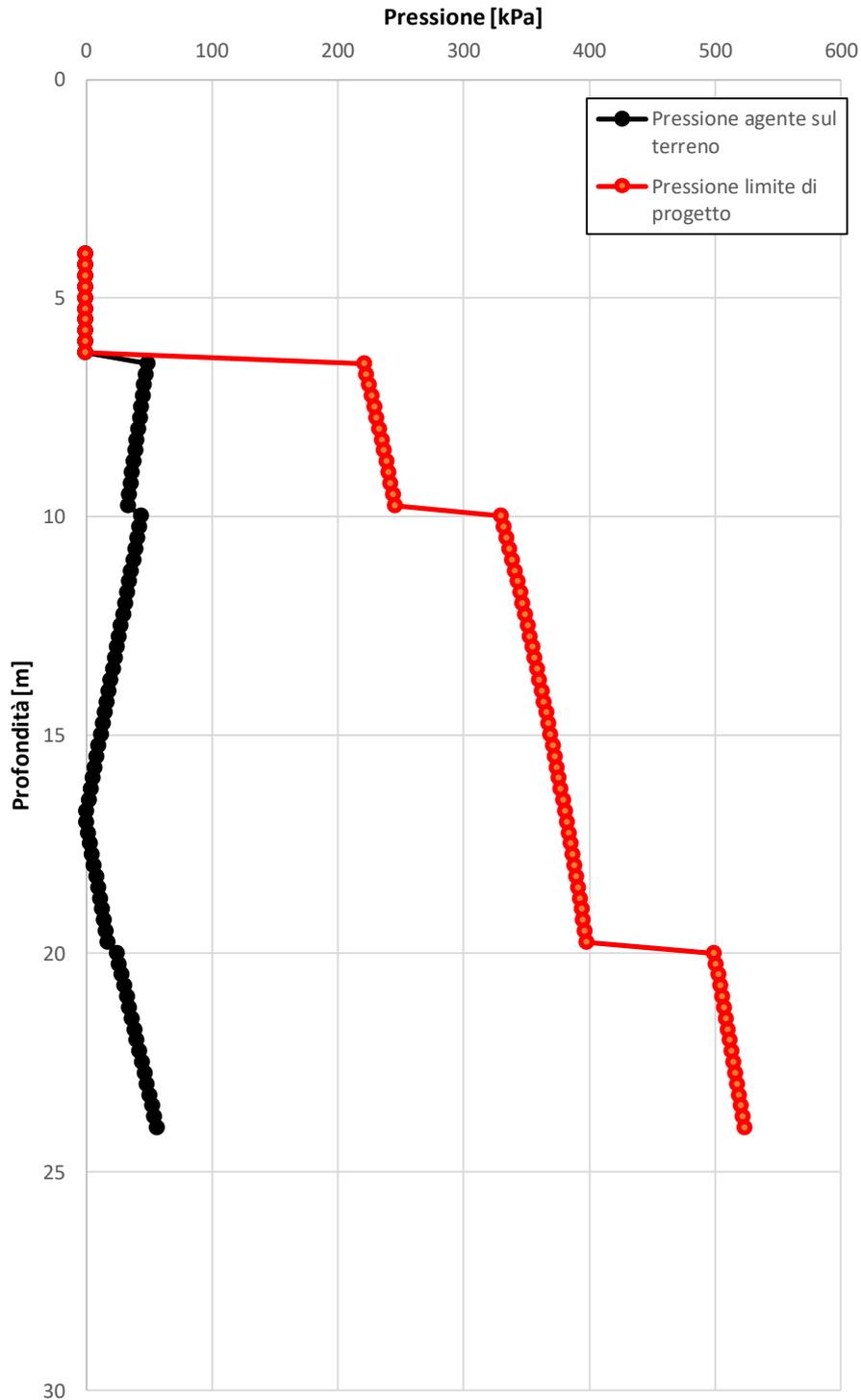
$E_{tr,d}$                     2413        [kN]

##### **Resistenza trasversale di progetto**

$R_{tr,d}$                     99068        [kN]

##### **Margine di sicurezza**

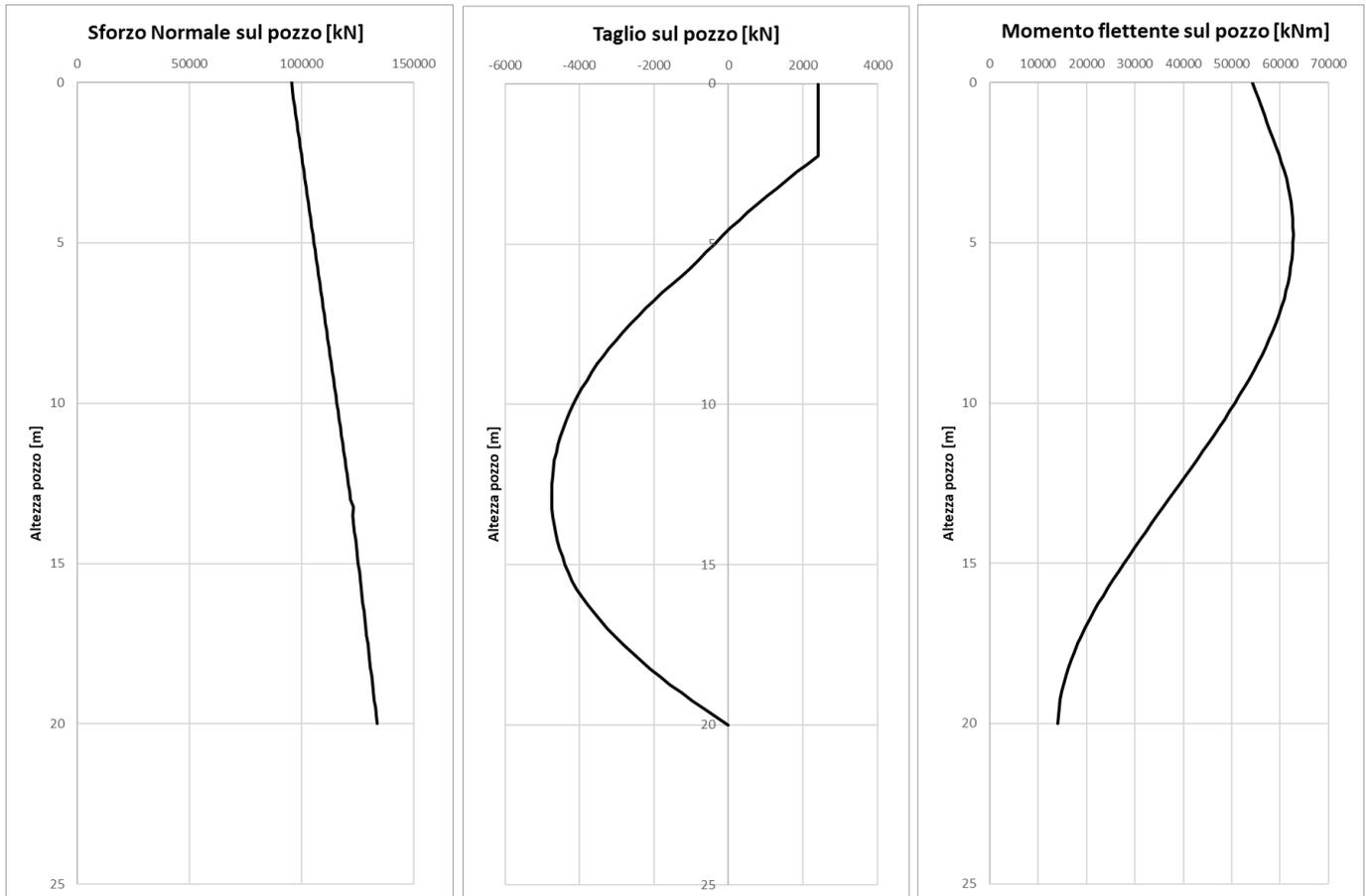
$MS$                         41.05        [-]



**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:



## 11 GALLERODOTTI E SCATOLARI

Lungo il tracciato in oggetto sono previsti quattro gallerodotti ed uno scatolare al di sopra dei quali si prevede il transito dei convogli ferroviari.

I gallerodotti sono costituiti da arcate di luce pari a 31.5 m (Figura 11.1). 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 11.1, Figura 11.2). Nei casi in cui il gallerodotto è posto fra due viadotti, le spalle dello stesso sono dimensionate a partire dalle campate dei viadotti adiacenti. I gallerodotti sono di lunghezza variabile ed hanno una larghezza costante pari a 14.20 m.

Per quanto riguarda lo scatolare (SL53), è stata ipotizzata una fondazione su pali D1500 distribuiti uniformemente ad interasse costante al di sotto della platea (Figura 11.3) di altezza pari a 3m. Lo scatolare in oggetto ha una lunghezza complessiva di circa 37 m ed una larghezza pari a 21 m.

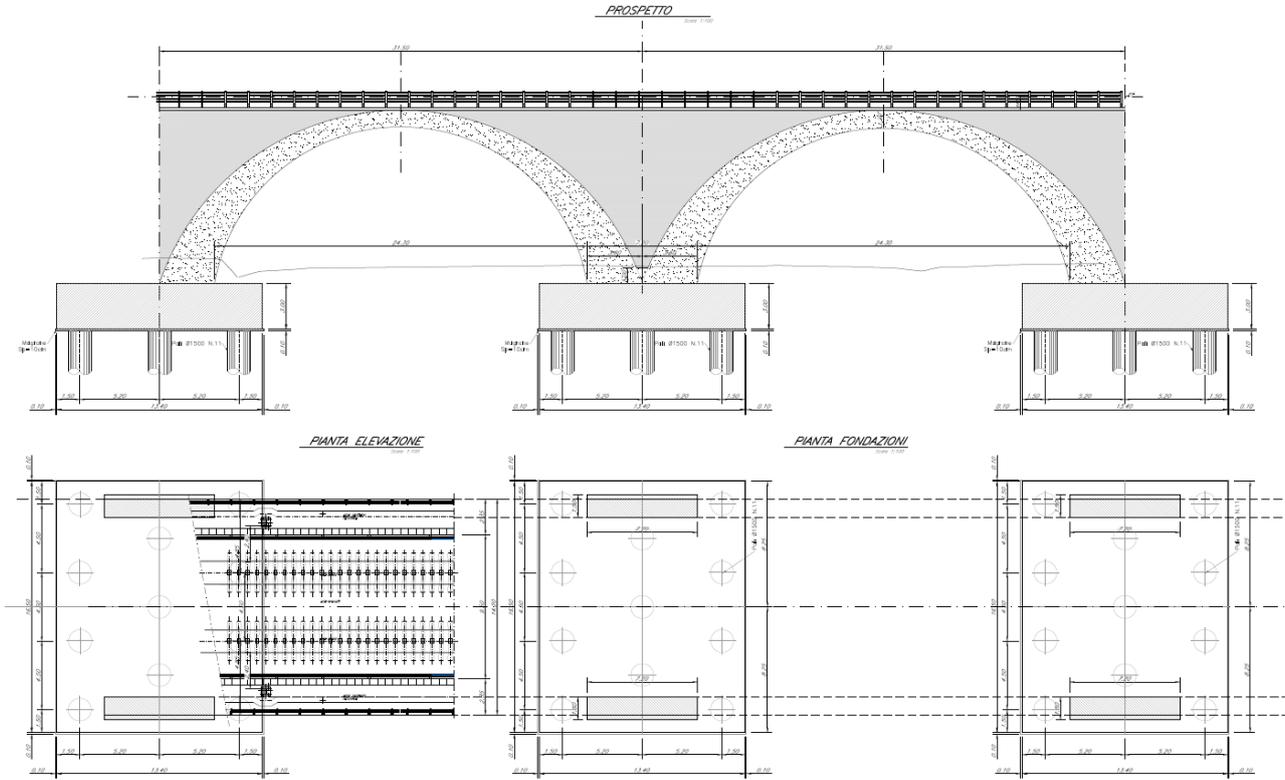


Figura 11.1: Prospetto e Pianta Fondazioni Gallerodotti

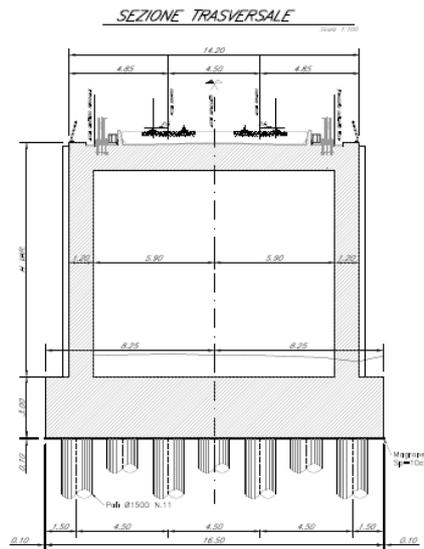
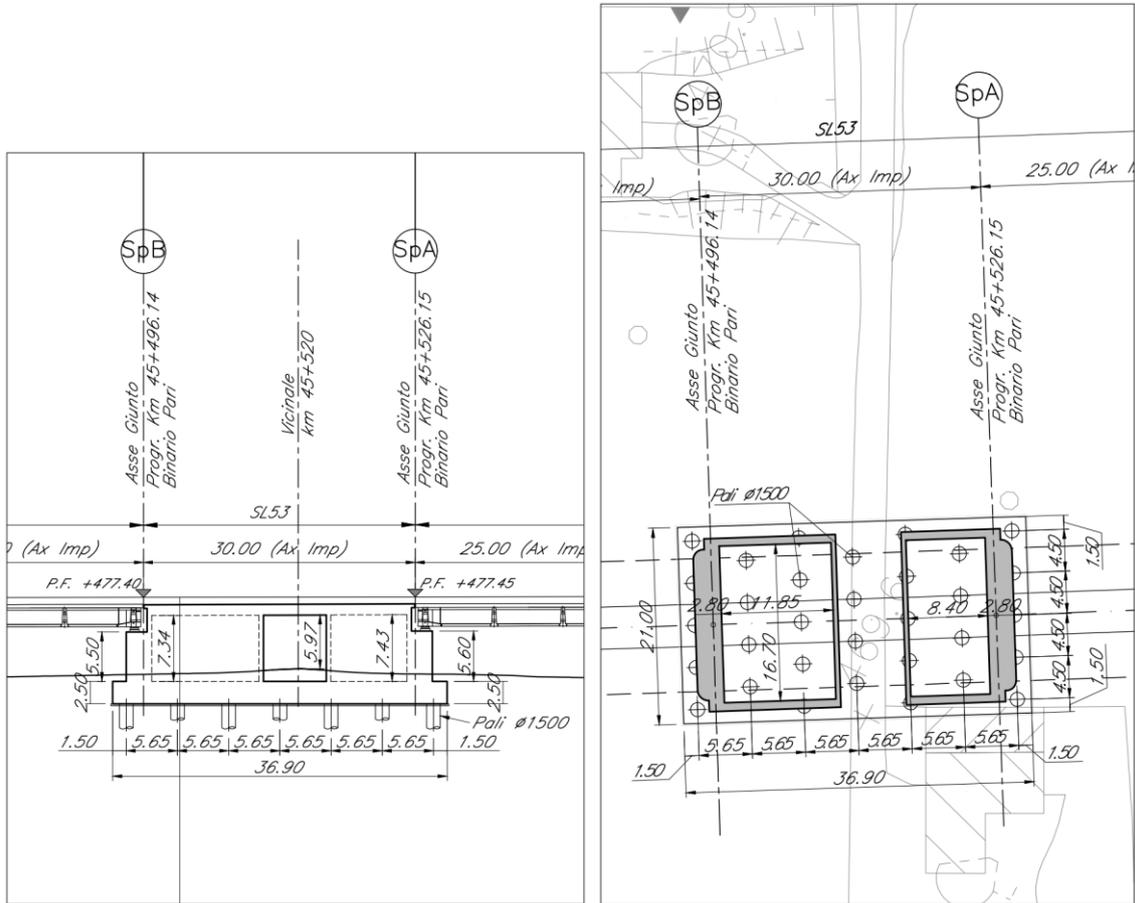
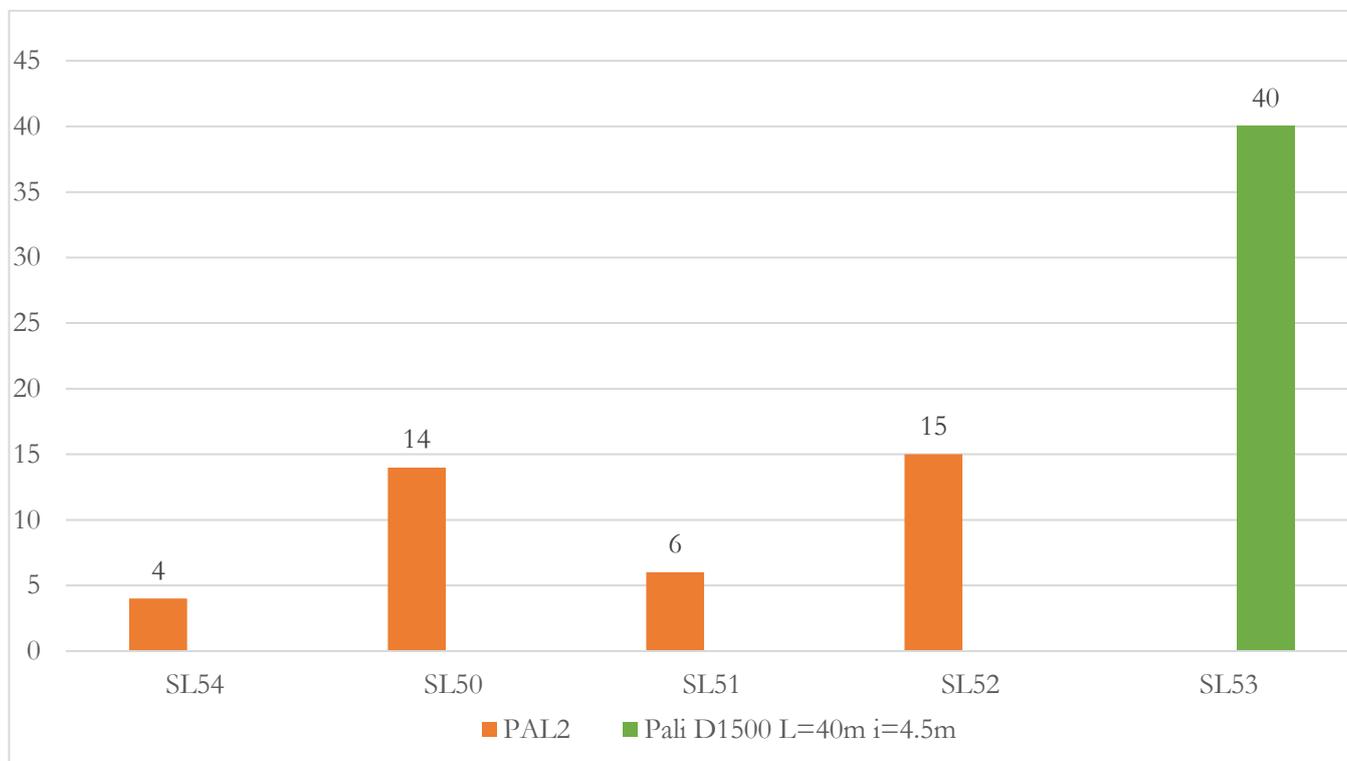


Figura 11.2: Sezione Trasversale Gallerodotti



**Figura 11.3: Prospetto e Pianta Fondazioni Scatolare SL53**

Di seguito, sono riportati sinteticamente i tipologici di fondazione dei gallerodotti (SL54; SL50; SL51; SL52) e dello scatolare (SL53):



**Figura 11.4: Gallerodotti e Scatolari - Istogramma delle frequenze dei tipologici di fondazione**

### 11.1 SL54

Il gallerodotto SL54, previsto tra le Pk 23+755 e Pk 23+930, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 175 m. Alla Pk 23+755 è realizzata la spalla B del VI09 mentre alla Pk 23+930 è realizzata la spalla A del VI02.

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

**Tabella 11.1: SL54 - Tipologico Fondazioni**

SL54 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
da P1 a P4	PAL2	-	40	11

### 11.2 SL50

Il gallerodotto SL50, previsto tra le Pk 27+211 e Pk 27+676, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 465 m. Alla Pk 27+211 è realizzata la spalla B del VI02 mentre alla Pk 27+676 è realizzata la spalla A del VI03.

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

**Tabella 11.2: SL50 - Tipologico Fondazioni**

SL50 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
da P1 a P14	PAL2	-	40	11

### 11.1SL51

Il gallerodotto SL50, previsto tra le Pk 27+996 e Pk 28+227, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 230 m. Alla Pk 27+996 è realizzata la spalla B del VI03 mentre alla Pk 28+227 è realizzata la spalla A del VI04.

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

**Tabella 11.3: SL51 - Tipologico Fondazioni**

SL51 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
da P1 a P6	PAL2	-	40	11

### 11.1SL52

Il gallerodotto SL52, previsto tra le Pk 43+700 e Pk 43+900, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 200 m.

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

**Tabella 11.4: SL52 - Tipologico Fondazioni**

SL52 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
SA;SB; da P1 a P15	PAL2	-	40	11

### 11.1SL53

Lo scatolare SL53, previsto tra le Pk 45+496 e Pk 45+526, appartiene alla area del Vallo di Diano ed ha lunghezza complessiva di 30 m. Alla Pk 45+496 è realizzata la spalla B del VI06 mentre alla Pk 45+526 è realizzata la spalla A del VI07.

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



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA  
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA  
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA  
LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO

Relazione di dimensionamento preliminare delle  
fondazioni dei viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1	R 11 RH	V10003 001	C	118 di 118

*Tabella 11.5: SL53 - Tipologico Fondazioni*

SL53 Doppio Binario				
Sottostruttura	Tipologico fondazione	D <sub>Pozzo</sub> [m]	L <sub>Pali/Pozzo</sub> [m]	n°pali
-	-	-	40	40