

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA CATANIA - SIRACUSA

DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Bypass di Augusta

GEOTECNICA

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni

SCALA:

-

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

R S 6 0 0 0 R 1 1 R H G E 0 0 0 6 0 0 3 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P. Quadrino	Ottobre 22	L. Cosciotti	Ottobre 22	P. Carlesimo	Ottobre 22	Berardi Gennaio 23
B	Aggiornamento a seguito di verifica 1° livello e tecnica	G. Filippi	Gennaio 23	L. Cosciotti	Gennaio 23	P. Carlesimo	Gennaio 23	

File: RS6000R11RHGE0006003B.docx

n. Elab.

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni	COMMESSA RS60	LOTTO 00	CODIFICA R11RH	DOCUMENTO GE0006003	REV. B	FOGLIO 1 di 58
---	------------------	-------------	-------------------	------------------------	-----------	-------------------

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	BIBLIOGRAFIA	4
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	6
3	MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO PALI DI FONDAZIONE RCK > 30 MPA (C25/30)	7
3.2	ACCIAIO D'ARMATURA B450C	7
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	8
4.1	VIADOTTO VI01	8
4.2	SCATOLARE FV01	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO	10
5.1	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
5.2	INQUADRAMENTO SISMICO	11
5.2.1	Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno.....	11
5.2.2	Ulteriori parametri sismici.....	13
6	CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI SUPERFICIALI	14
6.1	METODOLOGIE DI CALCOLO ALLO SLE	15
6.1.1	Determinazione della zona compressibile H_c	16
6.1.2	Valutazione cedimenti per terreni coesivi	16
6.2	OMOGENEIZZAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	19
7	CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE	23
7.1	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO	23

Relazione di dimensionamento preliminare delle fondazioni	COMMESSA RS60	LOTTO 00	CODIFICA R11RH	DOCUMENTO GE0006003	REV. B	FOGLIO 2 di 58
---	------------------	-------------	-------------------	------------------------	-----------	-------------------

7.1.1	Dominio di resistenza della palificata.....	23
7.1.2	Metodo di calcolo capacità portante del singolo palo:.....	25
7.1.3	Calcolo capacità portante del palo singolo ai carichi verticali.....	26
7.1.4	Determinazione della resistenza di progetto a trazione del palo singolo.....	28
8	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI	30
8.1	VIADOTTO VI01	30
8.1.1	Stratigrafia di calcolo	31
8.1.2	Scarichi strutturali	31
8.1.3	Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite VERTICALE.....	33
8.2	SCATOLARE FV01	46
8.2.1	Stratigrafia di calcolo	46
8.2.2	Analisi dei carichi.....	48
8.2.3	Verifiche geotecniche.....	50
8.2.4	Verifiche SLE - GEO	57

1 PREMESSA

La presente relazione si inquadra nell'ambito della progettazione di fattibilità tecnica ed economica del nuovo Bypass di Augusta, in particolare ha come argomento il dimensionamento preliminare delle fondazioni delle principali opere ferroviarie che interessano la variante al tracciato in progetto della linea Messina-Siracusa in prossimità della città di Augusta e la nuova stazione, la quale sarà ubicata fuori dal centro abitato, in una zona di nuova espansione. In Figura 1.1 si riporta l'inquadratura del tracciato.



Figura 1.1 Planimetria della variante al tracciato in oggetto (in rosso) con indicazione della nuova stazione

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 3 sono riportati i materiali utilizzati;
- nel capitolo 4 è riportata una breve descrizione delle opere di fondazione;
- nel capitolo 5 è riportata una sintesi del quadro geotecnico e sismico di riferimento;
- nel capitolo 6 è riportata la teoria di calcolo per il dimensionamento delle fondazioni superficiali;
- nel capitolo 7 è riportata la teoria di calcolo per il dimensionamento delle fondazioni profonde;
- nel capitolo 8 sono riportati il dimensionamento preliminare e le verifiche delle fondazioni per le opere in esame;

	NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS BATTIPAGLIA POTENZA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari	COMMESSA RC2I	LOTTO A1	CODIFICA R 11 P0	DOCUMENTO VI0000 002	REV. A

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 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture, 2020.
- [N.7]. RFI DTC SI PS SP IFS 002 E- Capitolato Generale Tecnico Di Appalto Delle Opere Civili. Parte II - Sezione 12 – Ponti, Viadotti, Sottovia e Cavalcavia, 2020

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- ϕ 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



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	6 di 58

[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).

2.3 Documentazione di progetto

Inoltre, si fa riferimento ai seguenti documenti:

[C.1]. Relazione geotecnica generale: RS60.00.R.11.RG.GE0006.001.

[C.2]. Planoprofilo geotecnico - Tav. 1 di 3: RS60.00.R.11.F6.GE0006.001.

[C.3]. Planoprofilo geotecnico - Tav. 2 di 3: RS60.00.R.11.F6.GE0006.002.

[C.4]. Planoprofilo geotecnico - Tav. 3 di 3: RS60.00.R.11.F6.GE0006.003.

[C.5]. Tipologici fondazioni, scavi e opere provvisionali: RS60.00.R.11.PZ.VI0000.001.

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo pali di fondazione $R_{ck} > 30$ MPa (C25/30)

- $R_{ck} = 30$ 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/m³ 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)

3.2 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)

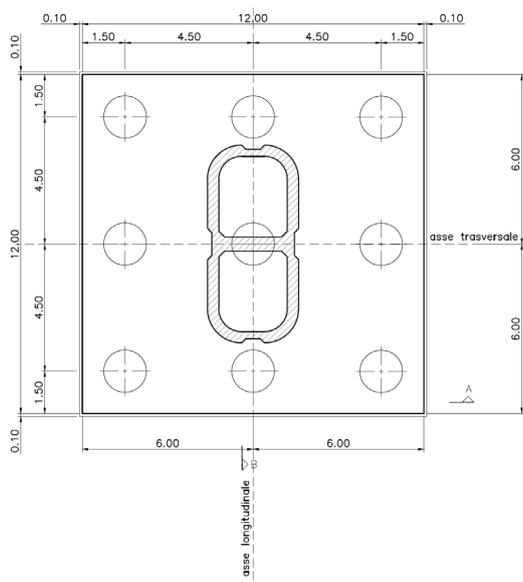
4 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

4.1 Viadotto VI01

Il viadotto ferroviario denominato VI01 ha una lunghezza di 977 m.ca complessivi, con impalcati realizzati a sezione mista acciaio calcestruzzo a via superiore con luci di 35-40-45 metri. Le pile sono a sezione cava costante, senza pulvini e snellite da lesene sui due lati lunghi. Le opere di fondazione in progetto riguardanti il viadotto in esame sono palificate realizzate con pali di grande diametro, queste sono previste su una fondazione a 9 pali nel caso delle pile, e su una fondazione di 12 pali nel caso delle spalle del viadotto.

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

Pianta Fondazioni



Sezione "A"

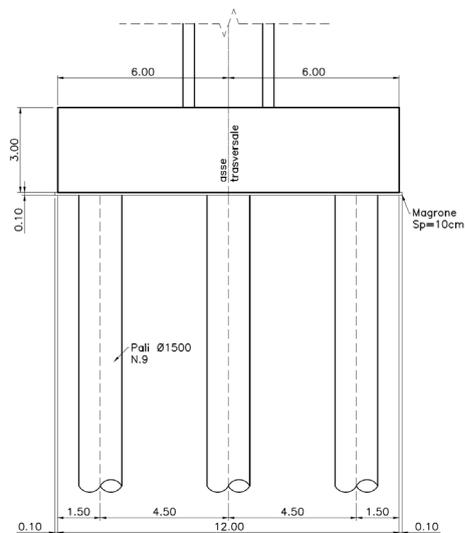


Figura 4.1 stralcio della carpenteria pila e fondazione su n° 9 pali

4.2 Scatolare FV01

L'opera FV01 rappresenta lo scatolare di stazione e si estende dalla pk 0+592 alla pk 0+845. Si tratta di una configurazione scatolare composta da un solaio superiore di spessore strutturale 1.3 m (sulla quale transita la linea ferroviaria) mentre lo spessore dei marciapiedi laterali è pari a 1.5 m. All'interno dello scatolare, con passo costante, sono presenti dei piedritti di forma U avente spessore costante pari a 1.2 m, la soletta intermedia invece è spessa 0.3 m ed infine la fondazione ha larghezza pari a 18 m e spessore pari a 2.0 m. La lunghezza complessiva dell'opera è pari a 250m. Le verifiche riportate nella seguente relazione si ritengono rappresentative anche per lo scatolare di appoggio alla galleria a farfalla (SL01) poiché quest'ultimo ha una configurazione geometrica molto simile allo scatolare FV01 e al contempo scarichi in fondazione di minore entità.

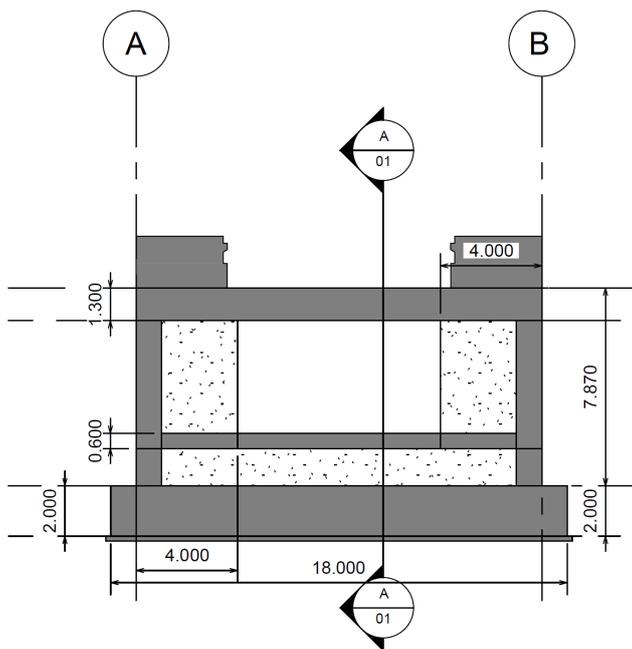


Figura 4.2 stralcio della carpenteria dello scatolare

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

5.1 Inquadramento geotecnico

La caratterizzazione geotecnica di riferimento adottata nelle seguenti analisi fa riferimento alla Relazione geotecnica generale (Doc. Rif.[C.1]). Per l'assetto stratigrafico e la quota di falda si fa riferimento ai profili geotecnici (Doc.Rif. da [C.2]a [C.4]).

Le unità geotecniche individuate sono riepilogate nello schema seguente.

I parametri specifici utilizzati verranno riportati nel capitolo di ciascuna opera.

Tabella 5-1 Unità geologiche e geotecniche

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE	
Riporti antropici (h)	R	Questa unità geotecnica comprende depositi assimilabili tra loro dal punto di vista della granulometria generalmente grossolano. Ghiaie poligeniche ed eterometriche (h), Limi argillosi e argille limoso-sabbiose (b2), Ghiaie poligeniche ed eterometriche (ba1), sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi (bb2), sabbie medie e grossolane (g2).
Coltri eluvio-colluviali (b2)		
Depositi alluvionali attuali (ba1)		
Depositi alluvionali recenti (bb2)		
Depositi di spiaggia attuali (g2)		
Sistema di Lentini (LEI2)	UG1	Argille limose e argille limoso-marnose (z < 14 m da p.c.)
	UG2	Argille limose e argille limoso-marnose (z > 14 m da p.c.)
Sistema di Augusta (AUG)	UG3	Sabbie medie e grossolane.

	NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS BATTIPAGLIA POTENZA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari	COMMESSA RC2I	LOTTO A1	CODIFICA R 11 P0	DOCUMENTO VI0000 002	REV. A

5.2 Inquadramento sismico

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.

5.2.1 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:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

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 $C_U=0.7$.



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	12 di 58

- 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 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 II ($C_U = 1.0$)

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

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

5.2.2 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, Doc.Rif. [C.1]. I valori di a_{g0} , S e PGA sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 5-2 Valori di S e PGA

Opera	a_{g0} [g]	$S=St*Ss$	PGA [g]
Viadotto VI01 e Scatolari	0.284	1.306=1x1.306	0.371



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	14 di 58

6 CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI SUPERFICIALI

In accordo alle NTC 2018 la struttura di fondazione è stata verificata sia nei confronti degli stati limite ultimi, sia nei confronti degli stati limite di esercizio, tenendo conto delle condizioni di carico più gravose e valutando gli effetti delle combinazioni.

Per ogni stato limite ultimo considerato è stato verificato che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo, ovvero che sia rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema.

Per ciascun stato limite di esercizio considerato è stato verificato che sia rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove Ed è il valore di progetto degli effetti delle azioni e Cd è il prescritto valore limite di tale effetto.

Nello specifico, per lo scatolare in esame sono state effettuate le seguenti verifiche:

1. Verifiche allo SLV di tipo geotecnico (GEO)

Collasso per carico limite della fondazione

4. Verifiche SLE di tipo geotecnico

Verifiche della compatibilità degli spostamenti e distorsioni

Le verifiche allo SLV (GEO) sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo (Tabella 6.2.I della NTC18) ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella Tabella 5.

Le verifiche allo stato limite ultimo in condizioni sismiche sono state condotte in analogia a quanto fatto per le verifiche in condizioni statiche adottando per i coefficienti A1 e A2 un valore pari a 1.

	NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS BATTIPAGLIA POTENZA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari	COMMESSA RC2I	LOTTO A1	CODIFICA R 11 P0	DOCUMENTO VI0000 002	REV. A

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tabella 5 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	Coefficiente parziale (R3)
	statico
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

6.1 Metodologie di calcolo allo SLE

L'analisi del cedimento è stata effettuata utilizzando il foglio di calcolo sviluppato dall'ing. Mancina per l'analisi delle tensioni indotte nel sottosuolo dai carichi applicati in superficie. Con il programma di calcolo è possibile analizzare cedimenti di fondazioni nastriformi.

6.1.1 Determinazione della zona compressibile H_c

Viene definita convenzionalmente zona compressibile (H_c) la profondità oltre la quale l'incremento delle tensioni verticali ($\Delta\sigma_z$) risulti inferiore a $0.15\sigma'_{v0}$ (essendo σ'_{v0} la tensione verticale efficace litostatica) e il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

6.1.2 Valutazione cedimenti per terreni coesivi

L'applicazione del carico su un deposito costituito da terreni coesivi comporta un percorso deformativo nel terreno che tradizionalmente viene illustrato come nella figura seguente

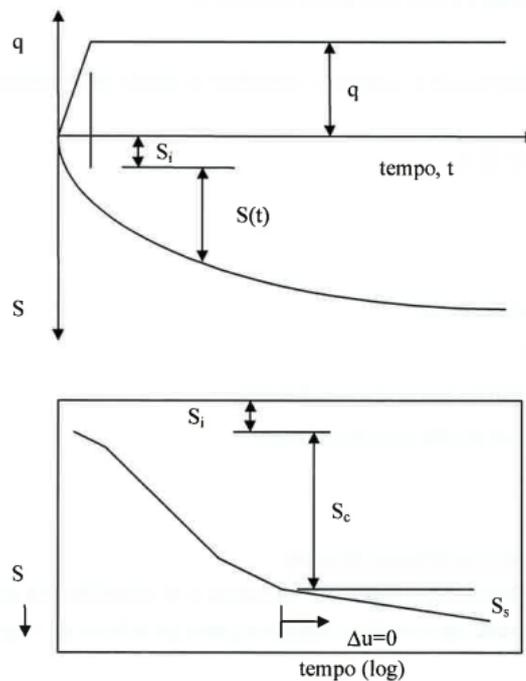


Figura 6.1 Cedimenti totali, immediati e di consolidazione

Data la bassa permeabilità del terreno la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali; i materiali coesivi si deformano a volume costante ed il cedimento che ne consegue è noto come cedimento immediato.

Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità ed alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria ed il cedimento conseguente è indicato come cedimento di consolidazioni primaria.

Ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle continuano a svilupparsi nel tempo assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico viscosa che avvengono in condizioni drenate; il cedimento conseguente è noto come cedimento secondario.

L'analisi del processo di consolidazione primaria consiste nella previsione del decorso nel tempo della dissipazione della sovrappressione interstiziale indotta e quindi del cedimento.

Le sovrappressioni indotte dal corpo di carico possono essere determinate dalla teoria di Boussinesq

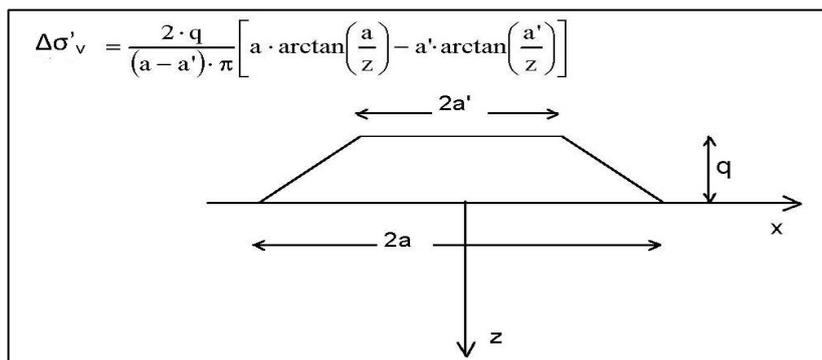
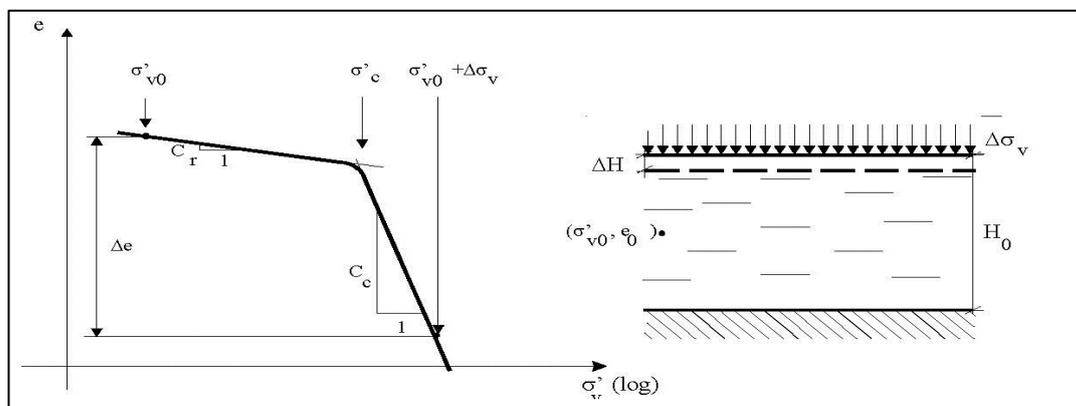


Figura 6.2 Calcolo sovrappressioni indotte

Note le sovrappressioni indotte i cedimenti di consolidazione primaria vengono calcolati mediante la teoria della consolidazione di Terzaghi (1942):



a) se $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$ (terreno N.C.):

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1 + e_0)} \cdot C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

b) se $\sigma'_c > (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1 + e_0)} \cdot C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

c) se $(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v) > \sigma'_c > \sigma'_{v0}$:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1 + e_0)} \cdot \left[C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_c}\right) \right]$$

Figura 6.3 Teoria della consolidazione edometrica



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
 LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
 BATTIPAGLIA POTENZA
 PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	18 di 58

I coefficienti di compressibilità degli strati sono stati determinati dalle prove edometriche condotte in laboratorio sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

Con riferimento alla teoria di Terzaghi (1942) l'equazione differenziale che regola il regime transitorio è

$$c_v \frac{d^2 u}{dz^2} = \frac{du}{dt}$$

dove

c_v = coefficiente di consolidazione verticale;

u = sovrappressione interstiziale: $u(z,t)$;

z = dimensione (verticale);

t = tempo;

La soluzione viene generalmente espressa in termini del parametro adimensionale "grado di consolidazione" U_v , definito dal rapporto fra la sovrappressione dissipata e quella iniziale:

$$U_v(z,t) = \frac{u_0 - u(z,t)}{u_0} = 1 - \frac{u(z,t)}{u_0} = \frac{s_c(t)}{s_c}$$

dove

u_0 = sovrappressione iniziale;

$u(z,t)$ = sovrappressione durante il transitorio;

$s_c(t)$ = cedimento (per consolidazione) nel generico istante t ;

s_c = cedimento al termine del processo.

Una funzione che approssima l'equazione differenziale è stata proposta da Sivaram e Swamee (1977) ed è:

$$U_v = (4 \cdot T_v / \pi)^{0.5} / [1 + (4 \cdot T_v / \pi)^{2.8}]^{0.179}$$

dove

$$T_v = c_v \cdot t / L_v^2 \quad \text{fattore di tempo adimensionale}$$

t = istante di tempo generico

L_v = massimo percorso di drenaggio.

6.2 Omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione

Poiché i terreni di fondazione su cui insiste lo scatolare (e più nel complesso gran parte della linea) risultano caratterizzati da proprietà meccaniche scadenti come evidenziato nella relazione geotecnica, si è reso necessario prevedere degli interventi di consolidamento con colonne in ghiaia vibro-compattata aventi diametro 800mm disposte a quinconce con interasse pari a 2.4m, di lunghezza 15m. L'efficacia degli interventi di consolidamento per vibro-sostituzione dipende dalla natura del terreno da trattare, dalla potenza della macchina impiegata e dal diametro della colonna che si vuole raggiungere. La risposta meccanica del sistema colonne-terreno è determinata, oltre che dalle caratteristiche iniziali di ciascuno degli elementi, anche dalla loro interazione alle diverse profondità. In letteratura sono previsti vari metodi che consentono di poter valutare i parametri meccanici equivalenti tenendo conto dei consolidamenti. Per il dimensionamento dell'intervento sono stati seguiti i seguenti criteri di omogeneizzazione che fanno riferimento a relazioni sperimentali note in letteratura per interventi di vibro-sostituzione nei terreni:

- Equivalent Column Method (K.S. Ng, S.A. Tan, 2015), per la determinazione dei parametri di rigidezza (E') e permeabilità (k);
- Metodo di Priebe (H.J. Priebe, 1995), per la determinazione dei parametri di resistenza.

Parametri di resistenza – Metodo di Priebe:

Per la determinazione dei parametri di resistenza si fa riferimento al Metodo di Priebe (H.J. Priebe, 1995).

Il metodo prevede l'applicazione di un criterio di omogeneizzazione, per l'angolo di resistenza a taglio, secondo il quale l'angolo di attrito del materiale consolidato risulta pari a:

$$\tan\varphi' = m \tan\varphi'_c + (1 - m)\tan\varphi'_s$$

Dove:

- φ'_c è l'angolo di attrito della colonna;
- φ'_s è l'angolo di attrito del terreno
- m è un coefficiente funzione del fattore di miglioramento n secondo la relazione

$$m = (n - 1 + \overline{A_c/A})/n$$

con

$$\overline{A_c/A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

Dove

- A è l'area di influenza della singola colonna, che per maglia triangolare equilatera di lato s è pari a $A = \pi s^2 / 4$;
- A_c è l'area della colonna.

Il rapporto $\Delta(A/A_c)$ si ricava mediante l'abaco di Figura 7.4, in funzione dell'angolo di attrito della colonna φ' , c e del rapporto tra il modulo edometrico della colonna ($D_c = E_{ed,c}$) ed il modulo edometrico del terreno ($D_s = E_{ed,s}$). Il fattore di miglioramento n si ricava mediante l'abaco di Figura 7.5. Considerando il rapporto A/A_c è possibile ricavare il fattore di miglioramento di base ($n=n_0$), che si basa sull'ipotesi di incompressibilità delle colonne.

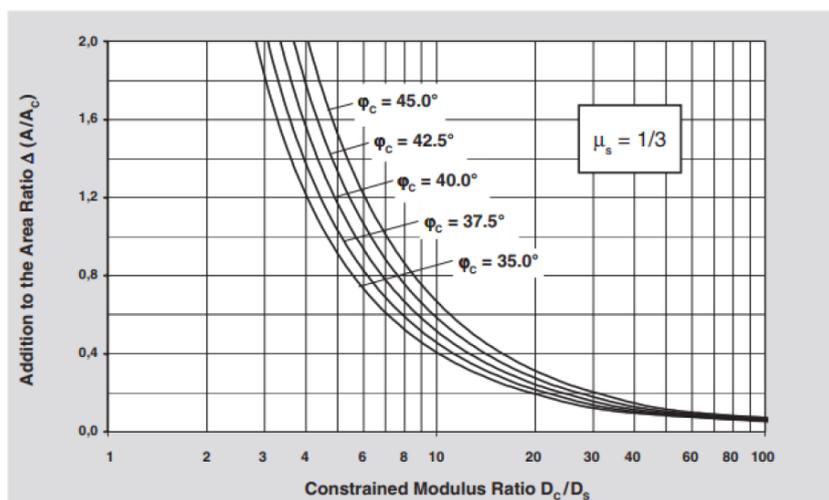


Figura 7.4 – Abaco per la determinazione del rapporto $\Delta(A/A_c)$ al variare del rapporto D_c/D_s .

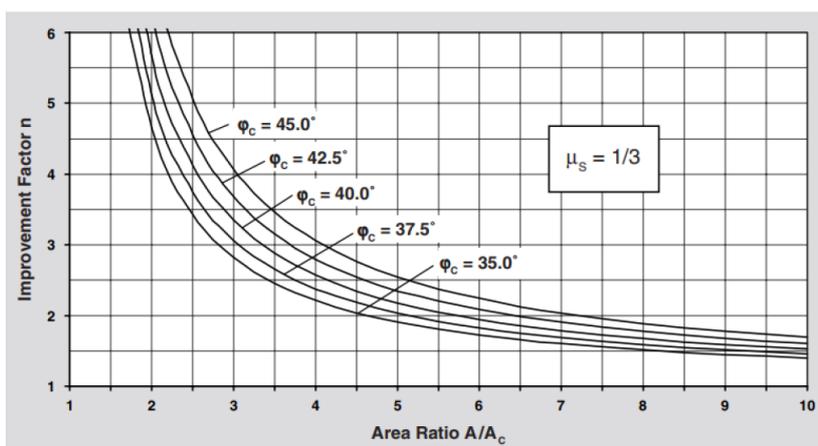


Figura 7.5 - Abaco per la determinazione del fattore di miglioramento n al variare del rapporto A/A_c

Parametri di rigidezza e permeabilità – Equivalent Column Method (ECM) (K.S Ng, S.A Tan 2015)

Il metodo si basa sul criterio di omogenizzazione ed è il risultato di un'analisi 2-D agli elementi finiti in condizioni di assialsimmetria basate sul modello "unit cell". Sulla base delle analisi numeriche condotte dagli Autori, è possibile

determinare i parametri di rigidezza e permeabilità del terreno consolidato, in funzione dei parametri chiave che caratterizzano il problema, ovvero il rapporto di sostituzione dell'area (α), l'intensità del carico agente e l'angolo di resistenza a taglio del materiale costituente le colonne (φ' , c').

Stima del modulo edometrico:

Il modulo edometrico equivalente del terreno consolidato viene determinato a partire dalla stima del modulo di Young del terreno consolidato (E_{eq}), mediante le relazioni:

$$E_{eq} = \frac{E_{composite}}{N_{corr}}$$

$$E_{composite} = \alpha E_c + (1 - \alpha) E_s$$

dove

- $\alpha = A_c/A$ è il rapporto di sostituzione d'area;
- A_c è l'area di una colonna;
- A è l'area totale di influenza di una colonna;
- E_c è il modulo di Young del materiale costituente le colonne;
- E_s è il modulo di Young del terreno;
- N_{corr} è un fattore correttivo.

Il fattore correttivo N_{corr} , che tiene conto del comportamento non perfettamente elastico del materiale costituente le colonne e del terreno circostante, si determina attraverso il grafico di Figura 7.6, noti il rapporto di sostituzione α ed il carico agente all'estradosso. A favore di sicurezza si considera una stima cautelativa dell'angolo di attrito del materiale costituente le colonne ($\varphi'_c = 40^\circ$). Il modulo edometrico (E_{ed}) è infine direttamente correlabile al modulo di Young (E) dalla teoria elastica, secondo cui:

$$E_{ed} = E \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

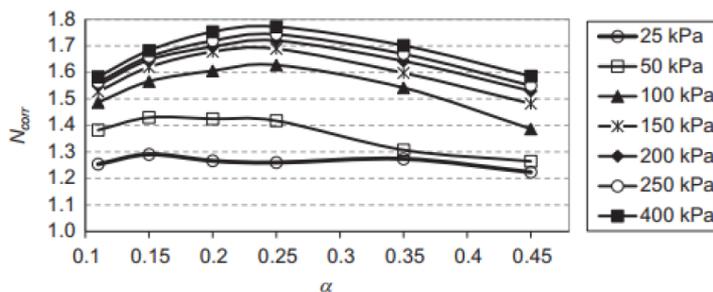


Figura 7.6 – Abaco per la determinazione del coefficiente correttivo N_{corr} per angolo di attrito della colonna di ghiaia pari a $\varphi'_c = 40^\circ$

Stima del coefficiente di permeabilità (k_{eq}):

Il coefficiente di permeabilità equivalente del terreno consolidato si determina mediante la relazione

$$k_{eq} = \frac{k_{composite} \cdot k_s}{1 \cdot 10^{-4}} \text{ (m/day)}$$

Dove

- $k_{composite}$ è il coefficiente di permeabilità composta;
- k_s è il coefficiente di permeabilità del terreno.

Il coefficiente di permeabilità composta si determina attraverso l'abaco di Figura 7.7, in funzione del rapporto di sostituzione α e del rapporto k_c / k_s tra la permeabilità del materiale costituente le colonne (k_c) ed il terreno (k_s).

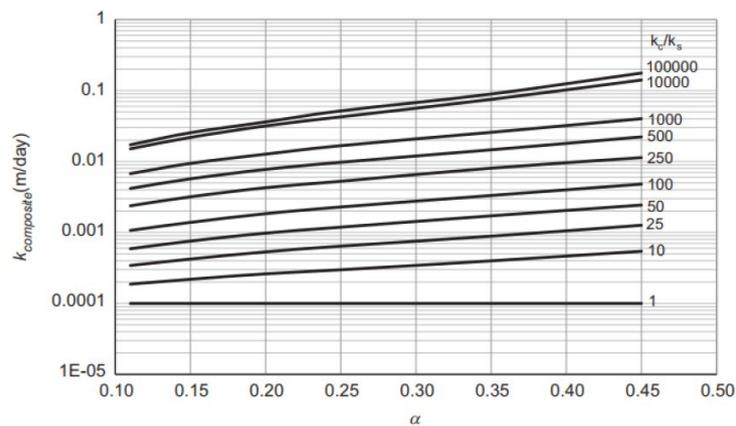


Figura 7.7 – Abaco per la determinazione del coefficiente $k_{composite}$ in funzione del rapporto di sostituzione α e del rapporto k_c / k_s



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	23 di 58

7 CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE

7.1 Calcolo capacità portante per carico verticale eccentrico

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

7.1.1 Dominio di resistenza della palificata

Calcolo 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 7.1 si riporta, a titolo di esempio, il dominio di resistenza di una palificata (16 pali disposti a 4 file da 4 pali ciascuna) proposto da Di Laora et al.[B.22]. 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. [B.22]

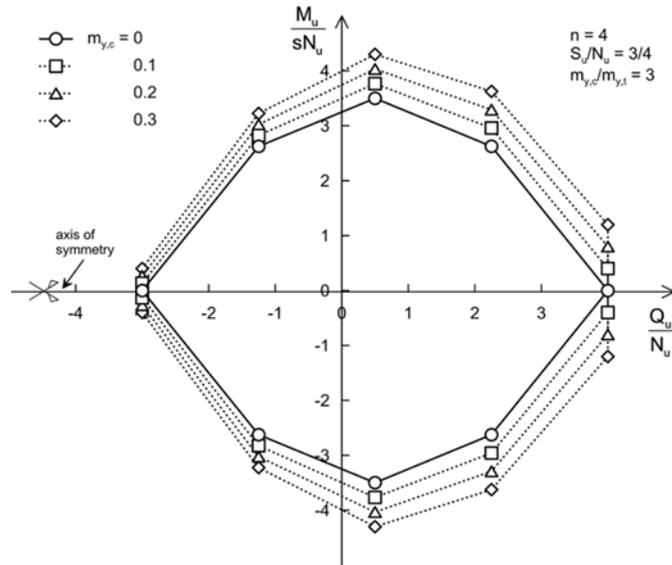


Figura 7.1 Esempio di Dominio di Resistenza di una palificata 4x4 [B.22]

7.1.2 Metodo di calcolo capacità portante del singolo palo:

7.1.2.1 Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di progettazione

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

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

dove:

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

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

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

Nel presente progetto si assume, per tutte le fondazioni dei viadotti $\xi_{3,4} = 1.7$.

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).

7.1.3 Calcolo capacità portante del palo singolo ai carichi verticali

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

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

dove Q_L e Q_B sono rispettivamente la resistenza laterale e di base (di calcolo), mentre W_p' è il peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno). I coefficienti γ_s e γ_b sono rispettivamente il coefficiente parziale laterale in compressione e alla base riferiti alla tecnologia realizzativa dei pali.

7.1.3.1 Resistenza laterale

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

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

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

Depositi incoerenti

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

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

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

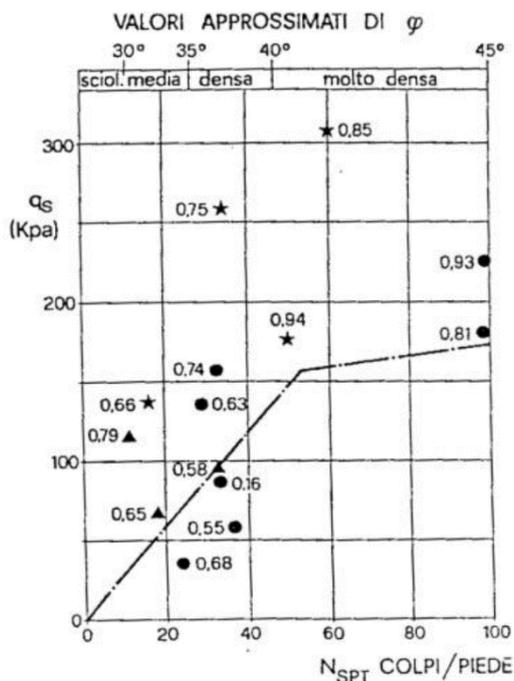


Figura 7.2 Tensioni tangenziali limite in terreni sabbiosi per pali trivellati di grande diametro, [B.8]

Depositi coesivi (metodo α)

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

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

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

c_u	α
$c_u \leq 25$ kPa;	0.90
25 kPa < $c_u \leq 50$ kPa	0.80
50 kPa < $c_u \leq 75$ kPa	0.60
$c_u > 75$ kPa	0.40

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]. Nel presente progetto, coerentemente con la tecnologia realizzativa utilizzata, è stato preso $\tau_{l,max} = 100$ kPa.

7.1.3.2 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.

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

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. Tale valore è assunto anche come valore limite di calcolo del deposito coesivo in condizioni drenate.**

7.1.4 Determinazione della resistenza di progetto a trazione del palo singolo

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	29 di 58

$$R_{t,d} = \frac{Q_L}{\gamma_{st} \xi_{3,4}} + W_p'$$

dove Q_L è la resistenza laterale di calcolo (valutabile secondo quanto riportato al paragrafo 7.1.3.1 della presente relazione), e W_p' è il peso efficace del palo (alleggerito se sottofalda). Il coefficiente parziale γ_{st} è riferito alla tecnologia realizzativa dei pali (tabella 6.4.II, NTC2018).

8 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI

8.1 Viadotto VI01

Il viadotto ferroviario denominato VI01 ha una lunghezza di 977 m.ca complessivi, con impalcati realizzati a sezione mista acciaio calcestruzzo a via superiore con luci di 35-40-45 metri. Le pile sono a sezione cava costante, senza pulvini e snellite da lesene sui due lati lunghi.

In Tabella 8-1 è riportata sinteticamente la tipologia di plinto e di spalla adottata per il viadotto in esame:

Tabella 8-1: VI01 – Tipologico Fondazioni

	tipologico strutturale	lungh. trasv. plinto	lungh. long. plinto	spessore plinto	TIPOLOGICO FOND
	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Pila		12.0	12.0	3.0	P. 9 PALI L=38 m
Spalla		16.5	12.0	2.5	SP. 12 PALI L=40m

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 del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro D1500.

Le palificate per le fondazioni del viadotto differiscono tra pile e spalle sia per numero di pali che per la lunghezza di quest'ultimi. In particolare, sono presenti le seguenti palificate:

- Pile: 9 pali di lunghezza 38 m;
- Spalle: 12 pali di lunghezza 40 m.

In questa prima fase di progetto di fattibilità, i domini di resistenza sono stati calcolati per le combinazioni SLU e SLV per le palificate relative alle fondazioni delle pile. Le fondazioni delle spalle sono state predimensionate sulla base di tipologici ferroviari realizzati in terreni di fondazione analoghi a quelli presenti sul viadotto in oggetto.

Per l'esecuzione dei plinti di fondazione, vista la natura dei terreni e il posizionamento della falda (al di sotto della quota di intradosso dei plinti), in generale si procede con scavo di sbancamento con inclinazione $2v/3h$. Per lo scavo dei plinti di alcune pile, in ragione della prossimità con viabilità preesistenti, si rende necessario l'utilizzo di paratie di micropali provvisori (si veda l'elaborato [C.5]).

8.1.1 Stratigrafia di calcolo

La stratigrafia di riferimento con i parametri geotecnici caratteristici è riportata nella tabella seguente:

Tabella 8-2: VI01 – Stratigrafia di riferimento e parametri di progetto

STRATIGRAFIA VI01								
da m	a m	UG	Lito	Comp	γ	φ'	c'	cu
0,0	15,0	UG1	(L)(A)	C	19,0	22	5	100
15,0	30,0	UG2	(L)(A)	C	19,0	22	10	150

La falda di progetto è stata considerata a 4.0 m dal pc.

Nel presente progetto, la coesione drenata è sempre assunta nulla nei calcoli in condizioni drenate.

8.1.2 Scarichi strutturali

Nella tabella seguente vengono riportati gli scarichi su ogni pila, comprensivi delle azioni derivanti dal plinto di fondazione. Sono stati considerati, nel presente dimensionamento preliminare, le azioni sulla pila derivanti dalla combinazione di impalcati di luce maggiore 45 m-40 m. Si sottolinea che l'azione sismica dovuta al peso del plinto è considerata concomitante per la sola azione verticale "z". Gli assi "x" ed "y" riportati in tabella fanno riferimento, rispettivamente, alla direzione parallela ed ortogonale al binario.

Tabella 8-3: VI01 – scarichi strutturali per ogni pila, combinazioni statiche

SLU-A1					
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kNm]	My[kNm]
SLU-A1-1	4460	1198	39515	15752	77981
SLU-A1-2	273	842	39515	9205	4684
SLU-A1-3	273	1198	32873	15752	4061
SLU-A1-5	8647	1020	39515	12478	151278
SLU-A1-6	8647	842	35607	9205	150966
SLU-A1-7	273	842	31698	9205	4061
SLU-A1-13	311	0	31698	0	4606
SLU-A1-14	216	1403	31698	15342	3243

SLU-A2					
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kNm]	My[kNm]
SLU-A2-1	3875	1037	34107	13621	67676
SLU-A2-2	266	730	34107	7978	4489
SLU-A2-3	266	1037	28380	13621	3952
SLU-A2-5	7485	883	34107	10800	130863
SLU-A2-6	7485	730	30737	7978	130595
SLU-A2-7	266	730	27368	7978	3952

SLU-A2-13	298	0	27368	0	4424
SLU-A2-14	216	1216	27368	13296	3243

SLE-rara					
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kNm]	My[kNm]
SLE-rara-1	3142	807	31031	10652	54768
SLE-rara-2	254	561	31031	6137	4218
SLE-rara-5	6029	684	31031	8394	105317
SLE-rara-6	6029	561	28336	6137	105102
SLE-rara-7	254	561	25640	6137	3788
SLE-rara-13	279	0	25640	0	4152
SLE-rara-14	216	936	25640	10228	3243

SLE-frequente					
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kNm]	My[kNm]
SLE-frequente-1	3135	713	31031	9629	54677
SLE-frequente-2	248	468	31031	5114	4127
SLE-frequente-3	248	713	26450	9629	3698
SLE-frequente-5	6023	591	31031	7371	105226
SLE-frequente-6	6023	468	28336	5114	105012
SLE-frequente-7	248	468	25640	5114	3698
SLE-frequente-13	279	0	25640	0	4152
SLE-frequente-14	216	936	25640	10228	3243

SLE-quasipermanente					
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kNm]	My[kNm]
SLE-quasipermanente-2	216	0	31031	0	3673
SLE-quasipermanente-3	216	246	26450	4515	3243
SLE-quasipermanente-4	216	0	26450	0	3243
SLE-quasipermanente-5	5992	123	31031	2257	104772
SLE-quasipermanente-6	5992	0	28336	0	104557
SLE-quasipermanente-7	216	0	25640	0	3243
SLE-quasipermanente-14	216	936	25640	10228	3243

Tabella 8-4: VI01 – scarichi strutturali per ogni pila, combinazioni sismiche

SLV					
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kNm]	My[kNm]
SLV-18	7987	2331	26678	36951	126413
SLV-19	2548	7771	26226	123170	40194
SLV-20	2548	2331	27594	36951	40194

8.1.3 Verifiche GEO fondazioni su pali a carico limite VERTICALE

8.1.3.1 Curve di capacità portante pali di fondazione

Nel seguito sono riportate le curve di capacità portante verticale a compressione (combinazione statica non drenata/drenata e combinazione sismica non drenata) e a e trazione (combinazione statica drenata/non drenata e combinazione sismica non drenata).

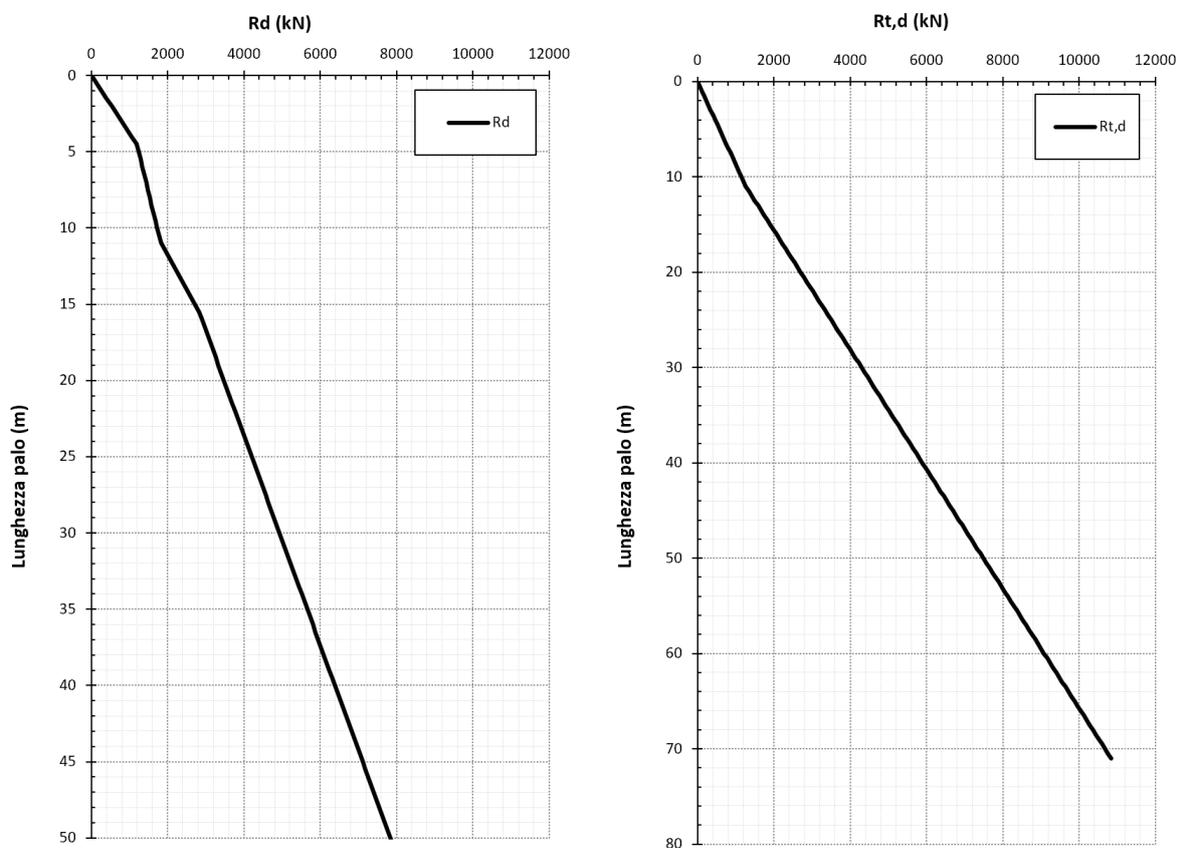


Figura 8.1– VI01: Curve di Capacità Portante SLU in condizioni non drenate a compressione (sinistra) e trazione (destra)

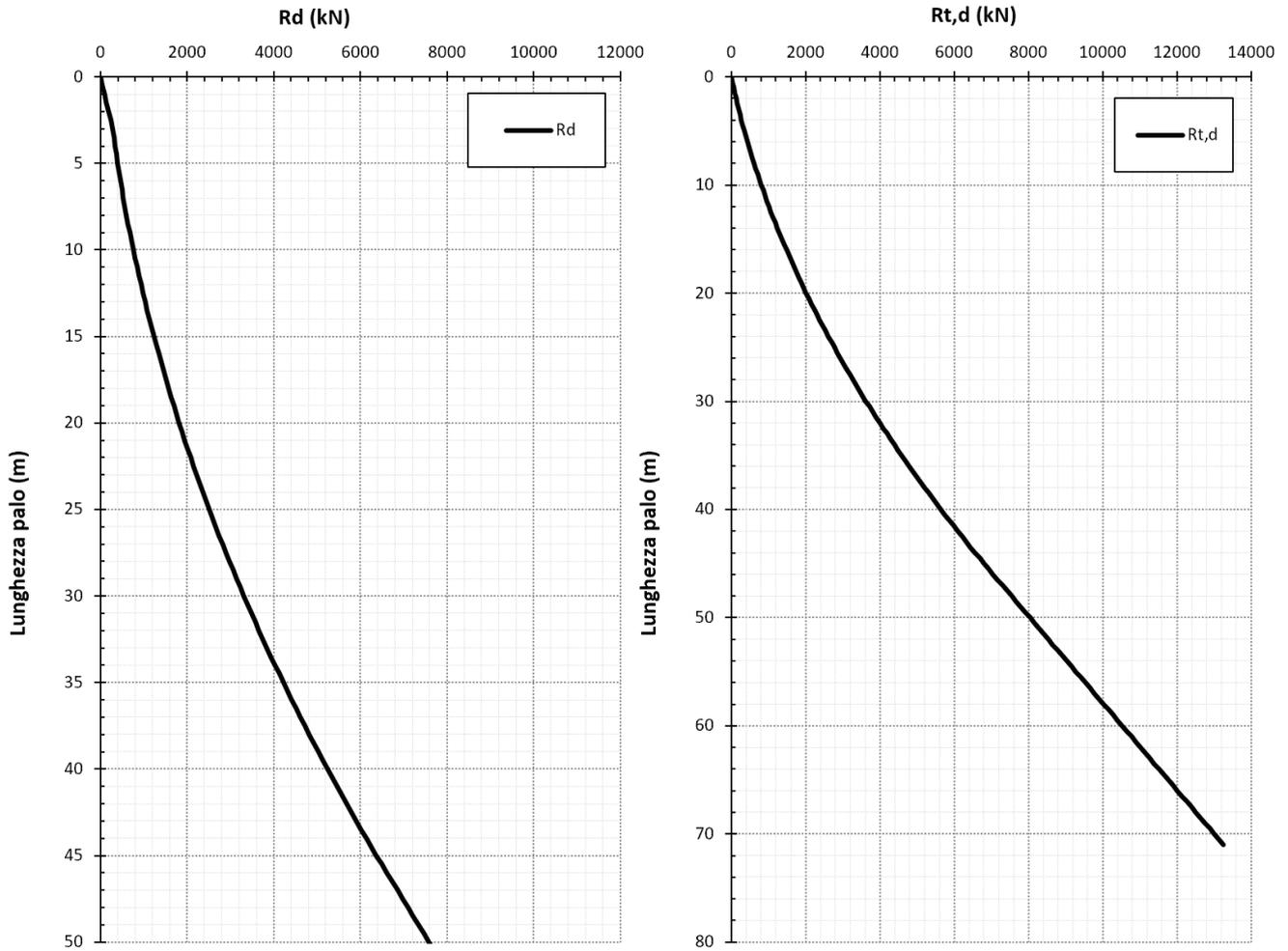


Figura 8.2 – VI01: Curve di Capacità Portante SLU in condizioni drenate a compressione (sinistra) e trazione (destra)

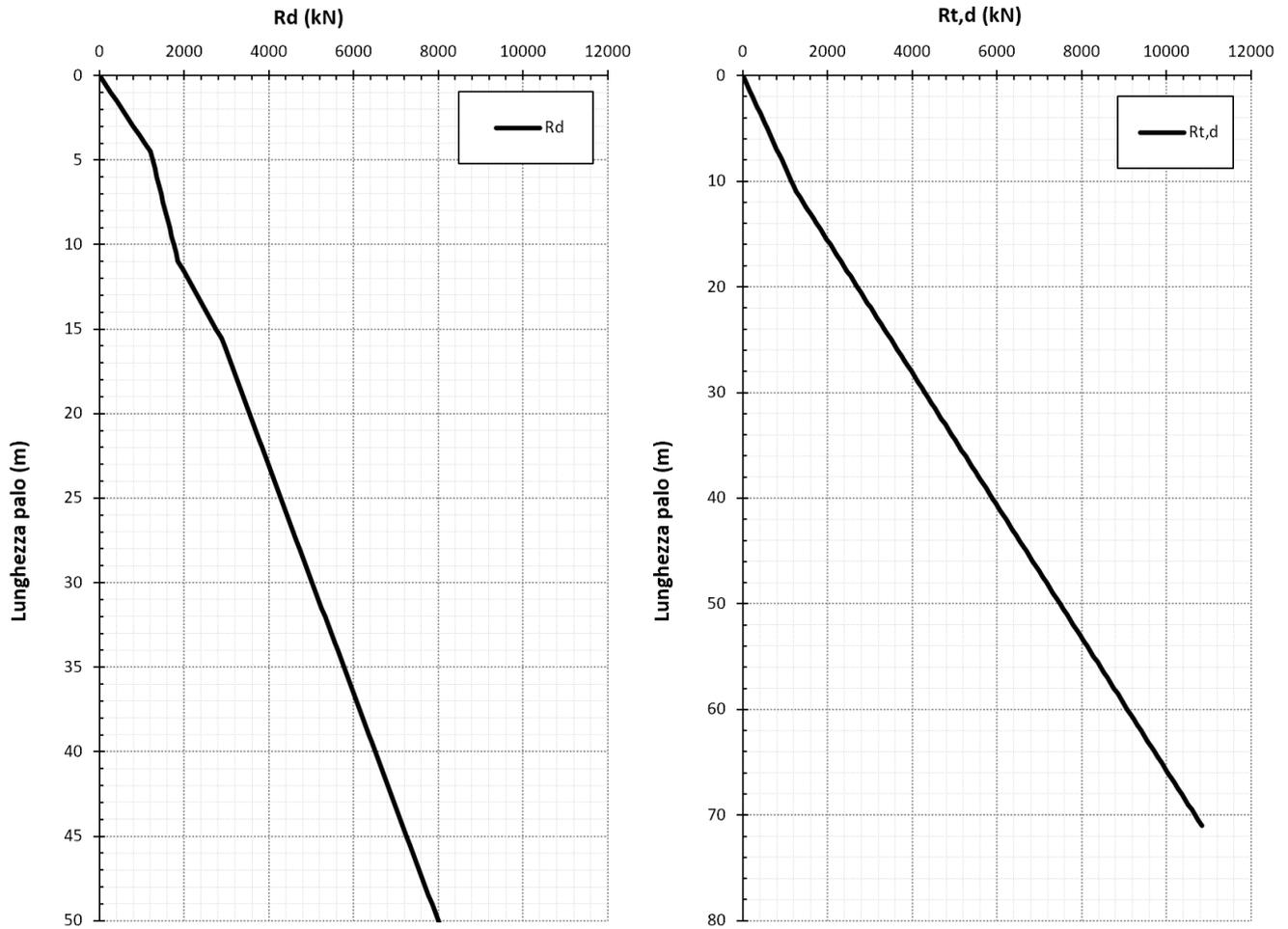


Figura 8.3 – VI01: Curve di Capacità Portante SLV in condizioni non drenate a compressione (sinistra) e trazione (destra)

Nelle tabelle seguenti si riportano le curve di capacità in forma tabellare

Tabella 8-5 VI01: curve di capacità portante a compressione e trazione

Profondità		Unità geotecnica	SLV- condizioni non drenate		SLU- condizioni non drenate		SLU- condizioni drenate	
z	Lp		R _d	R _{t,d}	R _d	R _{t,d}	R _d	R _{t,d}
(m)	(m)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.50	UG1	133.72	57.61	132.13	57.61	53.11	30.78
5.00	1.00	UG1	267.45	115.21	264.27	115.21	107.75	62.57
5.50	1.50	UG1	401.17	172.82	396.40	172.82	163.93	95.37
6.00	2.00	UG1	534.90	230.42	528.53	230.42	221.64	129.17
6.50	2.50	UG1	668.62	288.03	660.67	288.03	280.88	163.98
7.00	3.00	UG1	802.34	345.63	792.80	345.63	332.99	199.81
7.50	3.50	UG1	936.07	403.24	924.94	403.24	370.33	236.63
8.00	4.00	UG1	1069.79	460.84	1057.07	460.84	409.21	274.47
8.50	4.50	UG1	1203.52	518.45	1189.20	518.45	449.61	313.32
9.00	5.00	UG1	1253.74	576.05	1237.84	576.05	491.56	353.17
9.50	5.50	UG1	1303.96	633.66	1286.47	633.66	535.03	394.03
10.00	6.00	UG1	1354.18	691.27	1335.10	691.27	580.04	435.90
10.50	6.50	UG1	1404.41	748.87	1383.73	748.87	626.59	478.77
11.00	7.00	UG1	1454.63	806.48	1432.36	806.48	674.67	522.66
11.50	7.50	UG1	1504.85	864.08	1480.99	864.08	724.28	567.55
12.00	8.00	UG1	1555.07	921.69	1529.63	921.69	775.42	613.45
12.50	8.50	UG1	1605.29	979.29	1578.26	979.29	828.10	660.36
13.00	9.00	UG1	1655.52	1036.90	1626.89	1036.90	882.32	708.28
13.50	9.50	UG1	1705.74	1094.50	1675.52	1094.50	938.06	757.20
14.00	10.00	UG1	1755.96	1152.11	1724.15	1152.11	995.35	807.13
14.50	10.50	UG1	1806.18	1209.72	1772.78	1209.72	1054.16	858.07
15.00	11.00	UG1	1856.41	1267.32	1821.42	1267.32	1114.51	910.02
15.00	11.00	UG2	1856.41	1267.32	1821.42	1267.32	1114.51	910.02
15.50	11.50	UG2	1969.23	1347.10	1932.65	1347.10	1176.39	962.98
16.00	12.00	UG2	2082.06	1426.88	2043.89	1426.88	1239.81	1016.94
16.50	12.50	UG2	2194.88	1506.67	2155.12	1506.67	1304.76	1071.91
17.00	13.00	UG2	2307.71	1586.45	2266.36	1586.45	1371.24	1127.89
17.50	13.50	UG2	2420.54	1666.23	2377.59	1666.23	1439.26	1184.88



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
 LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
 BATTIPAGLIA POTENZA
 PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA RC2I	LOTTO A1	CODIFICA R 11 P0	DOCUMENTO VI0000 002	REV. A	FOGLIO 37 di 58
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

18.00	14.00	UG2	2533.36	1746.01	2488.83	1746.01	1508.81	1242.88
18.50	14.50	UG2	2646.19	1825.79	2600.07	1825.79	1579.90	1301.88
19.00	15.00	UG2	2759.02	1905.57	2711.30	1905.57	1652.52	1361.89
19.50	15.50	UG2	2871.84	1985.35	2822.54	1985.35	1726.67	1422.91
20.00	16.00	UG2	2946.17	2065.14	2895.27	2065.14	1802.36	1484.94
20.50	16.50	UG2	3020.49	2144.92	2968.01	2144.92	1879.58	1547.97
21.00	17.00	UG2	3094.82	2224.70	3040.75	2224.70	1958.34	1612.02
21.50	17.50	UG2	3169.15	2304.48	3113.48	2304.48	2038.63	1677.07
22.00	18.00	UG2	3243.47	2384.26	3186.22	2384.26	2120.45	1743.13
22.50	18.50	UG2	3317.80	2464.04	3258.95	2464.04	2203.81	1810.20
23.00	19.00	UG2	3392.13	2543.82	3331.69	2543.82	2288.70	1878.27
23.50	19.50	UG2	3466.45	2623.60	3404.43	2623.60	2375.12	1947.36
24.00	20.00	UG2	3540.78	2703.39	3477.16	2703.39	2463.08	2017.45
24.50	20.50	UG2	3615.11	2783.17	3549.90	2783.17	2552.57	2088.55
25.00	21.00	UG2	3689.43	2862.95	3622.63	2862.95	2643.60	2160.65
25.50	21.50	UG2	3763.76	2942.73	3695.37	2942.73	2736.16	2233.77
26.00	22.00	UG2	3838.08	3022.51	3768.11	3022.51	2830.25	2307.89
26.50	22.50	UG2	3912.41	3102.29	3840.84	3102.29	2925.88	2383.02
27.00	23.00	UG2	3986.74	3182.07	3913.58	3182.07	3023.04	2459.16
27.50	23.50	UG2	4061.06	3261.86	3986.31	3261.86	3121.74	2536.31
28.00	24.00	UG2	4135.39	3341.64	4059.05	3341.64	3221.97	2614.47
28.50	24.50	UG2	4209.72	3421.42	4131.79	3421.42	3323.73	2693.63
29.00	25.00	UG2	4284.04	3501.20	4204.52	3501.20	3427.03	2773.80
29.50	25.50	UG2	4358.37	3580.98	4277.26	3580.98	3531.86	2854.98
30.00	26.00	UG2	4432.70	3660.76	4349.99	3660.76	3638.22	2937.17
30.50	26.50	UG2	4507.02	3740.54	4422.73	3740.54	3746.12	3020.36
31.00	27.00	UG2	4581.35	3820.33	4495.46	3820.33	3855.55	3104.56
31.50	27.50	UG2	4655.67	3900.11	4568.20	3900.11	3966.52	3189.78
32.00	28.00	UG2	4730.00	3979.89	4640.94	3979.89	4079.02	3275.99
32.50	28.50	UG2	4804.33	4059.67	4713.67	4059.67	4193.05	3363.22
33.00	29.00	UG2	4878.65	4139.45	4786.41	4139.45	4308.62	3451.46
33.50	29.50	UG2	4952.98	4219.23	4859.15	4219.23	4425.72	3540.70
34.00	30.00	UG2	5027.31	4299.01	4931.88	4299.01	4544.36	3630.95
34.50	30.50	UG2	5101.63	4378.80	5004.62	4378.80	4664.53	3722.21
35.00	31.00	UG2	5175.96	4458.58	5077.35	4458.58	4786.23	3814.47
35.50	31.50	UG2	5250.29	4538.36	5150.09	4538.36	4908.22	3907.75
36.00	32.00	UG2	5324.61	4618.14	5222.82	4618.14	5030.20	4002.03
36.50	32.50	UG2	5398.94	4697.92	5295.56	4697.92	5152.19	4097.32
37.00	33.00	UG2	5473.26	4777.70	5368.30	4777.70	5274.18	4193.62
37.50	33.50	UG2	5547.59	4857.48	5441.03	4857.48	5396.16	4290.93
38.00	34.00	UG2	5621.92	4937.27	5513.77	4937.27	5518.15	4389.24
38.50	34.50	UG2	5696.24	5017.05	5586.50	5017.05	5640.14	4488.56
39.00	35.00	UG2	5770.57	5096.83	5659.24	5096.83	5762.13	4588.89
39.50	35.50	UG2	5844.90	5176.61	5731.98	5176.61	5884.11	4690.23



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
 LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
 BATTIPAGLIA POTENZA
 PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	38 di 58

40.00	36.00	UG2	5919.22	5256.39	5804.71	5256.39	6006.10	4792.58
40.50	36.50	UG2	5993.55	5336.17	5877.45	5336.17	6128.09	4895.93
41.00	37.00	UG2	6067.88	5415.96	5950.19	5415.96	6250.08	5000.30
41.50	37.50	UG2	6142.20	5495.74	6022.92	5495.74	6372.06	5105.67
42.00	38.00	UG2	6216.53	5575.52	6095.66	5575.52	6494.05	5212.04
42.50	38.50	UG2	6290.86	5655.30	6168.39	5655.30	6616.04	5319.43
43.00	39.00	UG2	6365.18	5735.08	6241.13	5735.08	6738.02	5427.82
43.50	39.50	UG2	6439.51	5814.86	6313.87	5814.86	6860.01	5537.23
44.00	40.00	UG2	6513.84	5894.65	6386.60	5894.65	6982.00	5647.64
44.50	40.50	UG2	6588.16	5974.43	6459.34	5974.43	7103.99	5759.05
45.00	41.00	UG2	6662.49	6054.21	6532.08	6054.21	7225.97	5871.48
45.50	41.50	UG2	6736.82	6133.99	6604.81	6133.99	7347.96	5984.91
46.00	42.00	UG2	6811.14	6213.77	6677.55	6213.77	7469.95	6099.36
46.50	42.50	UG2	6885.47	6293.55	6750.28	6293.55	7591.93	6214.81
47.00	43.00	UG2	6959.80	6373.34	6823.02	6373.34	7713.92	6331.26
47.50	43.50	UG2	7034.12	6453.12	6895.76	6453.12	7835.91	6448.73
48.00	44.00	UG2	7108.45	6532.90	6968.49	6532.90	7957.90	6567.20
48.50	44.50	UG2	7182.78	6612.68	7041.23	6612.68	8079.88	6686.68
49.00	45.00	UG2	7257.10	6692.46	7113.96	6692.46	8201.87	6807.17
49.50	45.50	UG2	7331.43	6772.24	7186.70	6772.24	8323.86	6928.67
50.00	46.00	UG2	7405.76	6852.02	7259.44	6852.02	8445.84	7051.18
50.50	46.50	UG2	7480.08	6931.81	7332.17	6931.81	8567.83	7174.69
51.00	47.00	UG2	7554.41	7011.59	7404.91	7011.59	8689.82	7298.82
51.50	47.50	UG2	7628.74	7091.37	7477.65	7091.37	8811.81	7422.96
52.00	48.00	UG2	7703.06	7171.15	7550.38	7171.15	8933.79	7547.09
52.50	48.50	UG2	7777.39	7250.93	7623.12	7250.93	9055.78	7671.22
53.00	49.00	UG2	7851.72	7330.71	7695.85	7330.71	9177.77	7795.36
53.50	49.50	UG2	7926.04	7410.50	7768.59	7410.50	9299.75	7919.49
54.00	50.00	UG2	8000.37	7490.28	7841.33	7490.28	9421.74	8043.62
54.50	50.50	UG2	8074.70	7570.06	7914.06	7570.06	9543.73	8167.76
55.00	51.00	UG2	8149.02	7649.84	7986.80	7649.84	9665.72	8291.89
55.50	51.50	UG2	8223.35	7729.62	8059.53	7729.62	9787.70	8416.02
56.00	52.00	UG2	8297.68	7809.40	8132.27	7809.40	9909.69	8540.16
56.50	52.50	UG2	8372.00	7889.19	8205.01	7889.19	10031.68	8664.29
57.00	53.00	UG2	8446.33	7968.97	8277.74	7968.97	10153.67	8788.42
57.50	53.50	UG2	8520.66	8048.75	8350.48	8048.75	10275.65	8912.55
58.00	54.00	UG2	8594.98	8128.53	8423.22	8128.53	10397.64	9036.69
58.50	54.50	UG2	8669.31	8208.31	8495.95	8208.31	10519.63	9160.82
59.00	55.00	UG2	8743.64	8288.09	8568.69	8288.09	10641.61	9284.96
59.50	55.50	UG2	8817.96	8367.88	8641.42	8367.88	10763.60	9409.09
60.00	56.00	UG2	8892.29	8447.66	8714.16	8447.66	10885.59	9533.22
60.50	56.50	UG2	8966.62	8527.44	8786.90	8527.44	11007.58	9657.35
61.00	57.00	UG2	9034.01	8607.22	8852.70	8607.22	11129.56	9781.49
61.50	57.50	UG2	9101.02	8687.00	8918.12	8687.00	11251.55	9905.62



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
 LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
 BATTIPAGLIA POTENZA
 PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	39 di 58

62.00	58.00	UG2	9168.04	8766.78	8983.54	8766.78	11373.54	10029.75
62.50	58.50	UG2	9235.05	8846.57	9048.97	8846.57	11495.53	10153.89
63.00	59.00	UG2	9302.06	8926.35	9114.39	8926.35	11617.51	10278.02
63.50	59.50	UG2	9369.07	9006.13	9179.81	9006.13	11739.50	10402.15
64.00	60.00	UG2	9436.08	9085.91	9245.23	9085.91	11861.49	10526.29
64.50	60.50	UG2	9503.09	9165.69	9310.65	9165.69	11983.47	10650.42
65.00	61.00	UG2	9570.11	9245.47	9376.07	9245.47	12105.46	10774.55
65.50	61.50	UG2	9637.12	9325.25	9441.49	9325.25	12227.45	10898.69
66.00	62.00	UG2	9704.13	9405.04	9506.91	9405.04	12349.44	11022.82
66.50	62.50	UG2	9771.14	9484.82	9572.33	9484.82	12471.42	11146.95
67.00	63.00	UG2	9838.15	9564.60	9637.76	9564.60	12593.41	11271.09
67.50	63.50	UG2	9905.16	9644.38	9703.18	9644.38	12715.40	11395.22
68.00	64.00	UG2	9972.17	9724.16	9768.60	9724.16	12837.38	11519.35
68.50	64.50	UG2	10039.18	9803.94	9834.02	9803.94	12959.37	11643.49
69.00	65.00	UG2	10106.19	9883.72	9899.44	9883.72	13081.36	11767.62
69.50	65.50	UG2	10173.21	9963.50	9964.86	9963.50	13203.35	11891.75
70.00	66.00	UG2	10240.22	10043.29	10030.28	10043.29	13325.33	12015.89
70.50	66.50	UG2	10307.23	10123.07	10095.70	10123.07	13447.32	12140.02
71.00	67.00	UG2	10374.24	10202.85	10161.12	10202.85	13569.31	12264.15
71.50	67.50	UG2	10441.25	10282.63	10226.54	10282.63	13691.29	12388.28
72.00	68.00	UG2	10508.26	10362.41	10291.96	10362.41	13813.28	12512.42
72.50	68.50	UG2	10575.27	10442.19	10357.38	10442.19	13935.27	12636.55
73.00	69.00	UG2	10642.28	10521.97	10422.80	10521.97	14057.26	12760.68
73.50	69.50	UG2	10709.29	10601.75	10488.22	10601.75	14179.24	12884.82
74.00	70.00	UG2	10776.31	10681.54	10553.65	10681.54	14301.23	13008.95
74.50	70.50	UG2	10843.32	10761.32	10619.07	10761.32	14423.22	13133.08
75.00	71.00	UG2	10910.33	10841.10	10684.49	10841.10	14545.21	13257.22



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	40 di 58

8.1.3.2 Dominio di resistenza palificata

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU e allo SLV per le fondazioni da 9 pali oggetto di dimensionamento preliminare. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 26 + 26 φ 30. Il copriferro baricentrico è di 85 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.

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	$R_{d,c}$ [kN]	$R_{d,t}$ [kN]	$M_{rd,c}$ [kNm]	$M_{rd,t}$ [kNm]
1	-4.50	-4.50	6216	-5575	10632	6424
2	0.00	-4.50	6216	-5575	10632	6424
3	4.50	-4.50	6216	-5575	10632	6424
4	-4.50	0.00	6216	-5575	10632	6424
5	0.00	0.00	6216	-5575	10632	6424
6	4.50	0.00	6216	-5575	10632	6424
7	-4.50	4.50	6216	-5575	10632	6424
8	0.00	4.50	6216	-5575	10632	6424
9	4.50	4.50	6216	-5575	10632	6424

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	F_z [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_{tot} [kNm]	MS
SLV-18	26678	36951	126413	131703	1.40
SLV-19	26226	123170	40194	129563	1.43
SLV-20	27594	36951	40194	54598	1.96

n. pali

LEGENDA
 F_z = sforzo assiale
 M_y = momento flettente intorno all'asse y
 M_x = momento flettente intorno all'asse x
 $R_{d,c}$ = Capacità portante del singolo palo a compressione
 $R_{d,t}$ = Capacità portante del singolo palo a trazione
 $M_{rd,c}$ = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione
 $M_{rd,t}$ = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione
MS = Margine di sicurezza
 (da indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):
 $MS > 1$ ---> punto interno al dominio
 $MS < 1$ ---> punto esterno al dominio
 $MS = 1$ ---> punto sul dominio

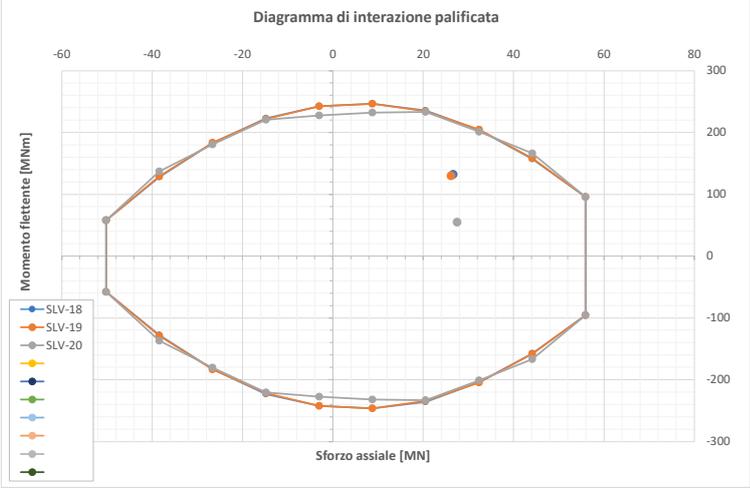
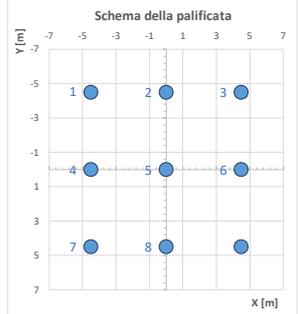
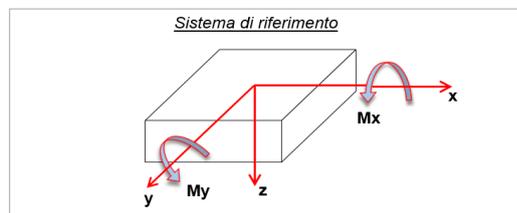


Figura 4: Dominio di resistenza della palificata - SLV in condizioni non drenate

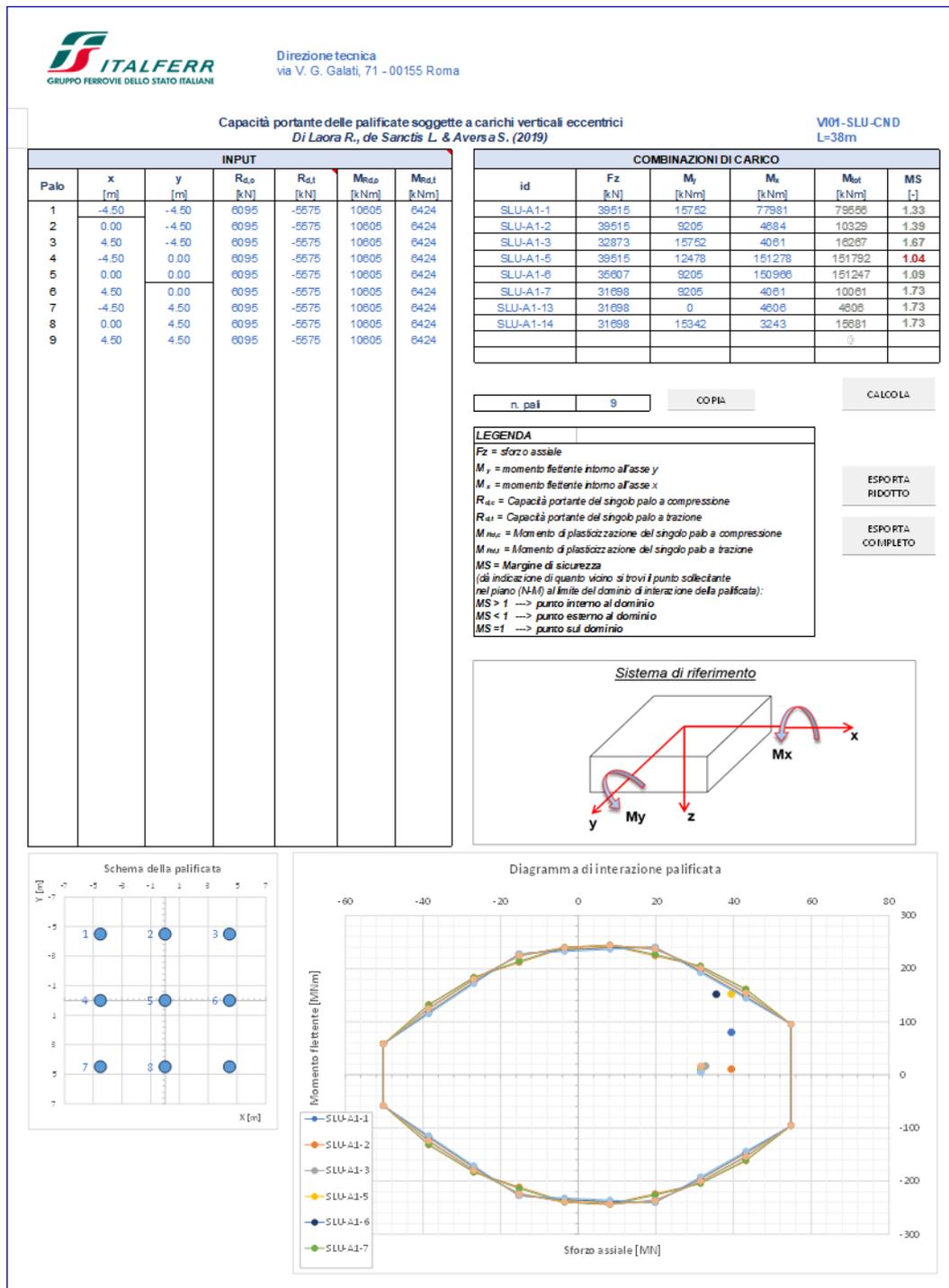


Figura 5: Dominio di resistenza della palificata - SLU in condizioni non drenate

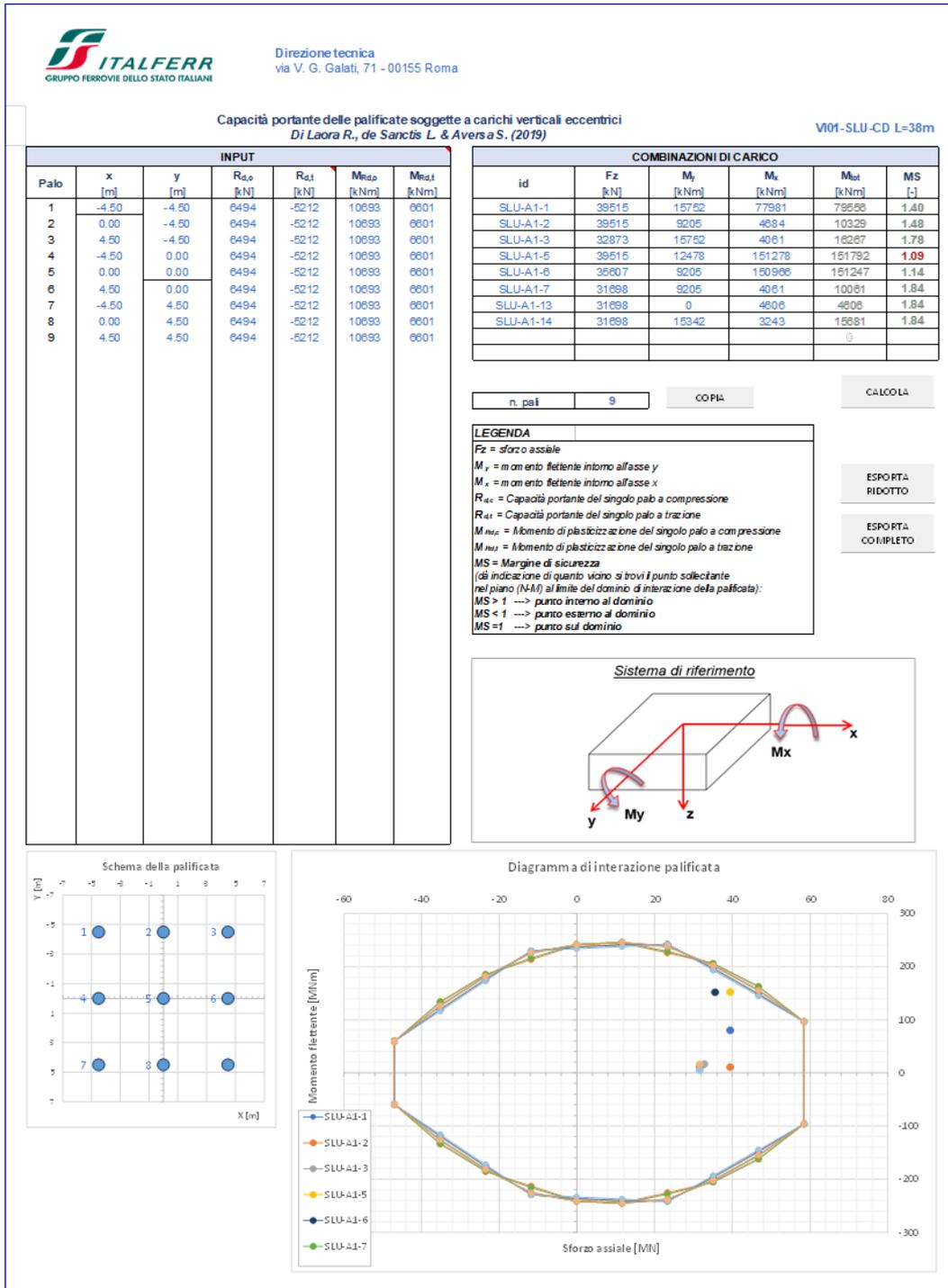


Figura 6: Dominio di resistenza della palificata - SLU in condizioni drenate

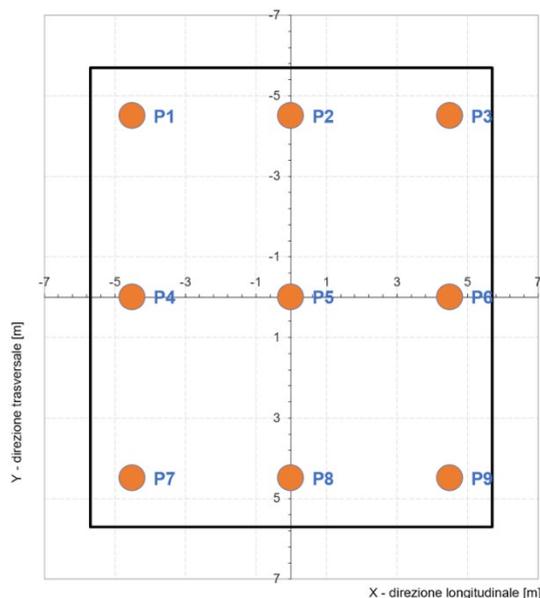
8.1.3.3 Verifica SLE-GEO

Nel seguente paragrafo vengono riportati i risultati, in termini di sforzo normale sul palo più sollecitato, della ripartizione dei carichi sulla fondazione tenendo in conto sia gli scarichi ed estradosso plinto sia il peso del plinto.

Si verifica dunque che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”; garantendo quindi, in accordo al manuale di progettazione RFI, un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale. In particolare, si verifica che:

- $N_{max,SLE} < Q_L / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo con un fattore di sicurezza di 1.25.

La verifica viene svolta considerando la combinazione SLE rara degli scarichi della sovrastruttura. A seguire vengono esplicitati i calcoli inerenti alla ripartizione dei carichi sulla palificata. Viene evidenziato in tabella lo sforzo assiale $N_{max,SLE}$ sul palo più caricato.



	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9
SLE-rara-1	5082	3053	1025	5476	3448	1419	5871	3842	1814
SLE-rara-2	3377	3221	3064	3604	3448	3292	3831	3675	3519
SLE-rara-5	7038	3137	-764	7349	3448	-453	7659	3759	-142
SLE-rara-6	6814	2921	-972	7041	3148	-744	7268	3376	-517
SLE-rara-7	2762	2622	2481	2989	2849	2709	3217	3076	2936
SLE-rara-13	3003	2849	2695	3003	2849	2695	3003	2849	2695
SLE-rara-14	2590	2470	2350	2969	2849	2729	3348	3228	3108

Si riporta, cautelativamente, la resistenza laterale del palo calcolata in condizioni non drenate

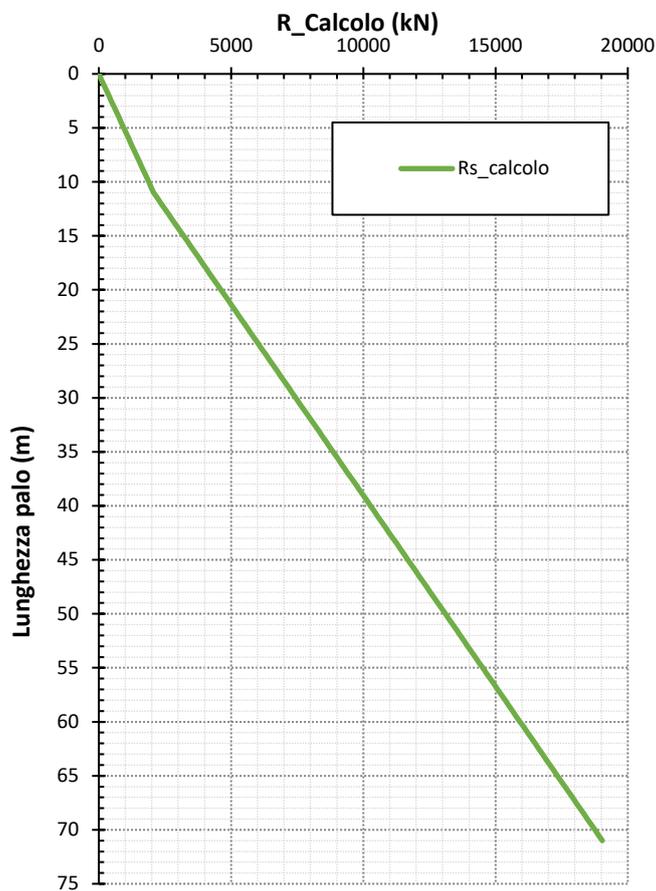


Figura 8.7– VI01: Curve di resistenza laterale di calcolo SLE in condizioni non drenate

Per la lunghezza di progetto dei pali di fondazione ($L=38$ m), la resistenza laterale di calcolo è pari a $Q_L = 9707$ kN. La verifica risulta quindi soddisfatta ($9707 \text{ kN}/1.25 = 7765 \text{ kN} > 7659 \text{ kN}$).

8.2 Scatolare FV01

8.2.1 Stratigrafia di calcolo

L'unità geotecnica intercettata a partire da p.c. in corrispondenza dello scatolare SL01 è riportata nella seguente tabella:

Unità		Parametri						
		z	γ	c'	φ'	cu	E'	k
geotecniche	geologiche	[m]	[kN-m ⁻³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[m/s]
UG1	LEI2	1.5-15	19-20	5-10	20-24	80-120	5-10	1E-8÷1E-9
		15-inf.	19-20	10-15	20-24	120-170	10-15	

La falda è assunta a 3.0m dal piano di campagna

L'unità geotecnica in esame è costituita da argille limose e argille limoso-marnose di colore grigio e grigio-azzurro. Per ulteriori dettagli riguardo la caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione Geotecnica delle opere.

Il piano di posa della fondazione è posto a 3.0m da p.c. Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione è stata utilizzata la procedura di omogeneizzazione illustrata al capitolo 6.2. Le proprietà meccaniche e idrauliche del terreno di fondazione sono riportate nella seguente tabella.

Proprietà terreno			
Peso dell'unità di volume	γ	19	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ' s	20	[°]
Coesione	c's	5	[kN/m ²]
Coefficiente di permeabilità verticale	kv	1.00E-09	[m/s]

Per le caratteristiche delle colonne in ghiaia previste come consolidamento si assumono i seguenti parametri:

Proprietà colonna			
Peso dell'unità di volume	γ_c	21	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ' c	40	[°]
Coesione	c'c	0	[kN/m ²]
Coefficiente di permeabilità verticale	kv	1.00E-05	[m/s]

La procedura di omogeneizzazione ha quindi permesso di valutare i parametri di deformabilità, rigidezza e resistenza del terreno omogeneizzato, riportati nel seguito:

Parametri di resistenza equivalenti:

Diametro colonna	d	0.8	[m]
Interasse colonne	i	2.4	[m]
Area totale di influenza	A	5.76	[m ²]
Area colonna	Ac	0.502655	[m ²]
Rapporto di aree	A/Ac	11.45916	[-]
Rapporto di moduli edometrici	Dc/Ds	5.666667	[-]

Calcolo coefficiente di miglioramento			
Coefficiente di miglioramento di base	n0	1.6	[-]
Coefficiente aggiuntivo per compressibilità colonne	$\Delta(A/Ac)$	1.1	[-]
Rapporto di aree di calcolo	$A/AC + \Delta(A/Ac)$	12.55916	[-]

Calcolo parametri terreno consolidato			
Coefficiente di miglioramento di calcolo	n	1.6	[-]
Proportional load	m	0.424764	[-]
Tangente angolo di attrito terreno migliorato	$\tan\phi'$	0.565788	[-]
Angolo di attrito terreno consolidato	ϕ'	29.50068	[°]
Coesione terreno consolidato	c'	0	[kPa]

Parametri di rigidezza equivalenti:

Diametro colonna	d	0.8	[m]
Interasse colonne	i	2.4	[m]
Area totale di influenza	A	5.76	[m ²]
Area colonna	Ac	0.502655	[m ²]
Rapporto di sostituzione	$\alpha=Ac/A$	0.087266	[-]
Modulo edometrico colonna	Eed,c	68000	[kPa]
Modulo edometrico terreno	Eed,s	12000	
Coeff poisson colonna	ν'	0.3	[-]

Modulo young colonna	Ec	50514.29	[kPa]
Coeff poisson terreno	v'	0.35	[-]
Modulo young terreno	Es	7476.923	[kPa]
Modulo young omogeneizzato	Ecomposite	11232.64	[kPa]
Fattore correttivo	Ncorr	1.25	[-]
Modulo Young equivalente	Eeq	8986.113	[kPa]

Permeabilità equivalente:

Coefficiente di permeabilità terreno	ks	1.00E-09	[m/s]
		8.64E-05	[m/day]
Coefficiente di permeabilità colonna	kc	1.00E-04	[m/s]
		8.64E+00	[m/day]
Rapporto di permeabilità	kc/ks	1.00E+05	[-]
Coefficiente di permeabilità composita	kcomposite	0.017	[-]
Permeabilità equivalente	keq	1.47E-02	[m/day]
		1.70E-07	[m/s]

Le verifiche geotecniche saranno pertanto condotte tenendo conto dei parametri derivanti dal processo di omogeneizzazione, che evidenzia chiaramente un significativo incremento delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione sprovvisto degli interventi di consolidamento.

8.2.2 Analisi dei carichi

Le azioni da considerare per le verifiche geotecniche dello scatolare comprendono:

- Azioni permanenti (pesi propri, sovraccarichi permanenti);
- Azioni variabili ferroviarie;

Pesi Propri (G1): I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati tenendo conto del peso proprio del calcestruzzo pari a 25 kN/m³. Per gli elementi strutturali risulta i seguenti carichi:

- Peso della zattera di fondazione= 900kN/m
- Peso dei piedritti= 350 kN/m
- Peso muri laterali= 132.75 kN/m
- Peso della soletta intermedia= 225 kN/m
- Peso del marciapiede strutturale= 300 kN/m
- Peso della soletta superiore= 520 kN/m
- Peso della soletta armamento= 225 kN/m

Pesi permanenti portati (G2): Per il calcolo del permanente portato agente sulla soletta superiore (soletta armamento e marciapiede) si fa riferimento al paragrafo 2.5.1.3 de Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – Sezione 2 Ponti e Strutture (RFI). In particolare, per il marciapiede è stato indicato un valore di 2.5 kN/m² e per l’armamento 14.4 kN/m².

Carichi variabili verticali treni (Qv): I carichi variabili dei treni simulano il passaggio dei treni sulla struttura ed i loro effetti dinamici. Si fa riferimento al paragrafo 2.5.1.4.1 Azioni variabili verticali che segue fedelmente le indicazioni contenute nelle NTC’18. Vengono definite dei modelli di carico “teorici”: LM71, SW/0, SW/2 e TS. LM71 simula i treni da traffico normale, SW quelli pesanti mentre TS il treno scarico. Questi modelli di carico sono composti da carichi uniformemente distribuiti, di varia estensione; fra essi, il solo modello LM71 prevede, simultaneamente, la presenza di 4 carichi concentrati “assi”. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente α che deve assumersi come da tabella seguente:

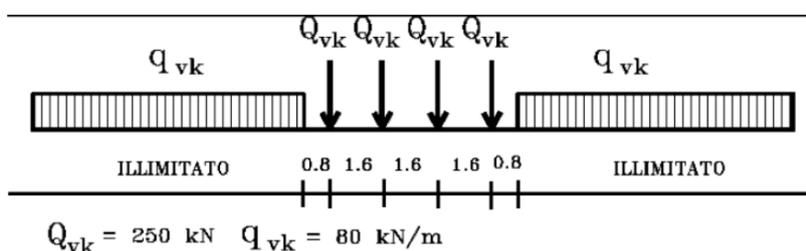
Modello di carico	Coefficiente α
LM71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

Modello di carico LM71

Per la descrizione di questo modello teorico si riporta direttamente un estratto dalle NTC’18 paragrafo 5.2.2.2.1.1.

Questo modello di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella figura e risulta costituito da:

- Quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- Carico distribuito di 80 kN in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



Modello di carico SW

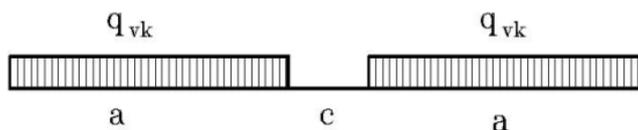
Il modello di carico SW è illustrato in figura; per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2.

Il modello di carico SW/0 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale per travi continue (esso andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.I.

Il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi nella progettazione delle ferrovie ordinarie è pari, rispettivamente, a 1,1 per il modello di carico SW/0 ed a 1,0 per il modello di carico SW/2."



Tipo di carico	qvk [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

8.2.3 Verifiche geotecniche

Per le verifiche geotecniche delle opere di fondazione sono stati assunti i parametri geotecnici derivanti



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	51 di 58

dall'omogeneizzazione dei parametri meccanici descritta nei paragrafi precedenti, in particolare:

Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;

Angolo di attrito: $\varphi = 28^\circ$;

coesione efficace: $c' = 0 \text{ kPa}$

Nel sito in esame la falda è posta a circa 3m di profondità da p.c. Il piano di posa delle fondazioni è posizionato ad una profondità di circa 3m da piano campagna. Nel caso in cui in fase di esecuzione lavori si rinvenga, in corrispondenza del piano di posa, un terreno con scadenti caratteristiche geotecniche, questo dovrà essere sostituito con terreno di buone caratteristiche con un intervento di bonifica di spessore minimo pari a 30cm.

8.2.3.1 Collasso per carico limite della fondazione

Il carico limite della fondazione è stato valutato per le sole condizioni drenate in condizioni sismiche (SLV) essendo queste condizioni più gravose rispetto a quelle statiche. Di seguito si riportano i risultati del calcolo:

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

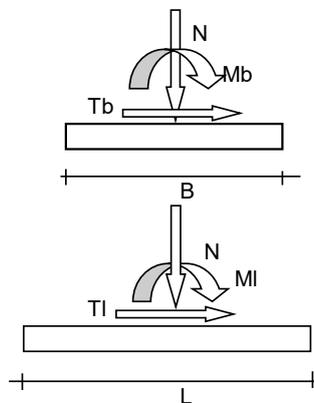
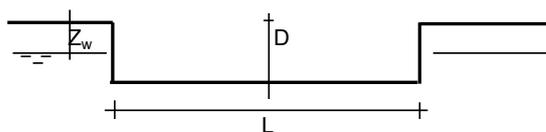
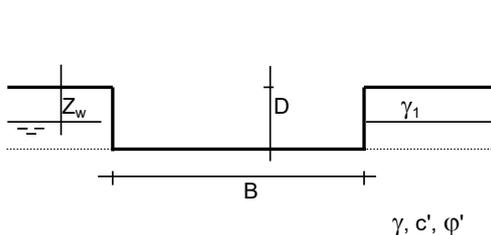
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

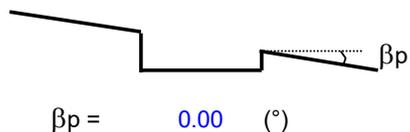
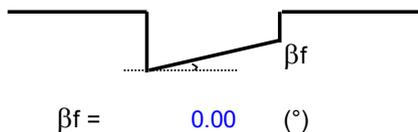
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 18.00 (m)
L = 151.00 (m)
D = 3.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	334796.00		334796.00
Mb [kNm]	457664.00		457664.00
MI [kNm]	76313.00		76313.00
Tb [kN]	124309.00		124309.00
TI [kN]	38426.00		38426.00
H [kN]	130112.59	0.00	130112.59

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00 \text{ (kN/mc)}$
 $\gamma = 19.00 \text{ (kN/mc)}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 28.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 28.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 3.00 \text{ (m)}$

$e_B = 1.37 \text{ (m)}$
 $e_L = 0.23 \text{ (m)}$

$B^* = 15.27 \text{ (m)}$
 $L^* = 150.54 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 57.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.00 \text{ (kN/mc)}$

Nc, Nq, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$Nq = 14.72$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 25.80$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 16.72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.06$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.05$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.96$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.91 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 72.82 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.09 \quad m = 1.84 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

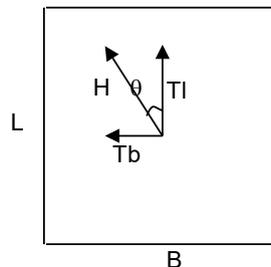
$$i_q = 0.41$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.36$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.25$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.06$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
BATTIPAGLIA POTENZA
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	56 di 58

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 652.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 145.68 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 283.5 \geq q = 145.68 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le verifiche geotecniche sono state condotte confrontando la tensione media con la pressione limite valutata con la teoria di Terzaghi.

$$q_{lim} / \gamma_r = 283.5 \text{ kPa} > 145.7 \text{ kPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.2.4 Verifiche SLE - GEO

In accordo a quanto previsto dalle NTC2018 §6.4.2.2 è necessario verificare che gli spostamenti determinati nella condizione di carico SLE siano compatibili con i requisiti prestazioni della sovrastruttura. Con riferimento all'unità geotecnica su cui insiste il manufatto e sulla base dei parametri geotecnici derivanti dal processo di omogeneizzazione, sono stati determinati, per il caso di fondazione rettangolare, i cedimenti indotti a partire da quota intradosso fondazione.

Sulla base dell'analisi dei carichi effettuata nei paragrafi precedenti e considerando il carico netto pari a 84 kPa derivante dal contributo del terreno rimosso pari a circa 3 m, si ottiene un cedimento complessivo di circa 12 cm.

DATI DI INPUT:

B = 18.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

q = 84.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

Ns= 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Terreno omogenizzato	15.00	0.0	15.0	1.0	9000	0.33	8.51
2	UG1	15.00	15.0	30.0	1.0	15000	0.33	3.44

$$\delta_{ctot} = 11.95 \text{ (cm)}$$

Dall'analisi del decorso dei cedimenti nel tempo, valutando l'effetto benefico delle colonne in ghiaia, si osserva che il termine del processo di consolidazione avviene in circa 2 mesi (Lancellotta, 1987).



NUOVA LINEA AV SALERNO-REGGIO CALABRIA
 LOTTO1 BATTIPAGLIA-ROMAGNANO E INTERCONNESSIONE CON LA LS
 BATTIPAGLIA POTENZA
 PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni viadotti ferroviari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1	R 11 P0	VI0000 002	A	58 di 58

DATI DI INPUT:

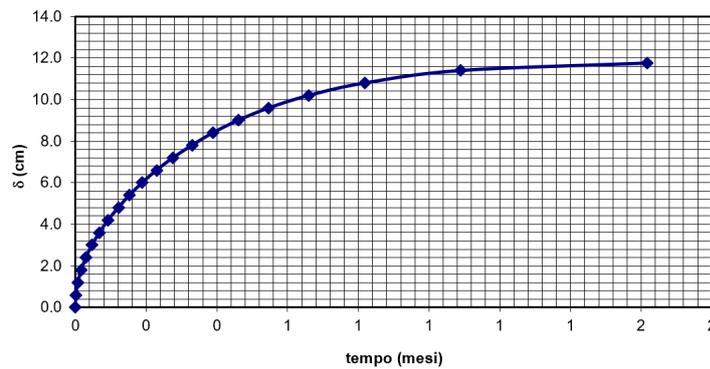
1E-07 900(

$\delta_{\max} = 12.00$ (cm) (Cedimento massimo)

$h = 15.00$ (m) (Massimo Percorso di Drenaggio)

$cv = 9.00.E-05$ (m²/sec) (Coeff. di Consolidazione)

Andamento del Cedimento nel Tempo



$t = 1$ (mesi)	$U_m = 93.4$ (%)	$\delta_t = 11.21$ (cm)
$\delta_t = 11.8$ (cm)	$U_m = 98.3$ (%)	$t = 1.73$ (mesi)
$U_m = 99$ (%)	$t = 2.09$ (mesi)	$\delta_t = 11.88$ (cm)