

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

GEOTECNICA

Relazione di predimensionamento delle fondazioni

SCALA:

-

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

R R 0 0 1 0 R 1 1 R H V I 0 0 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	V. La Torre R. Posati	Ott. 2022	G.Meneschincheri A.Ciavarella	Ott. 2022	T.Paoletti	Ott. 2022	Berardi Gen. 2023
B	Revisione a seguito verifica tecnica RFI	V. La Torre R. Posati	Gen. 2023	G.Meneschincheri F. Mingrone	Gen. 2023	T.Paoletti	Gen. 2023	

File: RRO010R11RHVI0000001.B

n. Elab.

	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione di predimensionamento delle fondazioni	RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	1 di 102

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	BIBLIOGRAFIA	6
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	8
3	MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO PALI DI FONDAZIONE RCK > 30 MPA (C25/30)	9
3.2	CALCESTRUZZO PER FUSTO PILA E PULVINO	9
3.3	ACCIAIO D'ARMATURA B450C	9
4	IPOTESI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI VIADOTTI	10
4.1	IMPALCATI	10
4.2	PILE12	
4.3	AZIONI SISMICHE	15
5	MODELLI DI ANALISI E VERIFICA DELLE PILE	15
5.1	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
5.2	TIPOLOGIA A	16
5.2.1	Analisi dei carichi.....	16
5.2.2	Combinazioni di carico.....	21
5.2.3	Sollecitazioni base pila.....	24
5.3	TIPOLOGIA B	25
5.3.1	Analisi dei carichi.....	25
5.3.2	Combinazioni di carico.....	29
5.4	TIPOLOGIA C	34

Relazione di predimensionamento delle fondazioni	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	2 di 102
5.4.1	Analisi dei carichi.....					34
5.4.2	Combinazioni di carico.....					38
5.5	SOLLECITAZIONI BASE PILA					41
5.6	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI					42
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO					46
6.1	INQUADRAMENTO GEOTECNICO					46
6.2	INQUADRAMENTO SISMICO					48
6.2.1	Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno.....					48
6.2.2	Ulteriori parametri sismici.....					50
7	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO					51
7.1	DOMINIO DI RESISTENZA DELLA PALIFICATA					51
7.2	METODO DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO:					53
7.2.1	Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di progettazione.....					53
7.3	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO AI CARICHI VERTICALI					54
7.3.1	Resistenza laterale.....					54
7.3.2	Resistenza di base.....					55
7.4	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE DEL PALO SINGOLO					56
8	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI POZZI DI FONDAZIONE					57
8.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE					57
8.2	CALCOLO DELLA STABILITÀ E PORTANZA VERTICALE DEI POZZI DI FONDAZIONE					58
9	CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DI SOTTOFONDO					60
10	CALCOLO DEGLI SCARICHI IN FONDAZIONE					62
11	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI VIADOTTI					66
11.1	VIADOTTO VI03					69
11.1.1	Palificata TIPO 2 – $L_{pali}=16$ m – Scarichi TIPOLOGIA A					70

11.1.2 Palificata TIPO 2 – $L_{pali}=12$ m – Scarichi TIPOLOGIA A	76
11.1.3 Pozzo ellittico TIPO 6 - $H=5$ m – Scarichi TIPOLOGIA B.....	82
11.2 VIADOTTO VI04	91
11.2.1 Palificata TIPO 3 – $L_{pali}=19$ m – Scarichi TIPOLOGIA C.....	92
11.2.2 Palificata TIPO 4 – $L_{pali}=19$ m – Pila eccentrica P10	99



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	4 di 102

1 PREMESSA

Il progetto di fattibilità tecnico economica del Collegamento Ferroviario dell'aeroporto di Olbia vede un tracciato che si sviluppa per circa 3,4 km in semplice binario. Il collegamento con la linea esistente avviene mediante un bivio in direzione Olbia Terranova, localizzato alla fine dell'attuale centro abitato di Olbia, e mediante un bivio in località Micaleddu, così da garantire anche il collegamento della nuova linea con la linea esistente in direzione Sassari-Chilivani. Il tracciato presenta inizialmente uno sviluppo in rilevato, per proseguire in galleria per circa 450m, la galleria termina dopo il passaggio sotto la SS729. Procedendo in direzione aeroporto è presente un viadotto di circa 900m che permette di arrivare sempre in viadotto in prossimità dell'aeroporto.

La stazione prevista in aeroporto presenterà due binari di servizio in viadotto, la soluzione sopraelevata permette di ridurre l'impronta a terra della stazione, riducendo l'impatto sulle aree aeroportuali. I marciapiedi di banchina presentano un'estensione di circa 200m e saranno coperti da pensiline.

La nuova linea non è elettrificata, ma presenterà le caratteristiche tecniche necessarie ad una futura elettrificazione (con altro appalto).



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	5 di 102

1.1 Descrizione dell'intervento

Il progetto prevede la realizzazione di una linea a semplice binario di circa 3,4 km che colleghi la stazione di Olbia Terranova e l'aeroporto di Olbia Costa Smeralda. Una volta attivato, questo collegamento garantirà una frequenza minima oraria (1 treno/h) per senso di marcia sulla relazione Olbia Terranova - Olbia Aeroporto.

Il perimetro della presente progettazione comprende i seguenti interventi:

- Nuova stazione Aeroporto Costa Smeralda;
- Bivio Micaleddu: bretella di collegamento tra la nuova linea per l'aeroporto e la linea esistente in direzione Ozieri – Chilivani.

Sono previsti alcuni interventi presso la stazione di Olbia Terranova funzionali alla realizzazione del nuovo collegamento con l'aeroporto di Olbia, questi interventi sono correlati alla presente progettazione, ma oggetto di altro appalto.

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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.
- [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 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.10]. 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.11]. 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.12]. H. Kishida, «Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand» Soils and Foundations, vol. 7, n. 3, pp. 20-29, 1967.
- [B.13]. K. Gwidzala, Large diameter bored piles in non-cohesive soils. Determination of the bearing capacity and settlement from results of static penetration tests (CPT) and standard penetration test (SPT), Swedish Geotechnical Institute, 1984.
- [B.14]. B. B. Broms, «Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils,» Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90, n. 3, 1964.
- [B.15]. P. De Simone, «Head embedment in Broms pile lateral capacity theory for cohesionless soils» Computers and Geotechnics, vol. 43, 2012.
- [B.16]. M. Cecconi, V. Pane, A. Vecchietti e D. Bellavita, «Horizontal capacity of single piles: an extension of Broms' theory for c- ϕ soils.,» Soils and Foundations, vol. 59, n. 4, pp. 840-856, 2019.
- [B.17]. L. C. Reese e W. F. Van Impe, Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, 2010.
- [B.18]. R. Lancellotta, «Analytical solution of passive earth pressure,» Geotechnique, vol. 52, n. 8, 2002.
- [B.19]. 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.20]. Brinch-Hansen, J. "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces." Geoteknisk Instit., Bull. (1961).
- [B.21]. J. Lee e S. Jeong "Experimental Study of estimating the Subgrade Reaction Modulus on Jointed Rock Foundations", Yonsei University (2016).



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	8 di 102

2.3 Documentazione di progetto

Inoltre, si fa riferimento ai seguenti documenti:

- [C.1]. Relazione geotecnica opere allo scoperto: RR00.00.R.11.GE.GE0006.001.A;
- [C.2]. Planoprofilo geotecnico Linea - Tav. 1 di 2: RR00.00.R.11.L6.GE0000.001.A;
- [C.3]. Planoprofilo geotecnico Linea - Tav. 2 di 2: RR00.00.R.11.L6.GE0000.002.A;
- [C.4]. Carpenteria fondazioni tipologiche – Tav. 1 di 2: RR00.00.R.11.BA.VI0000.001.A;
- [C.5]. Carpenteria fondazioni tipologiche – Tav. 2 di 2: RR00.00.R.11.BA.VI0000.002.A.

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

3.2 Calcestruzzo per fusto pila e pulvino

- Classe di resistenza C32/40:
- $R_{ck} = 40$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 32$ MPa Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;

3.3 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

4 IPOTESI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI VIADOTTI

4.1 Impalcati

Nella definizione delle opere d'arte ferroviarie si sono utilizzate tipologie consolidate di impalcati. In particolare, nell'ambito di questo progetto e per il calcolo degli scarichi in fondazione dei viadotti, sono state prese in considerazione le seguenti tipologie di sezione trasversale:

Per VI01 e VI02 si è adottata una sezione tipo mista da 45m SB:

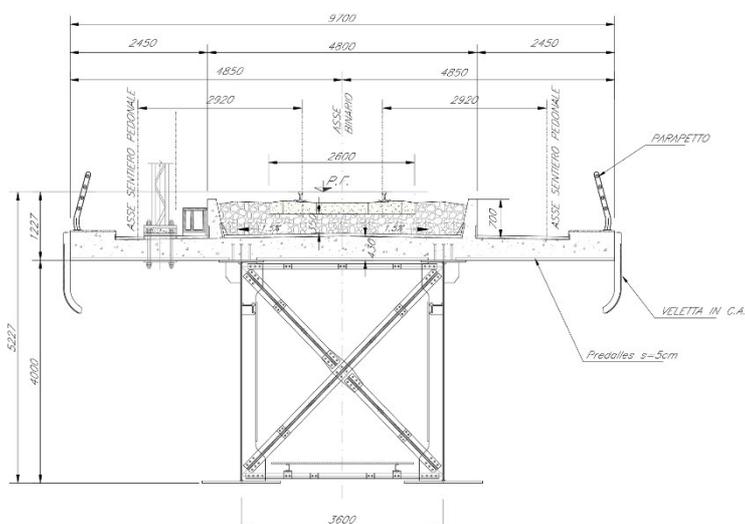


Figura 4-1: Sezione tipo mista da 45m SB

Per VI03 si sono adottate sezione in c.a.p. da 25m SB e una sezione mista da 50m SB, riportate di seguito:

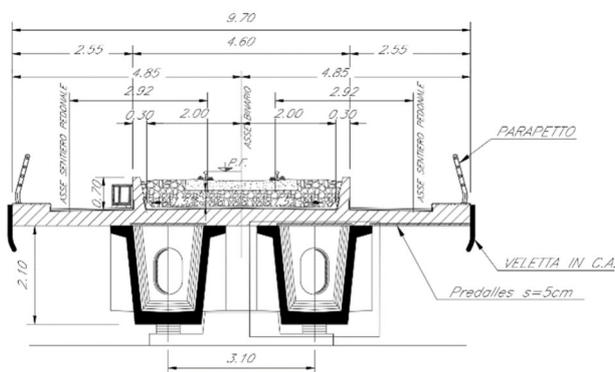


Figura 4-2: Sezione c.a.p. da 25m SB

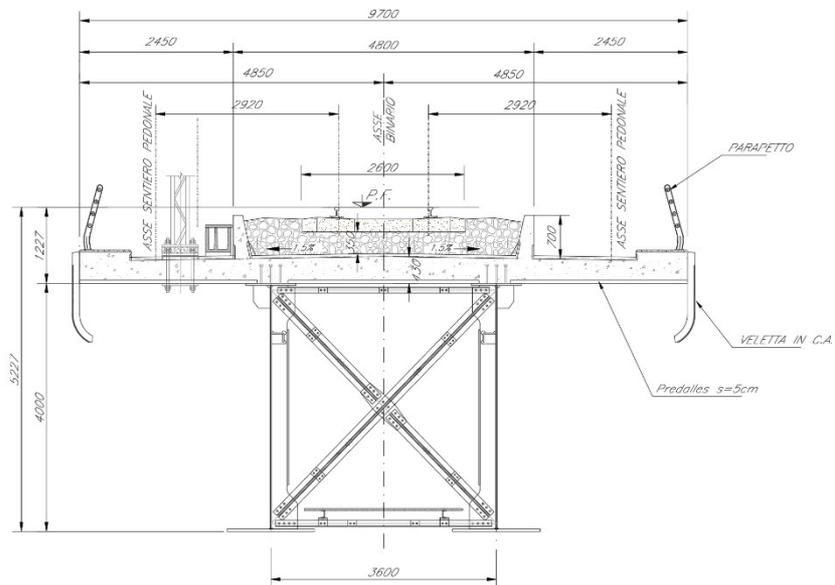


Figura 4-3: Sezione mista da 50m SB

Per VI04 si è adottata una sezione tipologica in c.a.p. 25m DB, ma adattata per ospitare marciapiedi e pensilina di fermata:

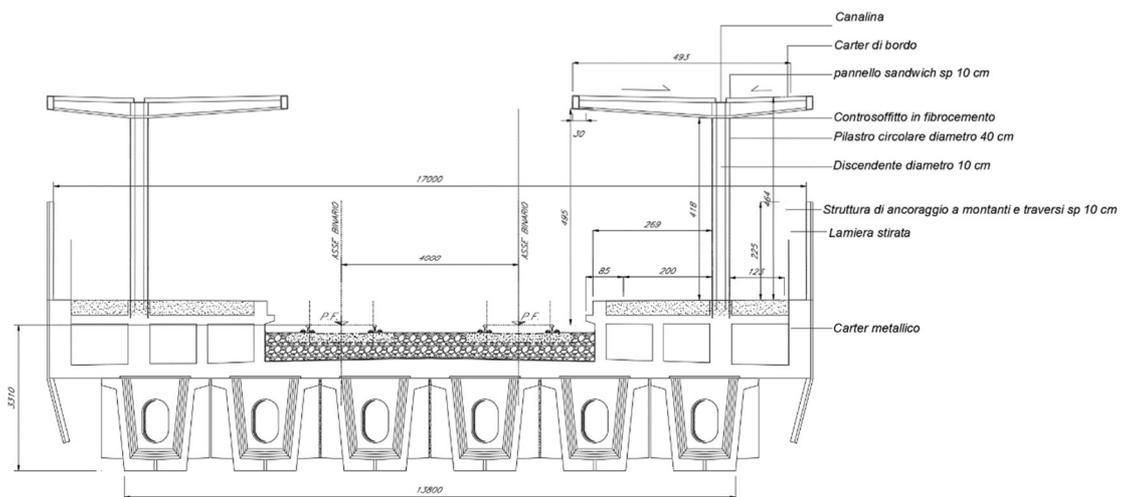


Figura 4-4: Sezione in c.a.p. da 25m DB

4.2Pile

Dal punto di vista del dimensionamento delle pile, sono state identificate 3 tipologie di pila in base al tipo di impalcato che sostengono. Si riporta di seguito uno schema sintetico delle tipologie.

Tabella 1: Tipologie pila

Pila	Impalcato	Altezza calcolo pila (m)
Tipologia A	c.a.p. 25m SB	11
Tipologia B	c.a.p. 25m SB	6
	misto 50m SB	
Tipologia C	c.a.p. 25m DB	10

Tabella 2: Riassunto dimensioni pile

Tipologia	Tipo sezione	Dim.Trasv. [m]	Dim.Long. [m]
A	Bicellulare cava sp 0.4m	7.0	3.2
B	Bicellulare cava sp 0.55m	11.8	3.2
C	Bicellulare cava sp 0.6m	13	4.1

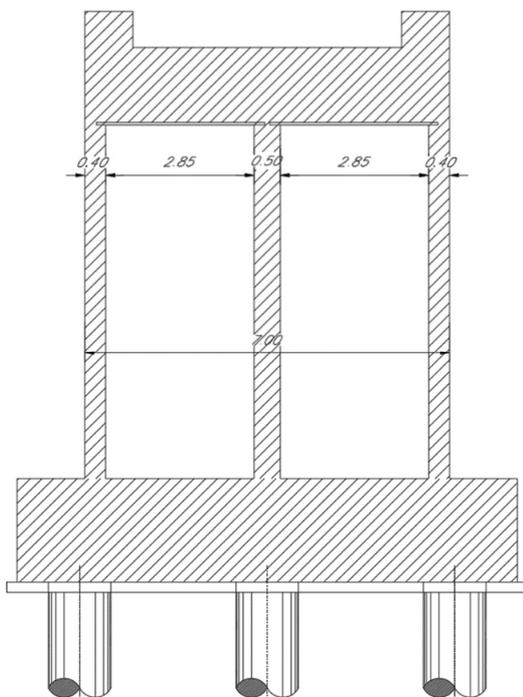


Figura 4-5: Sezione pila tipo A

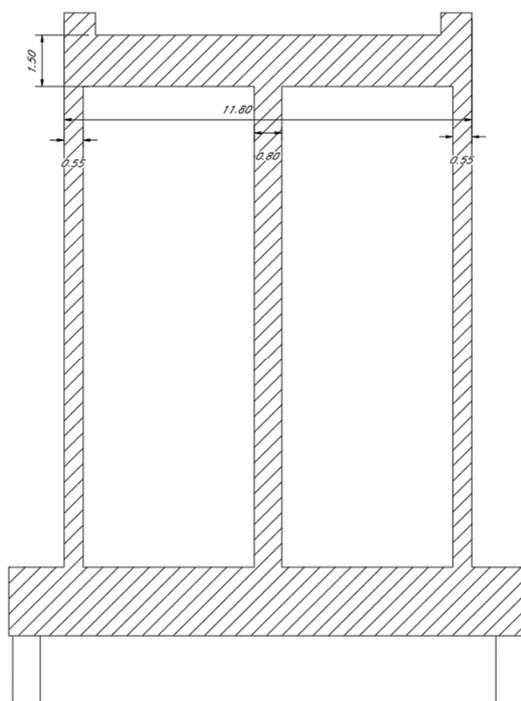


Figura 4-6: Sezione pila tipo B

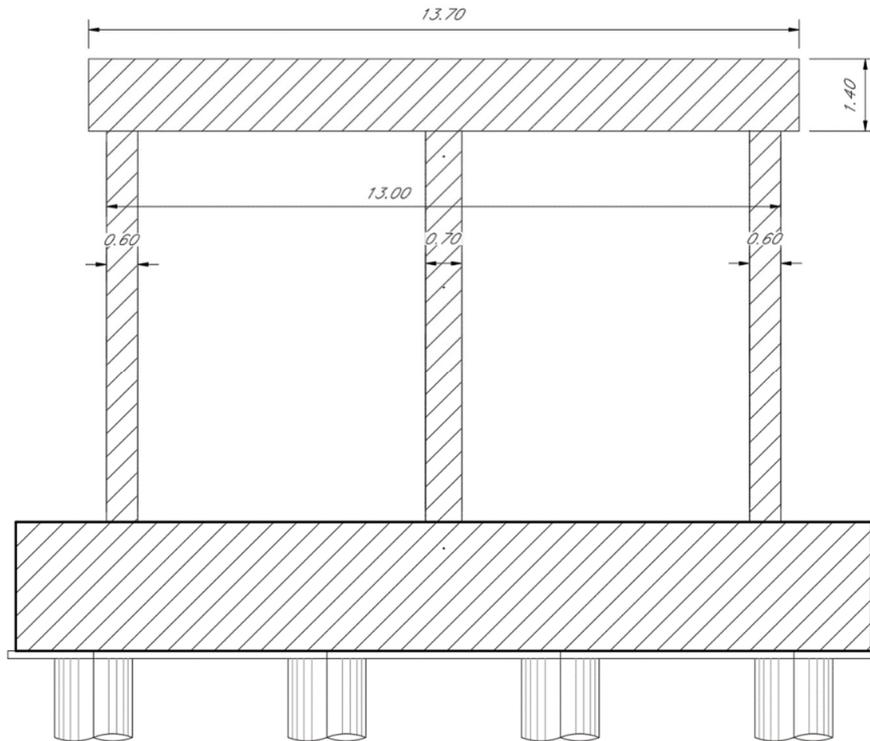


Figura 4-7: Sezione pila tipo C

4.3 Azioni sismiche

Il calcolo dello scarico in fondazione viene effettuato con riferimento ad una vita nominale VN pari a 75 anni in accordo con quanto indicato nel § 2.5.1.1.1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili, e una Classe d'Uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $c_u = 1$. La vita di riferimento VR, definita come prodotto della vita nominale VN per il coefficiente d'uso c_u , è dunque pari a $VR = 75 \cdot 1 = 75$ anni.

Per ogni viadotto è stata assunta la seguente categoria di suolo con le condizioni topografiche del sito:
cat. E + T1

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1$, in via del tutto cautelativa, l'accelerazione di progetto utilizzata è la massima dello Spettro di progetto in corrispondenza del tratto costante ed è stata utilizzata per le due differenti direzioni orizzontali (longitudinale e trasversale).

5 MODELLI DI ANALISI E VERIFICA DELLE PILE

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio, alle quali sono state combinate le azioni determinate dalle azioni indotte dalle forze di inerzia e dal peso proprio della pila.

Il modello a mensola della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti alla base del fusto pila.

5.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X direzione longitudinale dell'impalcato
- Asse Y direzione trasversale impalcato
- Asse Z direzione verticale
- [Lunghezze] m
- [Forze] KN

5.2 Tipologia A

La tipologia A è la pila che ospita due mezze campate in c.a.p. da 25m SB.

5.2.1 Analisi dei carichi

5.2.1.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

Pesi propri	<i>Peso kN/ml</i>
Impalcato CAP (travi+soletta)	160.4
	160.4
Permanenti portati	<i>Peso kN/ml</i>
Muri paraballast	3.6
Cordolo in sx	2.9
Cordolo in dx	2.9
Velette	4.5
Ballast+ impermeab. sottoballast + armamento	59.0
Incremento per rialzo in curva	3.4
Canalette	2.1
Impermeabilizzazione marciapiedi	3.6
Barriere antirumore	32.0
Impianti	1.5

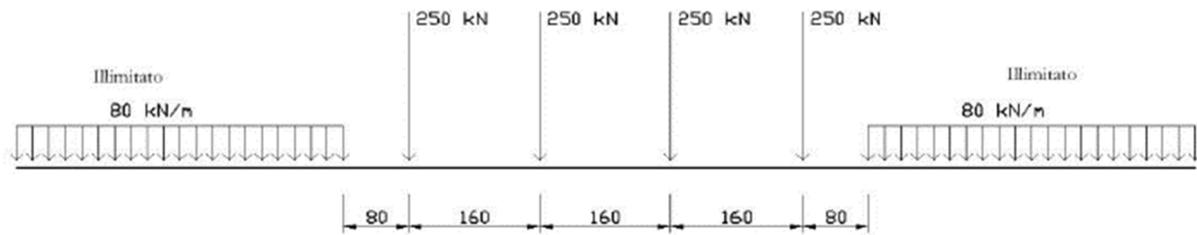
A questi carichi viene aggiunto il contributo del peso proprio G1 del pulvino e della pila.

5.2.1.2 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse del binario.



$$Q_{vk} = 250 \text{ kN} \quad q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

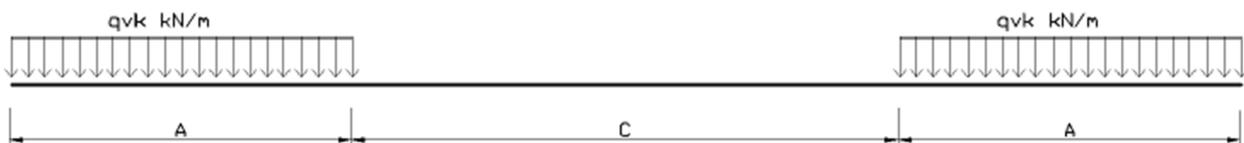
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM/71	1.10
SW/2	1

5.2.1.2.1 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

5.2.1.3.4 Forza d'attrito

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti moltiplicativi delle combinazioni γ e Ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,03. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle pile per impalcato a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato tra quelli presenti sulla pila, si considera pari a:

$$F_a = f (0,2 \cdot V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

5.2.1.3.5 Azione del Vento

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante le barriere.

5.2.1.3.6 Riepilogo dei carichi orizzontali elementari

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi orizzontali descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del base della pila.

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Avviamento LM71-SB	827.6	0.0	0.0	0.0	10883.5	0.0
Frenatura LM71-SB	798.0	0.0	0.0	0.0	10493.7	0.0
Centrifuga-SB	0.0	82.5	0.0	416.4	0.0	0.0



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	20 di 102

Serpeggio LM71-SB	0.0	110.0	0.0	1727.0	0.0	0.0
-------------------	-----	-------	-----	--------	-----	-----

5.2.1.4 Azione sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

5.2.1.4.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale VN e la classe d'uso Cu. Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	II	1

5.2.1.4.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono in prevalenza di tipo E e categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

5.2.1.4.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1$. L'accelerazione di progetto utilizzata è la massima dello Spettro di progetto in corrispondenza del tratto costante ed è stata utilizzata per le due differenti direzioni orizzontali (longitudinale e trasversale).

5.2.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I coefficienti parziali per le azioni sono come da tabella 5.1.V delle NTC2018.

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RR00 10 R 11 RH VI0000 001 B 22 di 102

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella:

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	23 di 102

Di seguito si riportano i carichi elementari.

Azioni permanenti

G1 = peso proprio delle strutture

G2 = carichi permanenti portati

G2Ballast= ballast

Azioni variabili

Gr.1-1-a = carichi da traffico

Gr.1-1-b = carichi da traffico

Gr.3-1-a = carichi da traffico

Gr.3-1-b = carichi da traffico

Vento-carico Fx = vento

Vento-carico Fy = vento

Ex = sisma

Ey = sisma

Si riportano di seguito tutte le combinazioni considerate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

SLU-A1	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	Gr.1-1-a	Gr.1-1-b	Gr.3-1-a	Gr.3-1-b	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy
1	1.35	1.5	1.5	1	1.45	0	0	0	0.9	0.9
2	1.35	1.5	1.5	1	0	1.45	0	0	0.9	0.9
5	1.35	1.5	1.5	1	0	0	1.45	0	0.9	0.9
6	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	1.45	0.9	0.9
13	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	1.5	0
14	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	0	1.5
15	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	0.9	0.9

SLU-A2	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	Gr.1-1-a	Gr.1-1-b	Gr.3-1-a	Gr.3-1-b	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy
1	1	1.3	1.3	1	1.25	0	0	0	0.78	0.78
2	1	1.3	1.3	1	0	1.25	0	0	0.78	0.78
5	1	1.3	1.3	1	0	0	1.25	0	0.78	0.78
6	1	1.3	1.3	1	0	0	0	1.25	0.78	0.78
13	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	1.3	0
14	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	0	1.3
15	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	0.78	0.78

Sismiche	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	R	Gr.1-1-a	Gr.1-1-b	Gr.2-1-a	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy	Ex	Ey	Ez
----------	----	----	------------	---------	---	----------	----------	----------	-----------------	-----------------	----	----	----

18	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3
19	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3
20	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state scelte le combinazioni di carico, in modo da massimizzare le 6 componenti di sollecitazione. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base della pila.

5.2.3 Sollecitazioni base pila

SLU-A1						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SLU-A1-5	2560.94	735.92	17822.97	6374.79	33706.78	0
SLU-A1-14	144.55	993.98	12720.42	8034.67	1669.54	0
SLU-A1-13	243.24	0.00	12720.42	0.00	2725.47	0
SLU-A1-1	1382.35	875.46	17822.97	7928.78	18208.33	0
SLU-A1-2	203.76	596.39	17822.97	4820.80	2709.89	0
SLU-A1-15	203.76	596.39	12720.42	4820.80	2303.10	0
SLU-A1-6	2560.94	596.39	15271.70	4820.80	33503.38	0

SLU-A2						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SLU-A2-5	2 227.92	637.16	14 318.71	5 517.68	29 290.76	0
SLU-A2-6	2 227.92	516.87	12 119.33	4 178.03	29 115.42	0
SLU-A2-14	144.55	861.45	9 919.96	6 963.38	1 669.54	0
SLU-A2-13	230.08	-	9 919.96	-	2 584.68	0
SLU-A2-1	1 211.89	757.45	14 318.71	6 857.32	15 930.03	0
SLU-A2-2	195.87	516.87	14 318.71	4 178.03	2 569.30	0
SLU-A2-15	195.87	516.87	9 919.96	4 178.03	2 218.63	0

SLV						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Sismiche-18	3094.67	885.04	9306.94	10913.96	38049.42	0
Sismiche-19	1029.59	2950.12	9306.94	36379.88	12583.51	0
Sismiche-20	1029.59	885.04	9719.96	10913.96	12583.51	0

5.3 Tipologia B

La tipologia B è la pila che ospita una mezza campata in c.a.p. da 25m SB e una mezza campata in misto acciaio-cls da 50m SB.

5.3.1 Analisi dei carichi

5.3.1.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2) c.a.p. 25m SB

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

Pesi propri	<i>Peso</i> <i>kN/ml</i>
Impalcato CAP (travi+soletta)	160.4
	160.4
Permanenti portati	<i>Peso</i> <i>kN/ml</i>
Muri paraballast	3.6
Cordolo in sx	2.9
Cordolo in dx	2.9
Velette	4.5
Ballast+ impermeab. sottoballast + armamento	59.0
Incremento per rialzo in curva	3.4
Canalette	2.1
Impermeabilizzazione marciapiedi	3.6
Barriere antirumore	32.0
Impianti	1.5

I valori del peso proprio sono dimezzati in questo caso.

A questi carichi viene aggiunto il contributo del peso proprio G1 del pulvino e della pila.

5.3.1.2 Permanenti strutturali e non (G1 e G2) misto 50m SB

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

I valori adottati per calcolare g1 e g2 del misto 50m sb provengono da un'analisi dei carichi basata anche su un approccio comparativo per impalcato di medesima tipologia sviluppati in altre progettazioni italferr.

G1	8133	kN
G2	7414	kN
Ltrasv	9.7	m

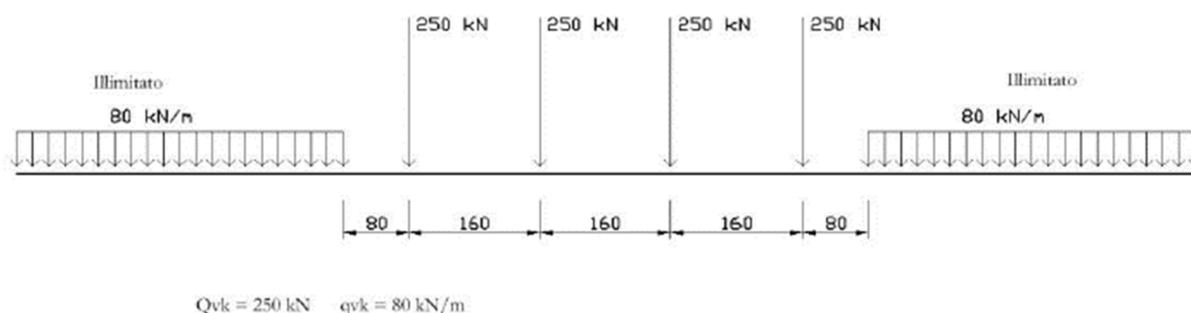
I valori del peso proprio sono dimezzati in questo caso.

5.3.1.3 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse del binario.



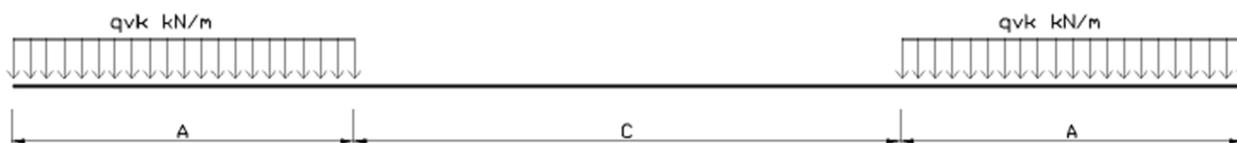
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM/71	1.10
SW/2	1

5.3.1.4 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

5.3.1.5 Carichi da traffico orizzontali

5.3.1.5.1 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

5.3.1.5.2 Frenatura ed avviamento

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

5.3.1.5.3 Forza d'attrito

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,03. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle pile per impalcato a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato tra quelli presenti sulla pila, si considera pari a:

$$F_a = f (0,2 \cdot V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

5.3.1.5.4 Azione del Vento

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante le barriere.

5.3.1.5.5 Riepilogo dei carichi orizzontali elementari

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi orizzontali descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del base della pila.

Avviamento LM71-SB	1742.4	0	0	0	24184.51	0
Frenatura LM71-SB	1680	0	0	0	23318.4	0
Centrifuga-SB	0	0	0	0	0	0
Serpeggio LM71-SB	0	110	0	1878.47	0	0

5.3.1.6 Azione sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

5.3.1.6.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale VN e la classe d'uso Cu. Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	II	1

5.3.1.6.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono in prevalenza di tipo E e categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

5.3.1.6.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1$. L'accelerazione di progetto utilizzata è la massima dello Spettro di progetto in corrispondenza del tratto costante ed è stata utilizzata per le due differenti direzioni orizzontali (longitudinale e trasversale).

5.3.2 **Combinazioni di carico**

Le combinazioni di carico prese in considerazione sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I coefficienti parziali per le azioni sono come da tabella 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(b)	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella:

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	31 di 102

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Di seguito si riportano i carichi elementari.

Azioni permanenti

G1 = peso proprio delle strutture

G2 = carichi permanenti portati

G2Ballast= ballast

Azioni variabili

Gr.1-1-a = carichi da traffico

Gr.1-1-b = carichi da traffico

Gr.3-1-a = carichi da traffico

Gr.3-1-b = carichi da traffico

Vento-carico Fx = vento

Vento-carico Fy = vento

Ex = sisma

Ey = sisma

Si riportano di seguito tutte le combinazioni considerate, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

SLU-A1	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	Gr.1-1-a	Gr.1-1-b	Gr.3-1-a	Gr.3-1-b	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy
1	1.35	1.5	1.5	1	1.45	0	0	0	0.9	0.9
2	1.35	1.5	1.5	1	0	1.45	0	0	0.9	0.9
5	1.35	1.5	1.5	1	0	0	1.45	0	0.9	0.9
6	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	1.45	0.9	0.9
13	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	1.5	0
14	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	0	1.5
15	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	0.9	0.9

SLU-A2	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	Gr.1-1-a	Gr.1-1-b	Gr.3-1-a	Gr.3-1-b	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy
1	1	1.3	1.3	1	1.25	0	0	0	0.78	0.78
2	1	1.3	1.3	1	0	1.25	0	0	0.78	0.78
5	1	1.3	1.3	1	0	0	1.25	0	0.78	0.78
6	1	1.3	1.3	1	0	0	0	1.25	0.78	0.78
13	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	1.3	0
14	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	0	1.3
15	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	0.78	0.78

Sismiche	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	R	Gr.1-1-a	Gr.1-1-b	Gr.2-1-a	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy	Ex	Ey	Ez
----------	----	----	------------	---------	---	----------	----------	----------	-----------------	-----------------	----	----	----

18	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3
19	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3
20	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state scelte le combinazioni di carico, in modo da massimizzare le 6 componenti di sollecitazione. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base della pila.

5.3.2.1 Sollecitazioni base pila

SLU-A1						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SLU-A1-5	7642.91	1417.35	29036.64	12396.85	101497.16	0
SLU-A1-6	7642.91	1257.85	25321.37	9862.63	101200.97	0
SLU-A1-14	218.14	2096.41	21606.11	16437.72	2332.21	0
SLU-A1-13	393.33	0.00	21606.11	0.00	4088.27	0
SLU-A1-1	3983.08	1576.85	29036.64	14931.07	52737.69	0
SLU-A1-2	323.25	1257.85	29036.64	9862.63	3978.22	0
SLU-A1-15	323.25	1257.85	21606.11	9862.63	3385.85	0

SLU-A2						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SLU-A2-5	6619.29	1227.63	23306.22	10732.28	87824.08	0
SLU-A2-6	6619.29	1090.13	20103.41	8547.62	87568.74	0
SLU-A2-14	218.14	1816.89	16900.60	14246.03	2332.21	0
SLU-A2-13	369.97	0.00	16900.60	0.00	3854.13	0
SLU-A2-1	3464.26	1365.13	23306.22	12916.95	45790.06	0
SLU-A2-2	309.24	1090.13	23306.22	8547.62	3756.03	0
SLU-A2-15	309.24	1090.13	16900.60	8547.62	3245.36	0

SLV						
Sismiche-18	5168.83	1485.21	15774.47	17341.96	60138.73	0
Sismiche-19	1703.35	4950.70	15774.47	57806.52	19674.17	0
Sismiche-20	1703.35	1485.21	16467.57	17341.96	19674.17	0

5.4 Tipologia C

La tipologia C è la pila che ospita due mezze campate in c.a.p. da 25m DB.

5.4.1 Analisi dei carichi

5.4.1.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono riassunti nella tabella riportata di seguito, considerando l'aumento di peso dovuto alla modifica della sezione per l'aggiunta di marciapiedi e pensilina.

G1	410	kN/m
G2-impalcato	62	kN/m
G2-pensilina x2	40	kN/m
G2-scatolare pensilina x2	140	kN/m
G2-massetto	70	kN/m
G2-ballast	120	kN/m
G2 tot	432	kN/m

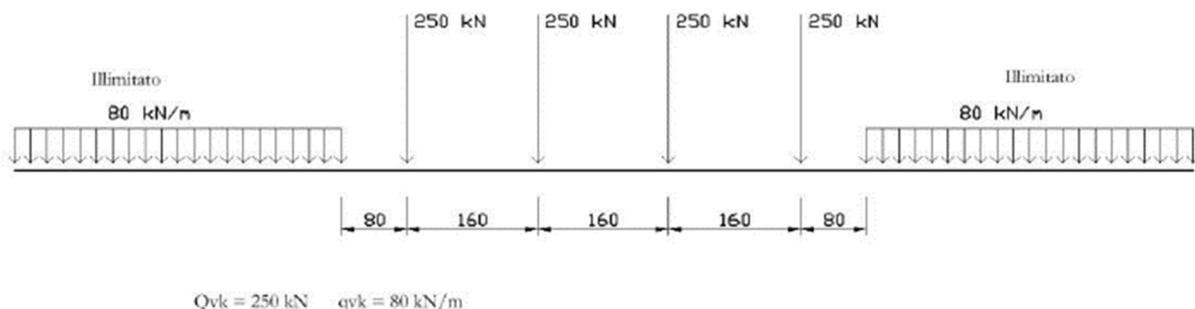
A questi carichi viene aggiunto il contributo del peso proprio G1 del pulvino e della pila.

5.4.1.2 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse del binario.



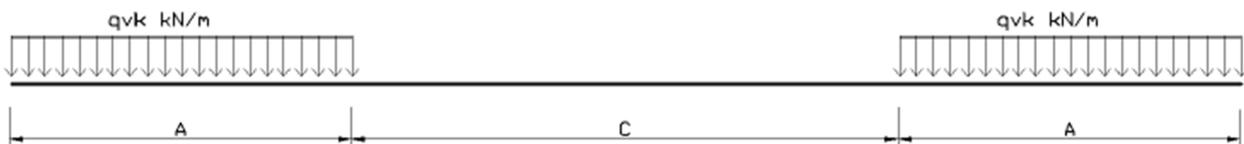
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ *Modello di carico SW/2*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM/71	1.10
SW/2	1

5.4.1.2.1 *Effetti dinamici*

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con limitazione} \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

5.4.1.3 Carichi da traffico orizzontali

5.4.1.3.1 *Serpeggio*

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

5.4.1.3.2 Frenatura ed avviamento

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71,SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

5.4.1.3.3 Forza d'attrito

Le forze parassitarie dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, per traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio. Essendo funzione del carico verticale, la sua definizione è associata ai coefficienti moltiplicativi delle combinazioni γ e ψ dei carichi da peso proprio strutturali e non, e dei carichi verticali da traffico.

Per la valutazione delle coazioni generate è stato considerato un coefficiente d'attrito f pari a 0,03. Con riferimento a quanto riportato nel §2.5.1.6.3 [3] la forza agente sulle pile per impalcato a travate isostatiche, facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato tra quelli presenti sulla pila, si considera pari a:

$$F_a = f (0,2 \cdot V_G + V_Q)$$

dove V_G reazione verticale massima associata ai carichi permanenti

V_Q reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati

5.4.1.3.4 Azione del Vento

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici. Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro rappresentante le barriere.

5.4.1.3.5 Riepilogo dei carichi orizzontali elementari

Si riporta una tabella di sintesi dei carichi orizzontali descritti nei precedenti paragrafi. I valori sono esplicitati in termini di risultante globale in corrispondenza del base della pila.

Avviamento LM71-DB	820.38	0	0	0	7711.572	0
Frenatura LM71-DB	791	0	0	0	7435.4	0
Centrifuga-DB	0	0	0	0	0	0
Serpeggio LM71-DB	0	220	0	2437.6	0	0

5.4.1.4 Carichi accidentali (Q)

Si assume un carico accidentale in funzione della destinazione d'uso della struttura, in conformità a quanto previsto nel § 3 NTC2018, Tab. 3.1.II nella quale si riporta, per le aree suscettibili di grandi affollamenti, un sovraccarico, uniformemente distribuito lungo la superficie pari a:

$$Q = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

5.4.1.5 Azione sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

5.4.1.5.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale VN e la classe d'uso Cu. Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	II	1

5.4.1.5.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono in prevalenza di tipo E e categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

5.4.1.5.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018. Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1$.

L'accelerazione di progetto utilizzata è la massima dello Spettro di progetto in corrispondenza del tratto costante ed è stata utilizzata per le due differenti direzioni orizzontali (longitudinale e trasversale).

5.4.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I coefficienti parziali per le azioni sono come da tabella 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella:

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

■ Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	40 di 102

Di seguito si riportano i carichi elementari.

Azioni permanenti

G1 = peso proprio delle strutture

G2 = carichi permanenti portati

G2Ballast= ballast

Azioni variabili

Gr.1-2-a = carichi da traffico

Gr.1-2-b = carichi da traffico

Gr.3-2-a = carichi da traffico

Gr.3-2-b = carichi da traffico

Vento-carico Fx = vento

Vento-carico Fy = vento

Q = folla

Ex = sisma

Ey = sisma

Si riportano di seguito le combinazioni più gravose, ed i valori dei coefficienti assunti per le singole condizioni di carico elementari.

SLU-A1	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	Gr.1-2-a	Gr.1-2-b	Gr.3-2-a	Gr.3-2-b	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy	Q - folla
7	1.35	1.5	1.5	1	1.45	0	0	0	0.9	0.9	1.05
8	1.35	1.5	1.5	1	0	1.45	0	0	0.9	0.9	1.05
9	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	0.9	0.9	1.05
11	1.35	1.5	1.5	1	0	0	1.45	0	0.9	0.9	1.05
12	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	1.45	0.9	0.9	1.05
13	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	1.5	0	1.05
14	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	0	1.5	1.05
15	1.35	1.5	1.5	1	0	0	0	0	0.9	0.9	1.05

SLU-A2	G1	G2	G2-Ballast	Attrito	Gr.1-2-a	Gr.1-2-b	Gr.3-2-a	Gr.3-2-b	Vento-carico-Fx	Vento-carico-Fy	Q - folla
7	1	1.3	1.3	1	1.25	0	0	0	0.78	0.78	0.91
8	1	1.3	1.3	1	0	1.25	0	0	0.78	0.78	0.91
9	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	0.78	0.78	0.91
11	1	1.3	1.3	1	0	0	1.25	0	0.78	0.78	0.91
12	1	1.3	1.3	1	0	0	0	1.25	0.78	0.78	0.91
13	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	1.3	0	0.91
14	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	0	1.3	0.91
15	1	1.3	1.3	1	0	0	0	0	0.78	0.78	0.91

Sismiche	G1	G2	G2- Ballast	Attrito	Gr.1-2-a	Gr.1-2-b	Gr.3-2-a	Gr.3-2-b	Vento- carico-Fx	Vento- carico-Fy	Ex	Ey	Ez	Q - folla
18	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0.6
19	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	0.6
20	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0.6

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state scelte le combinazioni di carico, in modo da massimizzare le 6 componenti di sollecitazione. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base della pila.

5.5 Sollecitazioni base pila

SLU-A1						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SLU-A1-11	2648.21	682.65	47494.59	4730.41	24378.25	0
SLU-A1-12	2648.21	523.15	40753.54	2963.15	24378.25	0
SLU-A1-14	226.38	871.91	34012.49	4938.58	1765.74	0
SLU-A1-13	368.59	0.00	34012.49	0.00	2848.08	0
SLU-A1-8	311.71	523.15	47494.59	2963.15	2415.14	0
SLU-A1-7	1479.96	842.15	47494.59	6497.67	13396.70	0
SLU-A1-15	311.71	523.15	34012.49	2963.15	2415.14	0
SLU-A1-9	311.71	842.15	38600.29	6497.67	2415.14	0

SLU-A2						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SLU-A2-11	2314.6	590.9	38637.6	4091.6	21262.3	0
SLU-A2-12	2314.6	453.4	32826.4	2568.1	21262.3	0
SLU-A2-14	226.4	755.7	27015.1	4280.1	1765.7	0
SLU-A2-13	349.6	0.0	27015.1	0.0	2703.8	0
SLU-A2-8	300.3	453.4	38637.6	2568.1	2328.6	0
SLU-A2-7	1307.4	728.4	38637.6	5615.1	11795.4	0
SLU-A2-15	300.3	453.4	27015.1	2568.1	2328.6	0
SLU-A2-9	300.3	728.4	30970.1	5615.1	2328.6	0

SLV						
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Sismiche-18	7742.35	2254.79	24574.41	19055.98	65285.66	0
Sismiche-19	2481.17	7515.98	24574.41	63519.92	20821.72	0
Sismiche-20	2481.17	2254.79	25626.65	19055.98	20821.72	0

5.6 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:

Per quanto riguarda le fondazioni su pali, queste sono previste su una fondazione a 6, 9 o 11 pali.

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

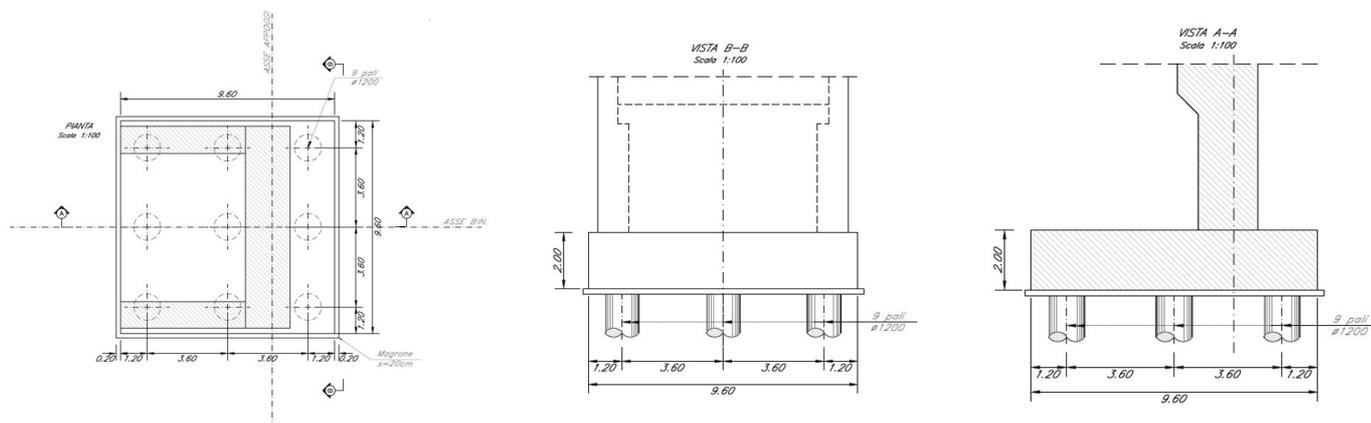


Figura 5.1 TIPO 1: stralcio della carpenteria spalla e fondazione su n° 9 pali

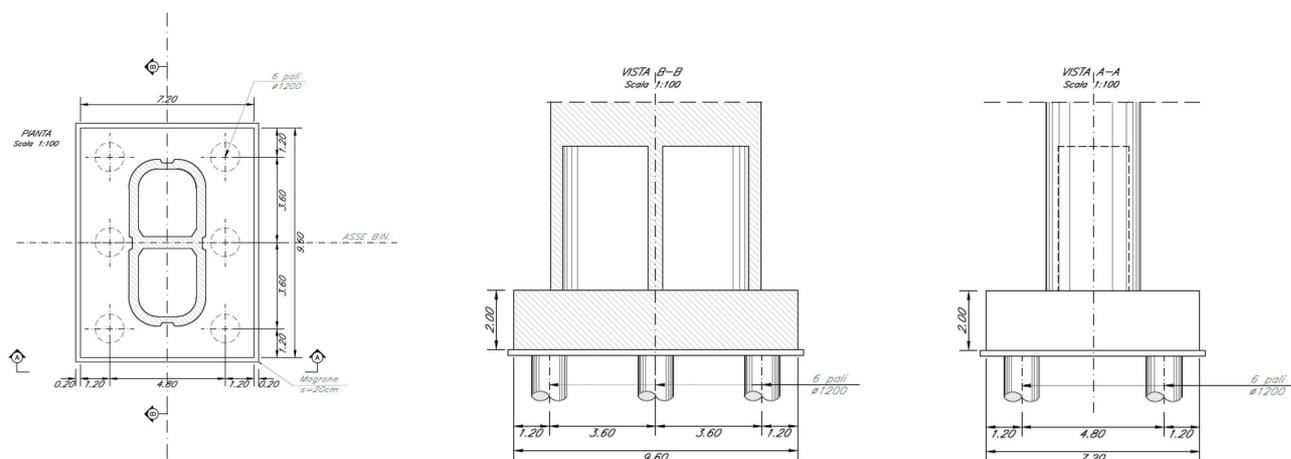


Figura 5.2 TIPO 2: stralcio della carpenteria pila e fondazione su n° 6 pali

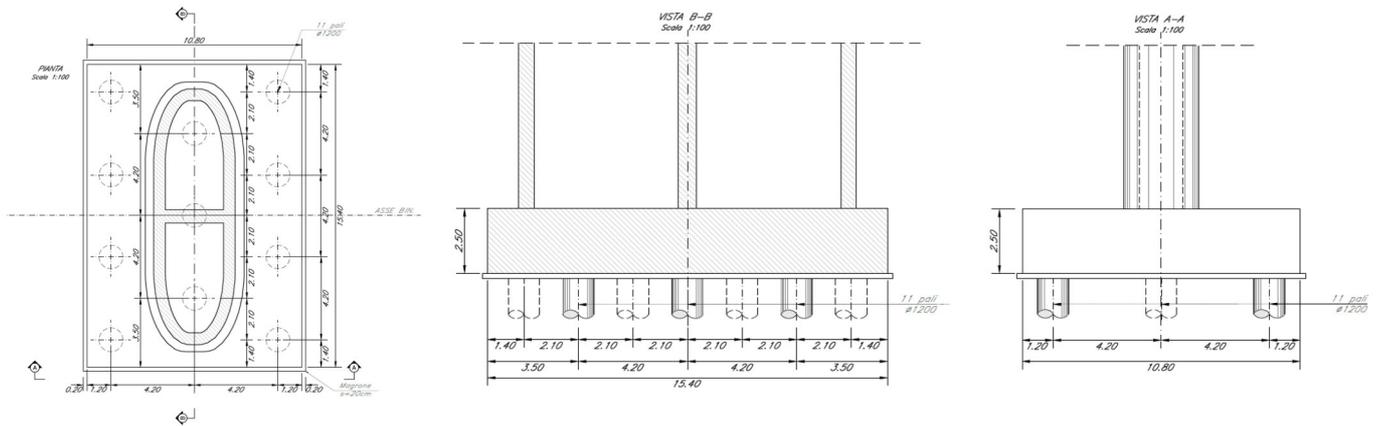


Figura 5.3 TIPO 3: stralcio della carpenteria pila e fondazione su n° 11 pali

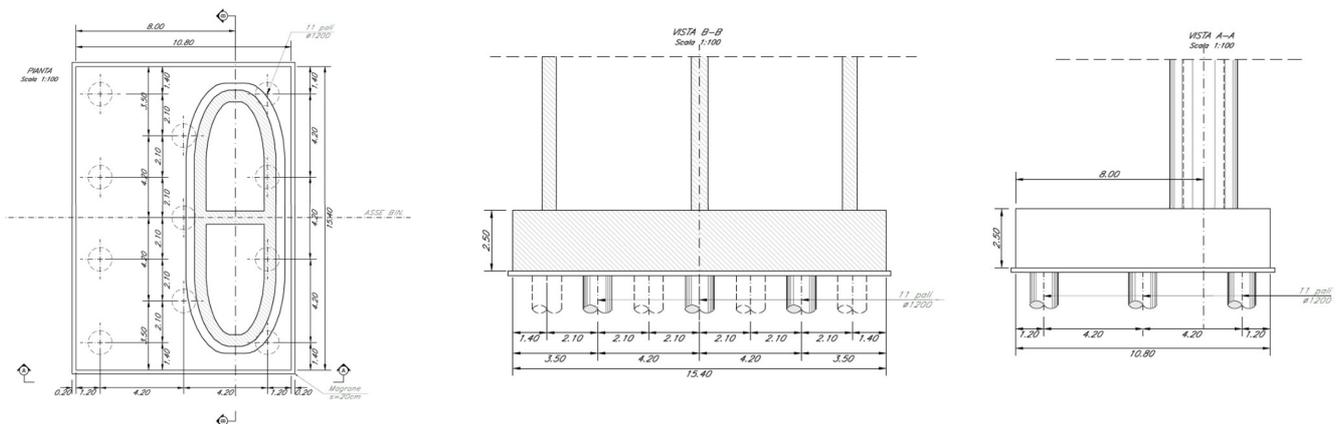


Figura 5.4 TIPO 4: stralcio della carpenteria pila e fondazione su n° 11 pali (spalla VI04)

Le fondazioni a pozzo sono progettate con le seguenti soluzioni:

- Sezione circolare di diametro 10 m;
- Sezione ellittica con asse minore pari a 9 m e asse maggiore pari a 14 m.

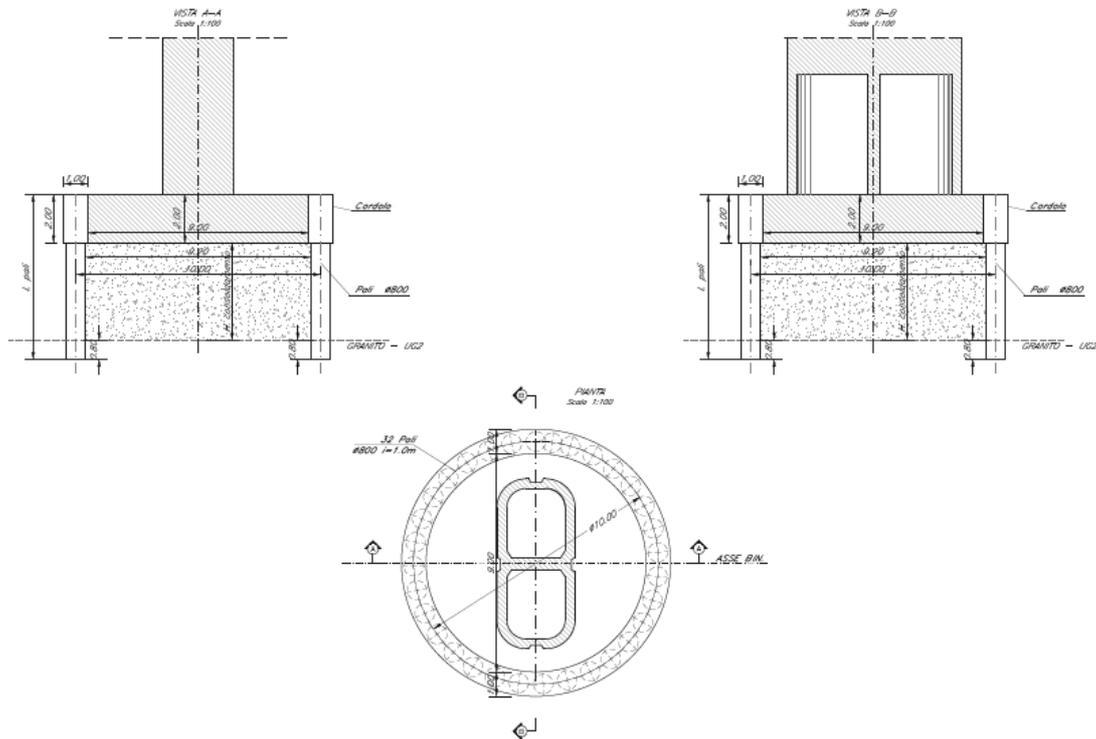


Figura 5.5 stralcio carpenteria fondazione con pozzo di fondazione circolare di diametro 10 m (TIPO 5)

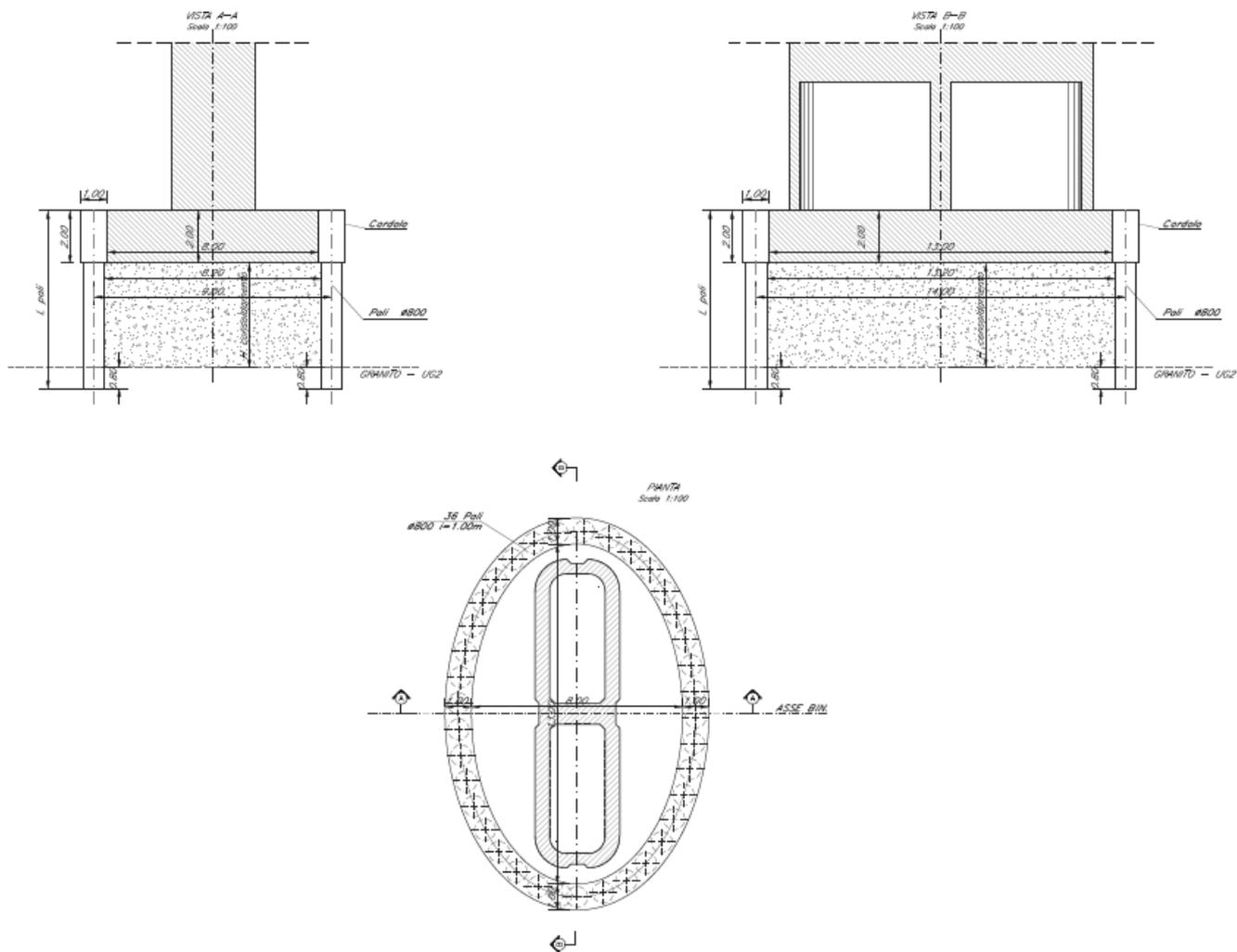


Figura 5.6 stralcio carpenteria fondazione con pozzo di fondazione ellittico di diametro 9 x 14 m (TIPO 6)

Si riportano di seguito le fasi realizzative di un pozzo di altezza H:

- FASE 1: prescavo fino a quota intradosso cordolo (-3.00m da p.c), esecuzione della corona di pali $D=800\text{mm}$ $i=1.0\text{m}$ armati, intestati per 1D all'interno del granito di base. Consolidamento del terreno a partire dal piano di posa del cordolo (coincidente con piano di posa del plinto).
- FASE 2: realizzazione del cordolo e predisposizione dei ferri di attesa per successivo getto del plinto;
- FASE 3: realizzazione plinto di fondazione gettato a contrasto sul cordolo.

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

6.1 Inquadramento geotecnico

La caratterizzazione geotecnica di riferimento adottata nelle seguenti analisi fa riferimento alla Relazione geotecnica opere allo scoperto (Doc. Rif.[C.1]). Per l'assetto stratigrafico e la quota di falda si fa riferimento ai profili geotecnici (Doc.Rif. [C.2] e [C.3]).

Le unità geotecniche individuate sono riepilogate nella Tabella 6.1.

I parametri geotecnici utilizzati, invece, sono riportati nella Tabella 6.2.

Unita' Geotecniche		
Unità Geotecnica	Unità Geologica	Descrizione
R	Alluvioni	<i>Sabbie e subordinate sabbie limoso – argillose grigie</i>
UG1	Cappellaccio di alterazione	<i>Sabbia da grossolana a media - roccia in posto, alterata, arenizzata e disgregata in maniera variabile, ma presumibilmente in modo progressivamente più intenso man mano che ci si avvicina alla superficie topografica, fino alla quasi totale disgregazione della stessa ed alla perdita delle caratteristiche proprie del litotipo</i>
UG2	Granito	<i>Monzograniti inequigranulari ed equigranulari da grigio chiari a bruno rossastri da integri a molto fratturati</i>

Tabella 6.1 Unità geologiche e geotecniche

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	47 di 102

Unita' Geotecniche		Terreni Granulari					
		γ	c'	φ'	E'	I_p	k
Unità	Descrizione	kN/m^3	kPa	$^\circ$	MPa	$\%$	m/s
R	Sabbie e subordinate sabbie limoso – argillose grigie	18 ÷ 19	0	30 ÷ 35	15 ÷ 30	NP	10^{-7}
UG1	Sabbia da grossolana a media - roccia in posto, alterata, arenizzata e disgregata in maniera variabile, ma presumibilmente in modo progressivamente più intenso man mano che ci si avvicina alla superficie topografica, fino alla quasi totale disgregazione della stessa ed alla perdita delle caratteristiche proprie del litotipo	20 ÷ 22	0	40 ÷ 45	z = 0-8m 40 ÷ 60 z = 8-14m 60 ÷ 80 z > 14m 80 ÷ 120	NP	$10^{-3} \div 10^{-7}$

Unita' Geotecniche		Roccia intatta			Ammasso							
		σ_i	E_i	Poisson	γ	m_i	GSI	$\sigma_m (D=0.5)$	$E_m (D=0.5)$	$\sigma_m (D=1)$	$E_m (D=1)$	k
Unità	Descrizione	MPa	GPa	-	kN/m^3	-	-	MPa	MPa	MPa	MPa	m/s
UG2	Monzograniti inequigranulari ed equigranulari da grigio chiari a bruno rossastri da integri a molto fratturati	80 ÷ 120	15 ÷ 40	0.17 ÷ 0.25	25.5 ÷ 26	32±3	65 ÷ 75	25 ÷ 33	5200 ÷ 7700	16 ÷ 24.5	2400 ÷ 4000	$10^{-7} \div 10^{-8}$

Tabella 6.2 Sintesi dei parametri geotecnici

6.2 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.

6.2.1 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 $C_U = 0.7$.
- 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 $C_U = 1.0$.



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	49 di 102

- 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:

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

6.2.2 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 delle opere allo scoperto, Doc.Rif. [C.1]. Si riportano in Tabella 6.3 i valori di a_g , F_0 e T_c^* per ogni stato limite considerato e, in Tabella 6.4, i valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} , ottenuti in ragione delle categorie di sottosuolo riscontrate lungo linea e, dunque, specifica posizione dell'opera considerata.

Stato limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	81%	45	0.022	2.658	0.291
SLD	63%	75	0.028	2.719	0.316
SLV	10%	712	0.056	2.936	0.358
SLC	5%	1462	0.066	3.027	0.384

Tabella 6.3 Valori di a_g , F_0 e T_c^ per ogni stato limite considerato*

SLV - $T_R=712$			
CATEGORIA	S_s	C_c	a_{max} (g)
B	1,20	1,35	0,067
E	1,60	1,74	0,089

Tabella 6.4 Valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max}

A scopo cautelativo, indipendentemente dalla specifica posizione di ciascun viadotto, nel predimensionamento delle fondazioni si fa sempre riferimento ai parametri relativi alla categoria di sottosuolo E.

7 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 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.19]. 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.19]

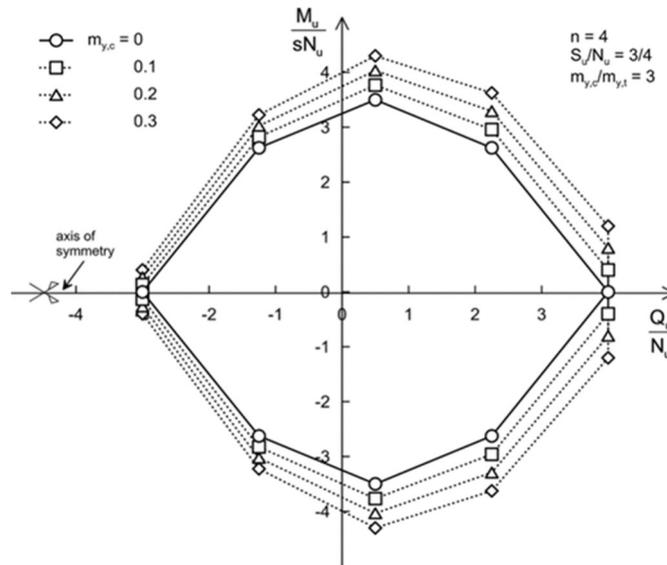


Figura 7.1 Esempio di Dominio di Resistenza di una palificata 4x4 [B.19]

7.2 Metodo di calcolo capacità portante del singolo palo:

7.2.1 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).

7.3 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.

7.3.1 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.

Per i terreni oggetto di studio, di natura prevalentemente sabbiosa, 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 posta pari a 150 kPa.

Si precisa che, nelle analisi descritte nei seguenti paragrafi è stata trascurata l'aliquota di resistenza laterale attribuibile al tratto di palo infisso nel substrato roccioso costituito dai Graniti (unità geotecnica Ug-2).

7.3.2 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.11]. 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.

7.3.2.1 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]

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

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.12]).

ϕ'	N_q^*
32	11
33	13
34	14
35	15
37	20
38	23
39	26

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

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

Nel caso in esame si è posto $q_{b,lim}$ pari a 5500 kPa.

7.3.2.2 Substrato roccioso (Unità geotecnica Ug – 2)

Al substrato roccioso è attribuita la sola resistenza di base. Caratterizzato l'ammasso roccioso attraverso il criterio di rottura di Hoek e Brown e il parametro GSI (Geological Strength Index), la portanza di base viene determinata con l'approccio suggerito da Turner (2006):

$$q_b = A + q_u \left[m_b \frac{A}{q_u} + s \right]^a \leq 2.5 \cdot q_u$$

con

$$A = \sigma'_{vb} + q_u \left[m_b \frac{\sigma'_{vb}}{q_u} + s \right]^a$$

dove:

q_u = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso calcareo, funzione dell'indice GSI, della resistenza a compressione della roccia intatta e del fattore di disturbo. Nel caso in esame, si considera $D=0.5$;

σ'_{vb} = tensione verticale efficace.

Per quanto riguarda i parametri m_b, s ed a si rimanda alla caratterizzazione di Hoek e Brown, illustrata al cap. 7.3.2 della Relazione geotecnica opere allo scoperto: RR00.00.R.11.GE.GE0006.001.A

In relazione al fattore di disturbo, all'intervallo tensionale di riferimento e al parametro GSI, nel caso in esame viene posto: $m_b=5.447$; $s=0.0094$ ed $a=0.502$.

7.4 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:

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

dove Q_L è la resistenza laterale di calcolo (valutabile secondo quanto riportato al paragrafo 7.3.1 della presente relazione), e W'_p è il peso efficace del palo (alleggerito se sottofaldato). Il coefficiente parziale γ_{st} è riferito alla tecnologia realizzativa dei pali (tabella 6.4.II, NTC2018).

8 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI POZZI DI FONDAZIONE

8.1 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 è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$F_{cd} < R_k / \gamma_R$$

dove:

- F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;
- R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi;
- R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del pozzo.

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 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Tabella 8.1 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale

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

Ai fini del dimensionamento geotecnico dei pozzi di fondazione, per il calcolo della capacità portante è stata applicata la combinazione (A1+M1+R3), in condizioni sismiche SLV.

8.2 Calcolo della stabilità e portanza verticale dei pozzi di fondazione

Il metodo adottato è quello proposto da Jamiolkowski (1968), che ipotizza la fondazione profonda e rigida vincolata al terreno omogeneo, modellabile secondo uno schema alla Winkler. Il modulo di reazione orizzontale è ipotizzato variabile linearmente con la profondità secondo la relazione:

$$k_h = n_h z$$

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

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{n_h B}{EJ}} \leq \frac{2.5}{h}$$

Con:

- B lato parallelo alla linea di azione della forza orizzontale H;
- n_h gradiente di reazione orizzontale;
- E ed I rispettivamente rigidità ed inerzia della fondazione.

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

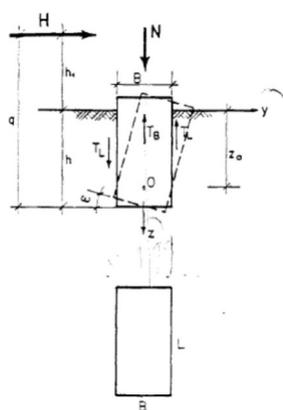


Figura 8.1: Schema di calcolo pozzi di fondazione

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

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

$$tg\omega = \frac{12\beta \cdot H(3q - h)}{n_h \cdot h(Lh^3\beta + 18BW)}$$

$$R = \frac{\beta \cdot Lh^3 + 18BW}{2\beta(3q - h)}$$

Dove

- W = momento resistente della fondazione,
- $b = kh / k_v$
- $k_v = n_v \cdot h$

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

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

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

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

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

$$M_z = H(h_1 + z) - \int_0^z \sigma_y \cdot L(z_0 - z) dz = H \left\{ h_1 + z \left[1 - \frac{Lz^2}{2R \cdot h} (2z_0 - z) \right] \right\}$$

Per la verifica di stabilit  del pozzo di fondazione dovranno essere soddisfatte le seguenti condizioni.

1) Le pressioni orizzontali devono globalmente soddisfare il requisito

$$\int \sigma_y dz \leq \int P_{lim} dz$$

Essendo P_{lim} la pressione laterale limite valutata secondo la teoria di Brinch Hansen (1961) [B.20], che tiene conto anche del contributo attritivo laterale del pozzo.

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

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

Con:

- F_z coefficiente di sicurezza (pari a 2.3 secondo NTC18);
- q_{lim} valore di pressione limite determinato tramite la formulazione riportata sopra.

9 CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DI SOTTOFONDO

Si riporta di seguito il calcolo delle costanti di reazione orizzontale valide per i pali e i pozzi. L'approccio seguito è quello suggerito da J. E. Bowles, 1997 [B.5].

Per la stima della costante di reazione nei terreni granulari e coesivi (in condizioni non drenate), si è fatto riferimento alla formulazione generale:

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

Dove:

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

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

definite in accordo alla tradizionale formulazione della capacità portante e dove C_m è un fattore di forma che tiene conto dello sviluppo della superficie laterale in funzione del diametro del pozzo:

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

C è un coefficiente adimensionale che nel S.I. vale 40, z è la profondità di calcolo e n è un coefficiente considerato pari a 0.6 per l'incremento della rigidità con la profondità.

I valori del gradiente n_b sono stati ottenuti considerando la pendenza del profilo dei moduli di reazione orizzontale.

Il valore del modulo di reazione orizzontale (k_b) utilizzato nel calcolo è sempre crescente in funzione della profondità; ovvero, in corrispondenza di una frontiera fra un materiale più rigido ed uno meno rigido, il salto teorico di rigidità viene annullato, facendo partire il valore di k_b del materiale meno rigido dal limite superiore del materiale più rigido; tale valore viene poi incrementato con la profondità utilizzando il gradiente (n_b) corrispondente al materiale meno rigido.

La costante di sottofondo k_v viene definita seguendo l'approccio suggerito da Lee&Jeong [B.21]:

$$k_v = J_f \cdot \left(\frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \right)$$

dove J_f (Joint reduction factor) è funzione dell'inclinazione delle discontinuità (I_d) e del rapporto S_d/B (spaziatura delle discontinuità/dimensione della fondazione). I valori di J_f al variare di I_d e S_d/B vengono forniti nella seguente tabella:

S_d/B^a	I_d^b			
	0	30	60	90
0.5	0.63	0.43	0.58	0.71
1.0	0.73	0.58	0.64	0.78
1.5	0.83	0.63	0.71	0.86
2.0	0.85	0.67	0.73	0.91

^a Discontinuity spacing/mat width

^b Major discontinuity inclination

Tabella 9.1 Valori del parametro J_f (Joint reduction factor) al variare di I_d e S_d/B

Nel caso in esame, si è posto J_f pari a 0.43.

10 CALCOLO DEGLI SCARICHI IN FONDAZIONE

Lo studio degli scarichi provenienti dalle sovrastrutture, valutati alla base delle pile dei viadotti è riportato nella Tabella 10.1, nella quale vengono individuate le tipologie di pile con i relativi scarichi in funzione della dimensione del fusto e dell'impalcato da sostenere.

TIPOLOGIA PILA/SCARICO	TIPO SEZIONE	DIM. TRASV.	DIM. LONG.	IMPALCATO	ALTEZZA CALCOLO PILA
		[m]	[m]		[m]
A	Bicellulare cava sp 0.4	7.00	3.20	c.a.p. 25 m SB	11
B	Bicellulare cava sp 0.55	11.80	3.20	c.a.p. 25 m SB misto 50 m SB	6
C	Bicellulare cava sp 0.6	13.00	4.10	c.a.p. 25 m DB	10

Tabella 10.1 Schema sintetico delle tipologie di pila

In Tabella 10.2, si riporta un quadro di sintesi della tipologia di scarico agente e dell'opera di fondazione scelta, con riferimento ad ogni singola pila dei viadotti VI03 e VI04.

PILA/SPALLA	Lcampata	tipologico strutturale	Tipologico PILA/SCARICO	lung. trasv. plinto	lung. long. plinto	altezza plinto/pozzo	tipologia fondazioni (pali/pozzo)	TIPOLOGICO FOND	n°pali	Dpali	Lpali
	[m]	[-]		[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
SP-A		SPALLA	-	9.6	9.6	2	PALI	TIPO 1	9	1.2	16
P1	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P2	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P3	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P4	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P5	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P6	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P7	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P8	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P9	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P10	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P11	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	12
P12	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	12
P13	25	PILA	A	10.0	10.0	6	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P14	25	PILA	A	10.0	10.0	6	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P15	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P16	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P17	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P18	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P19	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P20	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P21	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P22	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P23	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P24	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P25	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P26	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P27	25	PILA	A	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P28	25	PILA	B	14.0	9.0	5	POZZO	TIPO 6	-	-	-
P29	50	PILA	B	14.0	9.0	6	POZZO	TIPO 6	-	-	-
P30	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P31	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P32	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P33	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P34	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P35	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P36	25	PILA	A	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
SP-B	-	SPALLA	SCATOLARE SL-05								

Tabella 10.2 Sintesi delle tipologie di scarichi per il viadotto VI03

Relazione di predimensionamento delle
 fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	63 di 102

PILA/SPALLA	Lcampata	tipologico strutturale	Tipologico PILA/SCARICO	lung. trasv. plinto	lung. long. plinto	spessore plinto	tipologia fondazioni (pali/diretta)	TIPOLOGICO FOND	n°pali	Dpali	Lpali
	[m]	[-]		[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
SP-A	-	SPALLA	SCATOLARE SL-05								
P1	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P2	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P3	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P4	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P5	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P6	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P7	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P8	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P9	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P10	25	PILA	C	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 4	11	1.2	19

Tabella 10.3 Sintesi delle tipologie di scarichi per il viadotto VI04

Ai fini del dimensionamento delle palificate di tipo 2 (tipologico pila A) e tipo 3 (tipologico pila C), sono state calcolate le sollecitazioni agenti all'intradosso del plinto di fondazione. Queste ultime si ottengono sommando alle sollecitazioni calcolate a base pila il peso e l'inerzia del plinto ed il contributo dei momenti di trasporto. In particolare, ai fini del calcolo delle azioni sismiche, in accordo alla normativa vigente e coerentemente con quanto descritto al par. 6.2.2, sono stati considerati i seguenti parametri sismici:

$$a_{max} = 0.089g$$

$$k_h = 0.089$$

$$k_v = 0.045$$

A vantaggio di sicurezza non è stato considerato alcun coefficiente riduttivo applicato all'inerzia del plinto di fondazione.

Le forze inerziali del plinto di fondazione sono dunque calcolate facendo riferimento alle seguenti relazioni:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso del plinto.

Successivamente si riportano le tabelle indicanti i valori massimi allo SLU e SLV calcolati ad intradosso plinto per le tipologie di scarichi A e C.

SLU-A1						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A1-5	2560.943	735.9238	22488.57	11496.68	32234.93	0
SLU-A1-14	144.5492	993.9809	17386.02	8323.77	-318.418	0
SLU-A1-13	243.2422	0	17386.02	486.4844	2725.47	0
SLU-A1-1	1382.354	875.459	22488.57	10693.49	16457.41	0
SLU-A1-2	203.765	596.3885	22488.57	5228.333	1517.109	0
SLU-A1-15	203.765	596.3885	17386.02	5228.333	1110.323	0
SLU-A1-6	2560.943	596.3885	19937.3	9942.689	32310.61	0

SLU-A2						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A2-5	2227.92	637.1591	18984.31	9973.515	28016.44	0
SLU-A2-6	2227.92	516.8701	16784.93	8633.868	28081.68	0
SLU-A2-14	144.5492	861.4501	14585.56	7252.481	-53.3567	0
SLU-A2-13	230.0831	0	14585.56	460.1662	2584.68	0
SLU-A2-1	1211.895	757.4481	18984.31	9281.112	14415.14	0
SLU-A2-2	195.8696	516.8701	18984.31	4569.768	1535.563	0
SLU-A2-15	195.8696	516.8701	14585.56	4569.768	1184.885	0

SLV						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Sismiche-18	3437.51	1227.87	12934.36	17446.14	35936.52	0
Sismiche-19	1372.42	3292.96	12934.36	38781.89	6340.431	0
Sismiche-20	1372.42	1227.87	13347.38	13315.97	10470.6	0

Tabella 10.4 – TIPOLOGIA A: Scarichi ad intradosso plinto

SLU-A1						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A1-11	2648.206	682.6479	61527.84	11350.93	22671.63	0
SLU-A1-12	2648.206	523.1479	54786.79	9583.666	23070.38	0
SLU-A1-14	226.3773	871.9132	48045.74	5504.527	-414.04	0
SLU-A1-13	368.5906	0	48045.74	921.4765	2848.079	0
SLU-A1-8	311.7053	523.1479	61527.84	3742.413	1107.275	0
SLU-A1-7	1479.956	842.1479	61527.84	10197.56	11291.33	0
SLU-A1-15	311.7053	523.1479	48045.74	3742.413	1107.275	0
SLU-A1-9	311.7053	842.1479	52633.54	7276.933	309.7746	0

SLU-A2						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A2-11	2314.553	590.8949	52670.87	9877.947	19785.04	0
SLU-A2-12	2314.553	453.3949	46859.62	8354.447	20128.79	0
SLU-A2-14	226.3773	755.6581	41048.37	4846.049	-123.402	0
SLU-A2-13	349.6288	0	41048.37	874.0721	2703.767	0
SLU-A2-8	300.3282	453.3949	52670.87	3318.884	1195.07	0
SLU-A2-7	1307.441	728.3949	52670.87	8883.665	9974.428	0
SLU-A2-15	300.3282	453.3949	41048.37	3318.884	1195.07	0
SLU-A2-9	300.3282	728.3949	45003.37	6365.884	507.5703	0

SLV						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Sismiche-18	8773.54	3285.98	35485	39700.84	58359.7	0
Sismiche-19	3512.35	8547.16	35485	71011.83	742.8017	0
Sismiche-20	3512.35	3285.98	36537.24	26547.88	13895.76	0

Tabella 10.5 – TIPOLOGIA C: Scarichi ad intradosso plinto

11 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI VIADOTTI

Le curve di resistenza di progetto del palo singolo sono state calcolate in accordo ai criteri progettazione agli stati limite secondo la normativa vigente riportati nei paragrafi precedenti ed in accordo ai suddetti criteri di calcolo.

La capacità portante per le fondazioni dei viadotti è stata valutata per pali di grande diametro D1200.

Le palificate per le fondazioni dei viadotti differiscono sia per numero di pali che per la lunghezza di quest'ultimi. In particolare, sono presenti le seguenti palificate:

- 6 Pali con lunghezze di 12 m e 16 m;
- 11 Pali con lunghezza di 19 m.

In alternativa alle palificate, laddove il substrato roccioso costituito da Granito sale fino a pochi metri da p.c., sono stati adottati dei pozzi circolari o ellittici di altezza 5 m e 6 m. Essi sono costituiti da una corona di pali in Jet Grouting D800, al cui interno viene consolidato il terreno a partire dal piano di posa del plinto. I consolidamenti sono attestati nella formazione rocciosa per una lunghezza pari ad 1D.

Come per le pile, anche le fondazioni delle spalle dei viadotti differiscono per numero di pali e per la lunghezza. In particolare, per le spalle, sono presenti le seguenti tipologie di palificate:

- 9 Pali con lunghezze di 10 m e 16 m;
- 11 pali con lunghezza di 19 m per la pila eccentrica posta al termine del VI04.

Si riportano, nelle seguenti tabelle, un quadro di sintesi delle opere di fondazione previste per ciascun viadotto:

PILA/SPALLA	lung. trasv. plinto	lung. long. plinto	spessore plinto	tipologia fondazioni (pali/diretta)	TIPOLOGICO FOND	n°pali	Dpali	Lpali
	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
SP-A	9.6	9.6	2	PALI	TIPO 1	9	1.2	10
SP-B	9.6	9.6	2	PALI	TIPO 1	9	1.2	10

Tabella 11.1 – VI01-VI02: Quadro di sintesi delle opere di fondazione

PILA/SPALLA	lung. trasv. plinto	lung. long. plinto	altezza plinto/pozzo	tipologia fondazioni (pali/pozzo)	TIPOLOGICO FOND	n°pali	Dpali	Lpali
	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
SP-A	9.6	9.6	2	PALI	TIPO 1	9	1.2	16
P1	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P2	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P3	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P4	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P5	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P6	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P7	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P8	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P9	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P10	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P11	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	12
P12	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	12
P13	10.0	10.0	6	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P14	10.0	10.0	6	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P15	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P16	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P17	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P18	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P19	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P20	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P21	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P22	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P23	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P24	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P25	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P26	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P27	10.0	10.0	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P28	14.0	9.0	5	POZZO	TIPO 6	-	-	-
P29	14.0	9.0	6	POZZO	TIPO 6	-	-	-
P30	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P31	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P32	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P33	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P34	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P35	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P36	9.6	7.2	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
SP-B								

Tabella 11.2 – VI03: Quadro di sintesi delle opere di fondazione

PILA/SPALLA	lung. trav. plinto	lung. long. plinto	spessore plinto	tipologia fondazioni (pali/diretta)	TIPOLOGICO FOND	n°pali	Dpali	Lpali
	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
SP-A								
P1	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P2	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P3	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P4	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P5	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P6	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P7	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P8	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P9	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P10	15.4	10.8	2.5	PALI	TIPO 4	11	1.2	19

Tabella 11.3 – VI04: Quadro di sintesi delle opere di fondazione

I domini di resistenza sono stati calcolati in condizioni SLU per ogni tipologia di palificata: in questo caso, infatti, la portanza verticale in compressione del singolo palo e, dunque, il momento resistente ad essa associato risultano inferiori rispetto alla condizione sismica. Il dominio di resistenza in condizioni SLU risulta, quindi, dimensionante. Per quanto riguarda i domini delle fondazioni per le spalle dei viadotti, è stata analizzata solo la pila eccentrica del VI04. Per le spalle dei viadotti VI01, VI02 e VI03, il tipologico della fondazione (TIPO 1) è stato scelto tenendo conto della lunghezza delle campate, altezza delle spalle, stratigrafia e facendo riferimento ai tipologici utilizzati nella progettazione ferroviaria. Di seguito vengono analizzate le fondazioni per i viadotti VI03 E VI04.

11.1 Viadotto VI03

Nelle tabelle che seguono sono riportate sinteticamente le tipologie di pila e di fondazione adottate per il viadotto in esame.

PILA/SPALLA	Lcampata	tipologico strutturale	Tipologico PILA/SCARICO	altezza plinto/pozzo	tipologia fondazioni (pali/pozzo)	TIPOLOGICO FOND	n°pali	Dpali	Lpali
	[m]			[m]	[-]		[-]	[m]	[m]
SP-A		SPALLA	-	2	PALI	TIPO 1	9	1.2	16
P1	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P2	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P3	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P4	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P5	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P6	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P7	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P8	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P9	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P10	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P11	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	12
P12	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	12
P13	25	PILA	A	6	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P14	25	PILA	A	6	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P15	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P16	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P17	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P18	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P19	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P20	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P21	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P22	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P23	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P24	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P25	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P26	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P27	25	PILA	A	5	POZZO	TIPO 5	-	-	-
P28	25	PILA	B	5	POZZO	TIPO 6	-	-	-
P29	50	PILA	B	6	POZZO	TIPO 6	-	-	-
P30	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P31	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P32	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P33	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P34	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P35	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
P36	25	PILA	A	2	PALI	TIPO 2	6	1.2	16
SP-B	-	SPALLA	SCATOLARE SL-05						

Tabella 11.4 – VI03: Tipologici fondazioni

Nei seguenti paragrafi vengono illustrate le procedure di predimensionamento per le opere di fondazione del viadotto in oggetto.

11.1.1 Palificata TIPO 2 – $L_{pali}=16$ m – Scarichi TIPOLOGIA A

11.1.1.1 Verifiche SLU ed SLV per carico verticale eccentrico – Dominio di resistenza della palificata

Vengono illustrate le verifiche SLU ed SLV effettuate sulla fondazione sulla palificata di TIPO 2, costituita da 6 pali D1200mm di lunghezza $L=16$ m e soggetta agli scarichi di TIPOLOGIA A, per i quali si rimanda al par.10.

La stratigrafia di riferimento è la seguente:

Tabella 11.5 Stratigrafia di riferimento e parametri di progetto per palificata TIPO 2 – $L_{pali}=16$ m – Scarichi TIPOLOGIA A

da m	a m	UG	γ	ϕ	c'
			[kN/m ³]	°	[kPa]
0,0	4,0	R	19.5	30	0
4,0	16,0	Ug-1	21	40	0
16,0	26,0	Ug-2	25.5	45	250

La falda è stata considerata a -7.0 m da p.c.

La quota testa palo è assunta pari a -3.00 m da p.c.

Si riportano, nelle figure seguenti, le curve di portanza di design.

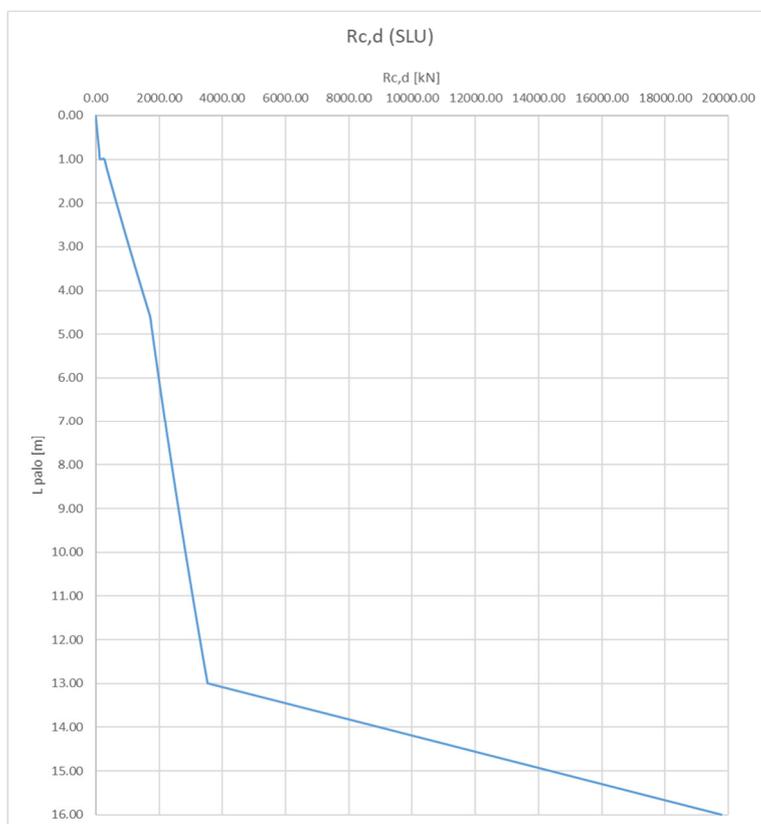


Figura 11.1: Curva di portanza in compressione allo SLU

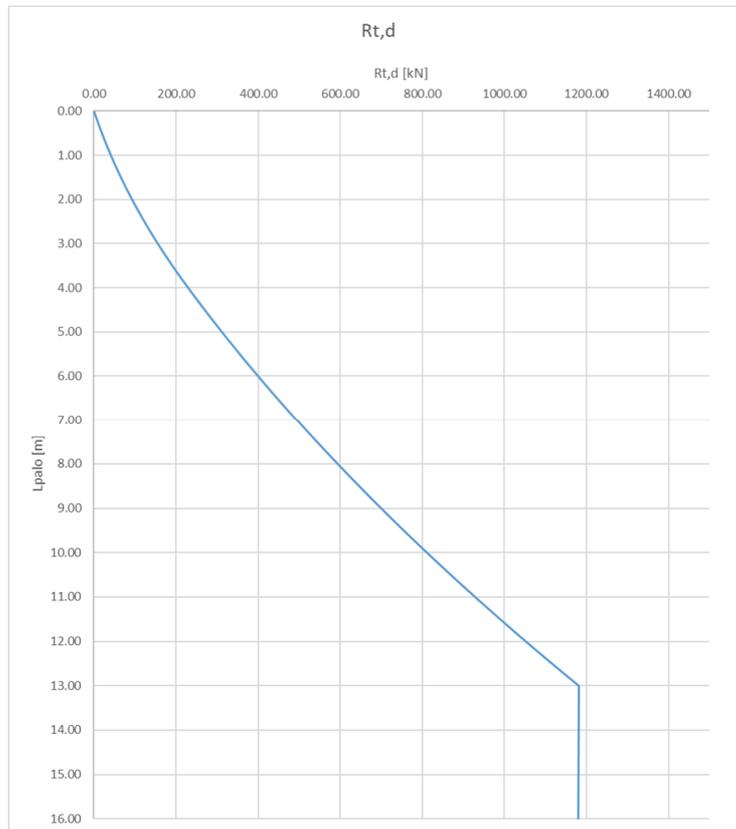


Figura 11.2: Curva di portanza in trazione allo SLU

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

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
0.00	0	R	0.00	0.00
0.20	0	R	0.00	0.00
0.40	0	R	0.00	0.00
0.60	0	R	0.00	0.00
0.80	0	R	0.00	0.00
1.00	0	R	0.00	0.00
1.20	0	R	0.00	0.00
1.40	0	R	0.00	0.00
1.60	0	R	0.00	0.00
1.80	0	R	0.00	0.00
2.00	0	R	0.00	0.00
2.20	0	R	0.00	0.00
2.40	0	R	0.00	0.00
2.60	0	R	0.00	0.00
2.80	0	R	0.00	0.00
3.00	0	R	0.00	0.00
3.20	0.20	R	26.99	7.44
3.40	0.40	R	54.42	15.27
3.60	0.60	R	82.28	23.51
3.80	0.80	R	110.57	32.14
4.00	1.00	R	139.30	41.17
4.00	1.00	Ug1	268.59	41.17
4.20	1.20	Ug1	345.24	50.60
4.40	1.40	Ug1	422.37	60.47
4.60	1.60	Ug1	499.99	70.78
4.80	1.80	Ug1	578.09	81.55
5.00	2.00	Ug1	656.68	92.76
5.20	2.20	Ug1	735.75	104.41
5.40	2.40	Ug1	815.31	116.52
5.60	2.60	Ug1	895.36	129.07
5.80	2.80	Ug1	975.89	142.07
6.00	3.00	Ug1	1056.90	155.51
6.20	3.20	Ug1	1138.40	169.40
6.40	3.40	Ug1	1220.39	183.74
6.60	3.60	Ug1	1302.86	198.52
6.80	3.80	Ug1	1385.82	213.75
7.00	4.00	Ug1	1469.27	229.43
7.20	4.20	Ug1	1553.08	245.44
7.40	4.40	Ug1	1637.15	261.70
7.60	4.60	Ug1	1721.47	278.18
7.80	4.80	Ug1	1799.44	294.90
8.00	5.00	Ug1	1797.66	311.85
8.20	5.20	Ug1	1836.13	329.04
8.40	5.40	Ug1	1874.86	346.46
8.60	5.60	Ug1	1913.84	364.12
8.80	5.80	Ug1	1953.08	382.01
9.00	6.00	Ug1	1992.57	400.13

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
9.20	6.20	Ug1	2032.32	418.49
9.40	6.40	Ug1	2072.32	437.08
9.60	6.60	Ug1	2112.57	455.90
9.80	6.80	Ug1	2153.08	474.96
10.00	7.00	Ug1	2193.85	494.25
10.20	7.20	Ug1	2234.86	513.78
10.40	7.40	Ug1	2276.14	533.54
10.60	7.60	Ug1	2317.66	553.54
10.80	7.80	Ug1	2359.44	573.76
11.00	8.00	Ug1	2401.48	594.23
11.20	8.20	Ug1	2443.77	614.92
11.40	8.40	Ug1	2486.31	635.85
11.60	8.60	Ug1	2529.11	657.02
11.80	8.80	Ug1	2572.16	678.42
12.00	9.00	Ug1	2615.47	700.05
12.20	9.20	Ug1	2659.03	721.92
12.40	9.40	Ug1	2702.85	744.02
12.60	9.60	Ug1	2746.91	766.35
12.80	9.80	Ug1	2791.24	788.92
13.00	10.00	Ug1	2835.82	811.72
13.20	10.20	Ug1	2880.65	834.76
13.40	10.40	Ug1	2925.74	858.03
13.60	10.60	Ug1	2971.08	881.53
13.80	10.80	Ug1	3016.67	905.27
14.00	11.00	Ug1	3062.52	929.24
14.20	11.20	Ug1	3108.63	953.45
14.40	11.40	Ug1	3154.99	977.89
14.60	11.60	Ug1	3201.60	1002.57
14.80	11.80	Ug1	3248.47	1027.47
15.00	12.00	Ug1	3295.59	1052.62
15.20	12.20	Ug1	3342.96	1077.99
15.40	12.40	Ug1	3390.59	1103.60
15.60	12.60	Ug1	3438.48	1129.45
15.80	12.80	Ug1	3486.62	1155.52
16.00	13.00	Ug1	3535.01	1181.84
16.00	13.00	Ug2	3538.14	1181.84
16.20	13.20	Ug2	4619.98	1181.72
16.40	13.40	Ug2	5701.82	1181.61
16.60	13.60	Ug2	6783.66	1181.50
16.80	13.80	Ug2	7865.50	1181.38
17.00	14.00	Ug2	8947.34	1181.27
17.20	14.20	Ug2	10029.18	1181.16
17.40	14.40	Ug2	11111.02	1181.05
17.60	14.60	Ug2	12192.86	1180.93
17.80	14.80	Ug2	13274.70	1180.82
18.00	15.00	Ug2	14356.54	1180.71
18.20	15.20	Ug2	15438.38	1180.59

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
18.40	15.40	Ug2	16520.22	1180.48
18.60	15.60	Ug2	17602.06	1180.37
18.80	15.80	Ug2	18683.90	1180.25
19.00	16.00	Ug2	19765.74	1180.14
19.20	16.20	Ug2	20847.58	1180.03
19.40	16.40	Ug2	21929.43	1179.91
19.60	16.60	Ug2	23011.27	1179.80
19.80	16.80	Ug2	24093.11	1179.69
20.00	17.00	Ug2	25174.95	1179.57
20.20	17.20	Ug2	26256.79	1179.46
20.40	17.40	Ug2	27338.63	1179.35
20.60	17.60	Ug2	28420.47	1179.24
20.80	17.80	Ug2	29502.31	1179.12
21.00	18.00	Ug2	30584.15	1179.01
21.20	18.20	Ug2	31665.99	1178.90
21.40	18.40	Ug2	32747.83	1178.78
21.60	18.60	Ug2	33829.67	1178.67
21.80	18.80	Ug2	34911.51	1178.56
22.00	19.00	Ug2	35993.35	1178.44
22.20	19.20	Ug2	37075.19	1178.33
22.40	19.40	Ug2	38157.03	1178.22
22.60	19.60	Ug2	39238.87	1178.10
22.80	19.80	Ug2	40320.71	1177.99
23.00	20.00	Ug2	41402.55	1177.88
23.20	20.20	Ug2	42484.39	1177.77
23.40	20.40	Ug2	43566.24	1177.65
23.60	20.60	Ug2	44648.08	1177.54
23.80	20.80	Ug2	45729.92	1177.43
24.00	21.00	Ug2	46811.76	1177.31
24.20	21.20	Ug2	47893.60	1177.20
24.40	21.40	Ug2	48975.44	1177.09
24.60	21.60	Ug2	50057.28	1176.97
24.80	21.80	Ug2	51139.12	1176.86
25.00	22.00	Ug2	52220.96	1176.75
25.20	22.20	Ug2	53302.80	1176.63
25.40	22.40	Ug2	54384.64	1176.52
25.60	22.60	Ug2	55466.48	1176.41
25.80	22.80	Ug2	56548.32	1176.29
26.00	23.00	Ug2	57630.16	1176.18

Tabella 11.6 Tabulati delle Curve di Capacità Portante

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU per la palificata TIPO 2 da 6 pali D1200 di lunghezza $L=16$ m. Tra tutte le combinazioni di carico di TIPOLOGIA A sono state scelte le quattro combinazioni più gravose in termini di sforzo normale e momenti M_x ed M_y . Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 30 $\varnothing 26$. Il copriferro baricentrico è di 87 mm. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai

valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali, considerando, a vantaggio di sicurezza, che il palo sia ammorsato per 1.20 m (1D) all'interno del substrato roccioso.

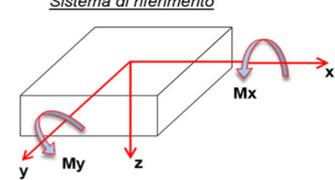
INPUT							COMBINAZIONI DI CARICO					
Palo	x [m]	y [m]	$R_{d,c}$ [kN]	$R_{d,t}$ [kN]	$M_{Rd,c}$ [kNm]	$M_{Rd,t}$ [kNm]	id	Fz [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_{tot} [kNm]	MS [-]
1	-2.40	-3.60	8900	-1200	4800	2600	SLV_01	13000	36000	17500	40028	2.14
2	-2.40	0.00	8900	-1200	4800	2600	SLV_02	13000	6350	38800	39316	2.45
3	-2.40	3.60	8900	-1200	4800	2600	SLU-A1-5	22500	32300	11500	34286	1.87
4	2.40	-3.60	8900	-1200	4800	2600	SLU-A1-6	20000	32400	10000	33908	1.99
5	2.40	0.00	8900	-1200	4800	2600						
6	2.40	3.60	8900	-1200	4800	2600						

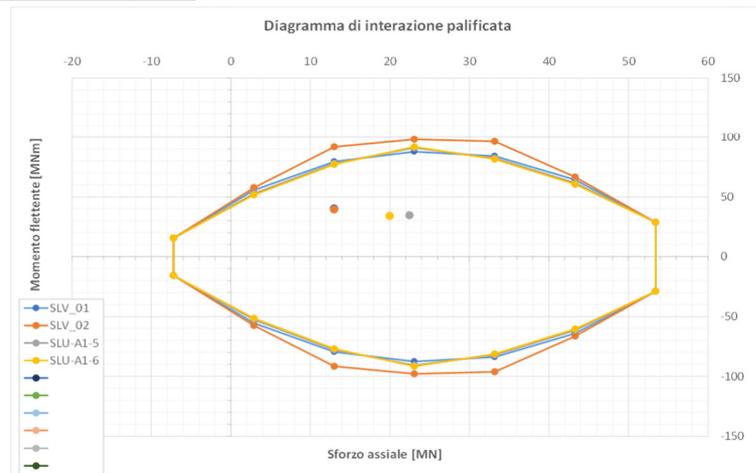
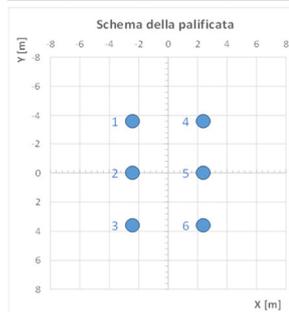
n. pali	6	COPIA	CALCOLA
---------	---	-------	---------

LEGENDA

Fz = 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

Sistema di riferimento





11.1.2 Palificata TIPO 2 – $L_{pali}=12$ m – Scarichi TIPOLOGIA A

11.1.2.1 Verifiche SLU ed SLV per carico verticale eccentrico – Dominio di resistenza della palificata

Vengono illustrate le verifiche SLU ed SLV effettuate sulla fondazione sulla palificata di TIPO 2, costituita da 6 pali D1200mm di lunghezza $L=12$ m e soggetta agli scarichi di TIPOLOGIA A, per i quali si rimanda al par.10.

La stratigrafia di riferimento è la seguente:

Tabella 11.7 Stratigrafia di riferimento e parametri di progetto per palificata TIPO 2 – $L_{pali}=16$ m – Scarichi TIPOLOGIA A

da m	a m	UG	γ	ϕ	c'
			[kN/m ³]	°	[kPa]
0,0	2,60	R	19,5	30	0
2,60	11,40	Ug-1	21	40	0
11,40	21,40	Ug-2	25,5	45	250

La falda è stata considerata a -5.5 m da p.c.

La quota testa palo è assunta pari a -3.00 m da p.c.

Si riportano, nelle figure seguenti, le curve di portanza di design.

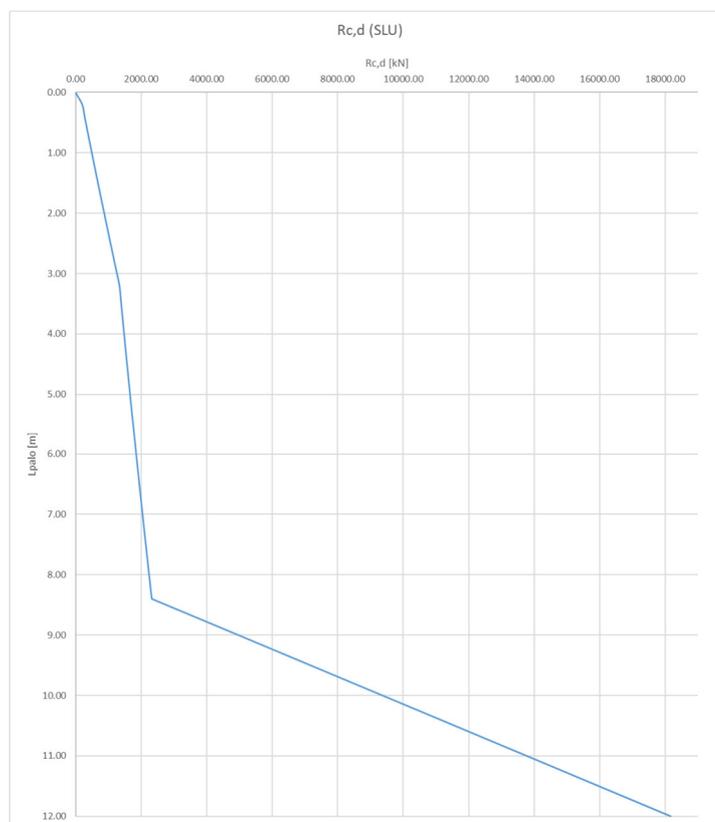


Figura 11.3: Curva di portanza in compressione allo SLU

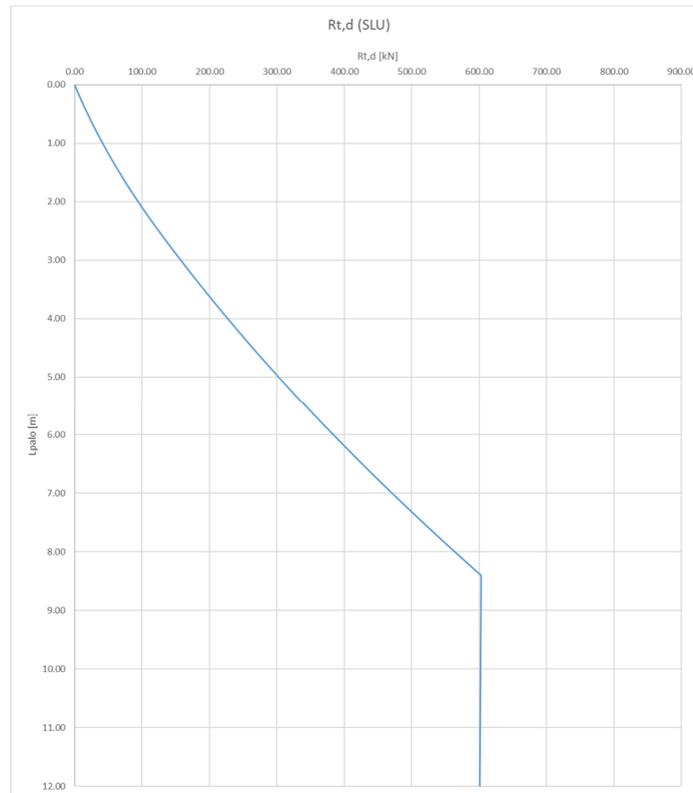


Figura 11.4: Curva di portanza in trazione allo SLU

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

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
0.00	0.00	R	0.00	0.00
0.20	0.00	R	0.00	0.00
0.40	0.00	R	0.00	0.00
0.60	0.00	R	0.00	0.00
0.80	0.00	R	0.00	0.00
1.00	0.00	R	0.00	0.00
1.20	0.00	R	0.00	0.00
1.40	0.00	R	0.00	0.00
1.60	0.00	R	0.00	0.00
1.80	0.00	R	0.00	0.00
2.00	0.00	R	0.00	0.00
2.20	0.00	R	0.00	0.00
2.40	0.00	R	0.00	0.00
2.60	0.00	R	0.00	0.00
2.60	0.00	Ug1	0.00	0.00
2.80	0.00	Ug1	0.00	0.00
3.00	0.00	Ug1	0.00	0.00
3.20	0.20	Ug1	204.30	7.41
3.40	0.40	Ug1	276.82	15.27
3.60	0.60	Ug1	349.83	23.58
3.80	0.80	Ug1	423.32	32.33
4.00	1.00	Ug1	497.29	41.53
4.20	1.20	Ug1	571.75	51.18
4.40	1.40	Ug1	646.70	61.27
4.60	1.60	Ug1	722.13	71.81
4.80	1.80	Ug1	798.05	82.80
5.00	2.00	Ug1	874.45	94.24
5.20	2.20	Ug1	951.34	106.12
5.40	2.40	Ug1	1028.72	118.44
5.60	2.60	Ug1	1106.58	131.22
5.80	2.80	Ug1	1184.69	144.22
6.00	3.00	Ug1	1263.06	157.46
6.20	3.20	Ug1	1341.68	170.94
6.40	3.40	Ug1	1376.38	184.65
6.60	3.60	Ug1	1411.32	198.59
6.80	3.80	Ug1	1446.53	212.77
7.00	4.00	Ug1	1481.99	227.18
7.20	4.20	Ug1	1517.70	241.83
7.40	4.40	Ug1	1553.66	256.71
7.60	4.60	Ug1	1589.88	271.82
7.80	4.80	Ug1	1626.36	287.17
8.00	5.00	Ug1	1663.09	302.75
8.20	5.20	Ug1	1700.07	318.56
8.40	5.40	Ug1	1737.31	334.61
8.60	5.60	Ug1	1774.80	350.90

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
8.80	5.80	Ug1	1812.55	367.41
9.00	6.00	Ug1	1850.55	384.16
9.20	6.20	Ug1	1888.80	401.15
9.40	6.40	Ug1	1927.31	418.37
9.60	6.60	Ug1	1966.08	435.82
9.80	6.80	Ug1	2005.09	453.51
10.00	7.00	Ug1	2044.37	471.43
10.20	7.20	Ug1	2083.89	489.58
10.40	7.40	Ug1	2123.67	507.97
10.60	7.60	Ug1	2163.71	526.60
10.80	7.80	Ug1	2204.00	545.45
11.00	8.00	Ug1	2244.54	564.54
11.20	8.20	Ug1	2285.34	583.87
11.40	8.40	Ug1	2326.39	603.43
11.40	8.40	Ug2	2326.81	603.43
11.60	8.60	Ug2	3207.08	603.31
11.80	8.80	Ug2	4087.34	603.20
12.00	9.00	Ug2	4967.61	603.09
12.20	9.20	Ug2	5847.88	602.97
12.40	9.40	Ug2	6728.14	602.86
12.60	9.60	Ug2	7608.41	602.75
12.80	9.80	Ug2	8488.67	602.64
13.00	10.00	Ug2	9368.94	602.52
13.20	10.20	Ug2	10249.21	602.41
13.40	10.40	Ug2	11129.47	602.30
13.60	10.60	Ug2	12009.74	602.18
13.80	10.80	Ug2	12890.00	602.07
14.00	11.00	Ug2	13770.27	601.96
14.20	11.20	Ug2	14650.54	601.84
14.40	11.40	Ug2	15530.80	601.73
14.60	11.60	Ug2	16411.07	601.62
14.80	11.80	Ug2	17291.33	601.50
15.00	12.00	Ug2	18171.60	601.39
15.20	12.20	Ug2	18232.69	601.28
15.40	12.40	Ug2	18293.83	601.17
15.60	12.60	Ug2	18354.54	601.05
15.80	12.80	Ug2	18414.82	600.94
16.00	13.00	Ug2	18474.70	600.83
16.20	13.20	Ug2	18534.16	600.71
16.40	13.40	Ug2	18593.23	600.60
16.60	13.60	Ug2	18651.90	600.49
16.80	13.80	Ug2	18710.19	600.37
17.00	14.00	Ug2	18768.10	600.26
17.20	14.20	Ug2	18825.64	600.15
17.40	14.40	Ug2	18882.81	600.03

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
17.60	14.60	Ug2	18939.62	599.92
17.80	14.80	Ug2	18996.08	599.81
18.00	15.00	Ug2	19052.19	599.69
18.20	15.20	Ug2	19107.96	599.58
18.40	15.40	Ug2	19163.39	599.47
18.60	15.60	Ug2	19218.49	599.36
18.80	15.80	Ug2	19273.26	599.24
19.00	16.00	Ug2	19327.71	599.13
19.20	16.20	Ug2	19381.84	599.02
19.40	16.40	Ug2	19435.67	598.90
19.60	16.60	Ug2	19489.18	598.79
19.80	16.80	Ug2	19542.40	598.68
20.00	17.00	Ug2	19595.31	598.56
20.20	17.20	Ug2	19647.94	598.45
20.40	17.40	Ug2	19700.27	598.34
20.60	17.60	Ug2	19752.32	598.22
20.80	17.80	Ug2	19804.09	598.11
21.00	18.00	Ug2	19855.58	598.00
21.20	18.20	Ug2	19906.80	597.89
21.40	18.40	Ug2	19957.75	597.77

Tabella 11.8 Tabulati delle Curve di Capacità Portante

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU per la **palificata TIPO 2 da 6 pali D1200 di lunghezza L=12 m**. Tra tutte le combinazioni di carico di **TIPOLOGIA A**, sono state scelte le quattro combinazioni più gravose in termini di sforzo normale e momenti M_x ed M_y . Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 30 $\varnothing 26$. Il copriferro baricentrico è di 87 mm. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali, considerando, a vantaggio di sicurezza, che il palo sia ammorsato per 1.20 m (1D) all'interno del substrato roccioso.

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

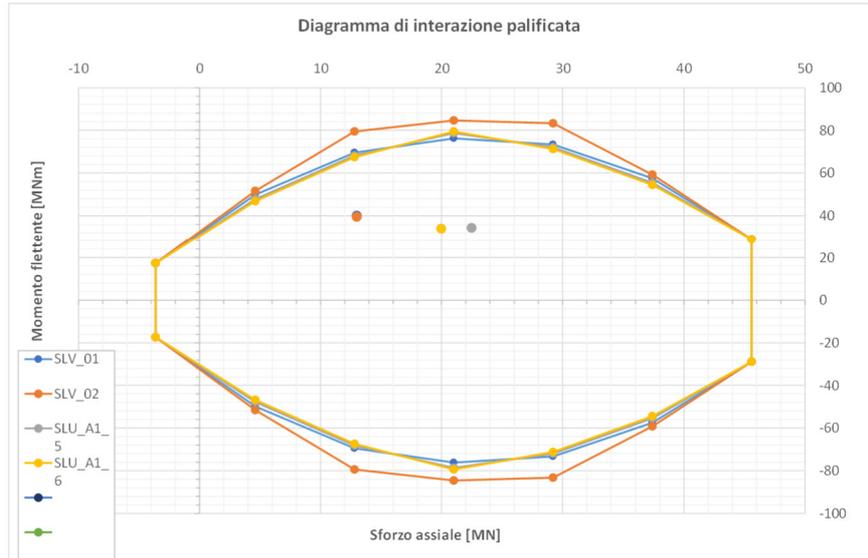
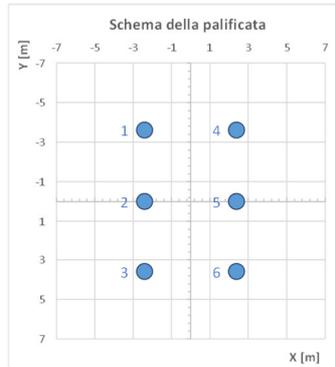
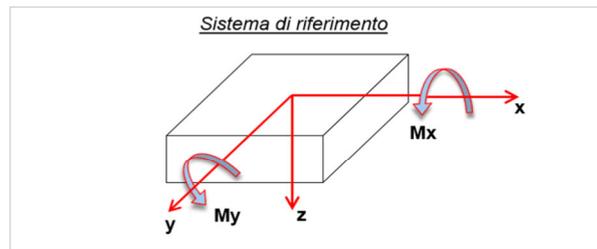
OPERA XXX
PILA 1

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R _{d,c} [kN]	R _{d,t} [kN]	M _{Rd,c} [kNm]	M _{Rd,t} [kNm]
1	-2.40	-3.60	7600	-600	4800	2900
2	-2.40	0.00	7600	-600	4800	2900
3	-2.40	3.60	7600	-600	4800	2900
4	2.40	-3.60	7600	-600	4800	2900
5	2.40	0.00	7600	-600	4800	2900
6	2.40	3.60	7600	-600	4800	2900

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M _y [kNm]	M _x [kNm]	M _{tot} [kNm]	MS [-]
SLV_01	13000	36000	17500	40028	1.87
SLV_02	13000	6350	38800	39316	2.12
SLU_A1_5	22500	32300	11500	34286	1.64
SLU_A1_6	20000	32400	10000	33908	1.75

n. pali:

LEGENDA
 Fz = 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



11.1.3 Pozzo ellittico TIPO 6 - H=5 m – Scarichi TIPOLOGIA B

Nel presente paragrafo si illustrano le verifiche di tipo SLU-GEO del pozzo ellittico di altezza H=5.00 m, soggetto agli scarichi di TIPOLOGIA B a base pila, indicati al par.10. Tale verifica si assume valida anche per tutte le altre tipologie di pozzo, che presentano altezze o dimensioni maggiori.

Di seguito si indicano le principali caratteristiche geometriche del pozzo considerato:

- Diametro minore = 9.00 m.
- Diametro maggiore = 14.00 m
- Profondità = 5 m

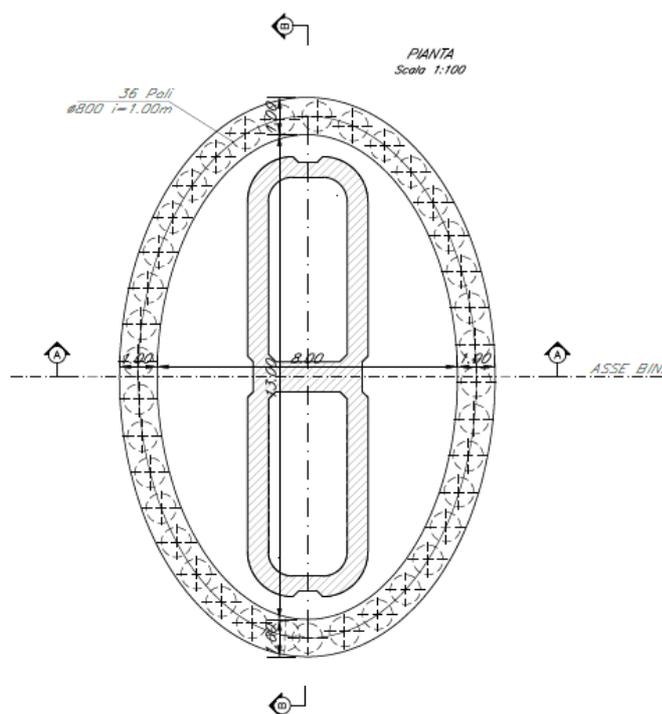


Figura 11.5 – Sezione tipologica pozzo ellittico TIPO 6

La verifica viene condotta su un pozzo circolare equivalente, avente diametro pari al diametro minore del pozzo ellittico (D=9.00 m).



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	83 di 102

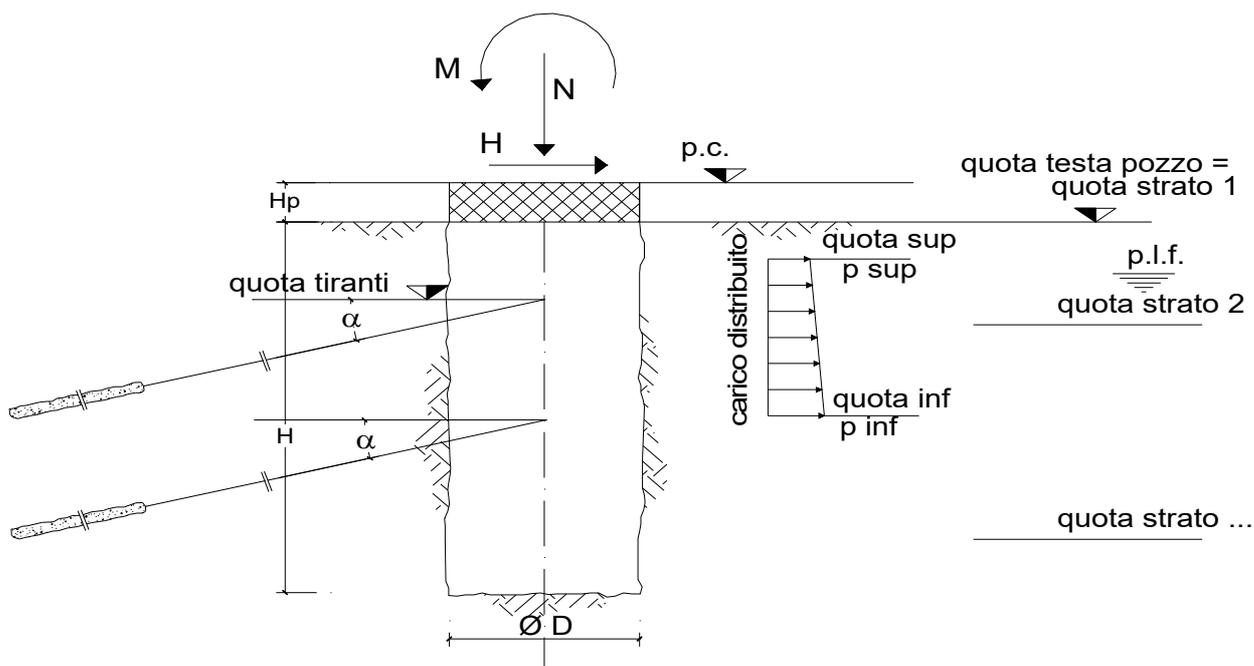
11.1.3.1 Verifiche SLU-GEO pressioni laterali

Vengono confrontate le Pressioni orizzontali agenti lateralmente al pozzo in condizioni SLU con le pressioni laterali limite, valutate attraverso il metodo di Brinch-Hansen. Viene considerata la combinazione più gravosa SLU-A1-5.

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida				
$2,5 / h > ((k_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5}$		(Silin e Zavrjiev)		
$2,5 / h =$		0.50	(-)	
$((n_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} =$		0.03	(-)	
condizione di fondazione infinitamente rigida verificata				

opera:

VI03



parametri geotecnici caratteristici fusto

strati terreno	quote (m)	descrizione	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ⁴)
p.c.=strato 1	0.00	Ug1	19.5	19.5	40	0	0	36150	18500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-5.00	Ug1	19.5	19.5	40	0	0	128900	0
<input type="checkbox"/> strato 3									
<input type="checkbox"/> strato 4									
<input type="checkbox"/> strato 5									
<input type="checkbox"/> strato 6									

parametri geotecnici caratteristici base

descrizione	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	c_u (kPa)	k_v (kN/m ³)
Ug2	25.5	25.0	45	250		2.59E+05

quota falda 0.00 (m)

γ_{acqua} 10 (kN/m³)

Relazione di predimensionamento delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	85 di 102

geometria pozzo

Altezza pozzo	5.00	(m)
diametro pozzo	9.00	(m)
inerzia pozzo	322.06	(m ⁴)
modulo pozzo	10000000	(kN/m ²)
peso specifico pozzo	21.7	(kN/m ³)
EI	3.22E+12	(N m ²)
spessore plinto Hp	0	(m)
peso plinto	0	(kN)

tiranti	quote (m)	EA/L (kN/m ²)	α (°)	N _{in} (kN/m)
<input type="checkbox"/> Tirante 1	-1.00	1890	20	100
<input type="checkbox"/> Tirante 2	-3.00	2940	10	200
<input type="checkbox"/> Tirante 3	-6.00	2940	10	300

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m)	quota inf. (m)	p inf (kN/m)
<input type="checkbox"/>	-4	1500	-22	1500

coefficienti parziali

			azioni		proprietà del terreno			resistenze
			permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'	c _u	qlim
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00
Definiti dal Progettista			⊗	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30

VI03-P29

SLU A1-5

Azioni alla base della pila		
	permanenti	temporanee
N [kN]	29036.6	0.0
M [kNm]	-102254.6	0.0
H [kN]	7780.7	0.0

Mx	12400
My	101500
Tx	7650
Ty	1420

azioni di calcolo in testa al pozzo	
N [kN]	29036.6
M [kNm]	-102254.6
H [kN]	7780.7

parametri geotecnici di calcolo fusto

strati terreno	quote (m)	descrizione	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	c _u (kPa)	k _h (kN/m ³)	η_h (kN/m ⁴)	k _p	k _a
p.c.=strato 1	0.00	Ug1	19.5	19.5	40.00	0.00	0.00	36150	18500	4.60	0.22
strato 2	-5.00	Ug1	19.5	19.5	40.00	0.00	0.00	128900	0	4.60	0.22
strato 3											
strato 4											
strato 5											
strato 6											

parametri geotecnici di calcolo base

descrizione	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	c _u (kPa)	k _v (kN/m ³)
Ug2	25.5	25.0	45.00	250.00	0	258646

Si precisa che il modulo di rigidezza ed il peso specifico del pozzo, utilizzati nel calcolo, sono stati calcolati come media pesata degli stessi parametri relativi alla porzione in calcestruzzo e alla porzione di terreno consolidato, così come rappresentate nel cap.4.

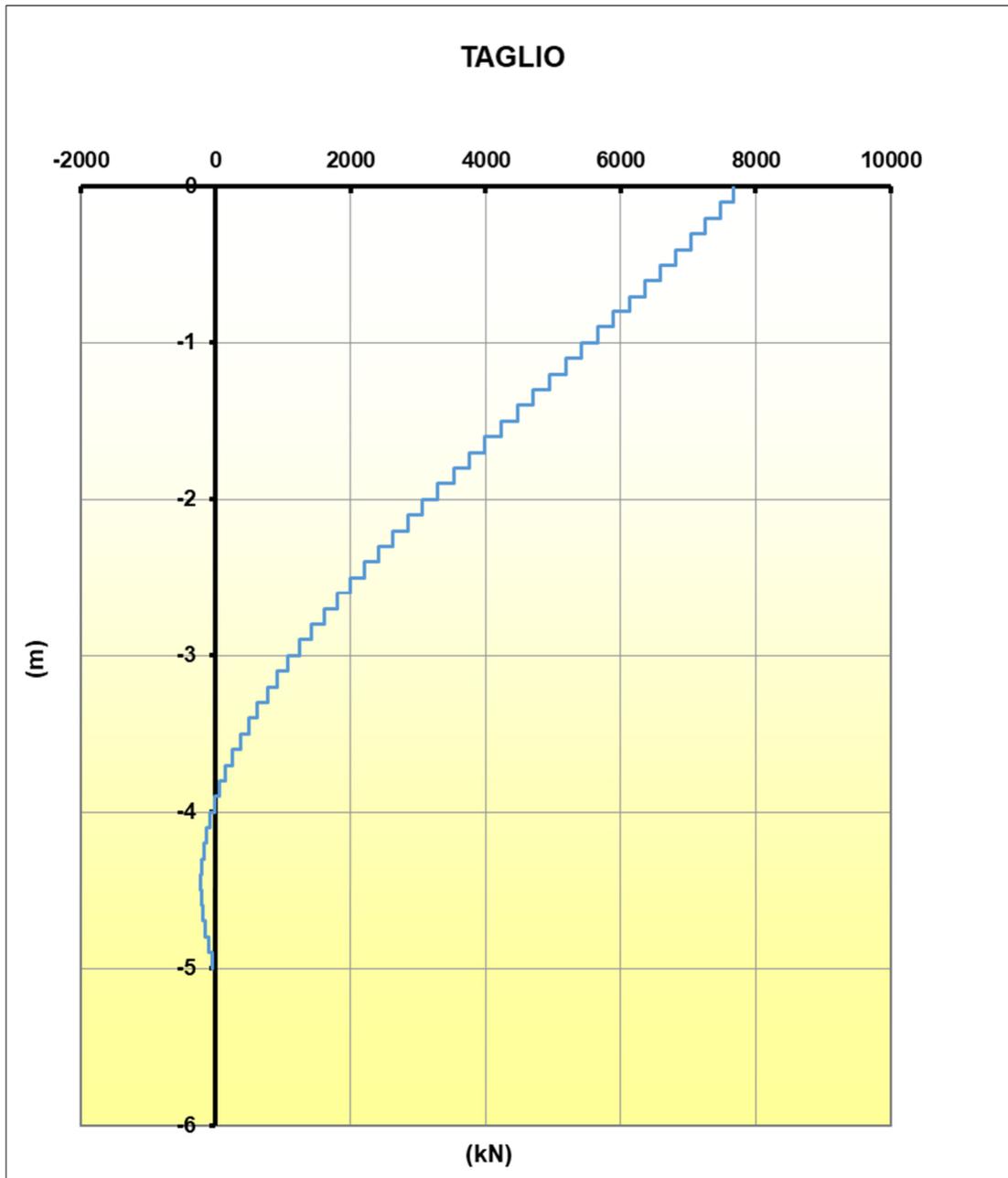


Figura 11.6 – Diagramma del taglio – combinazione SLU-A1-5

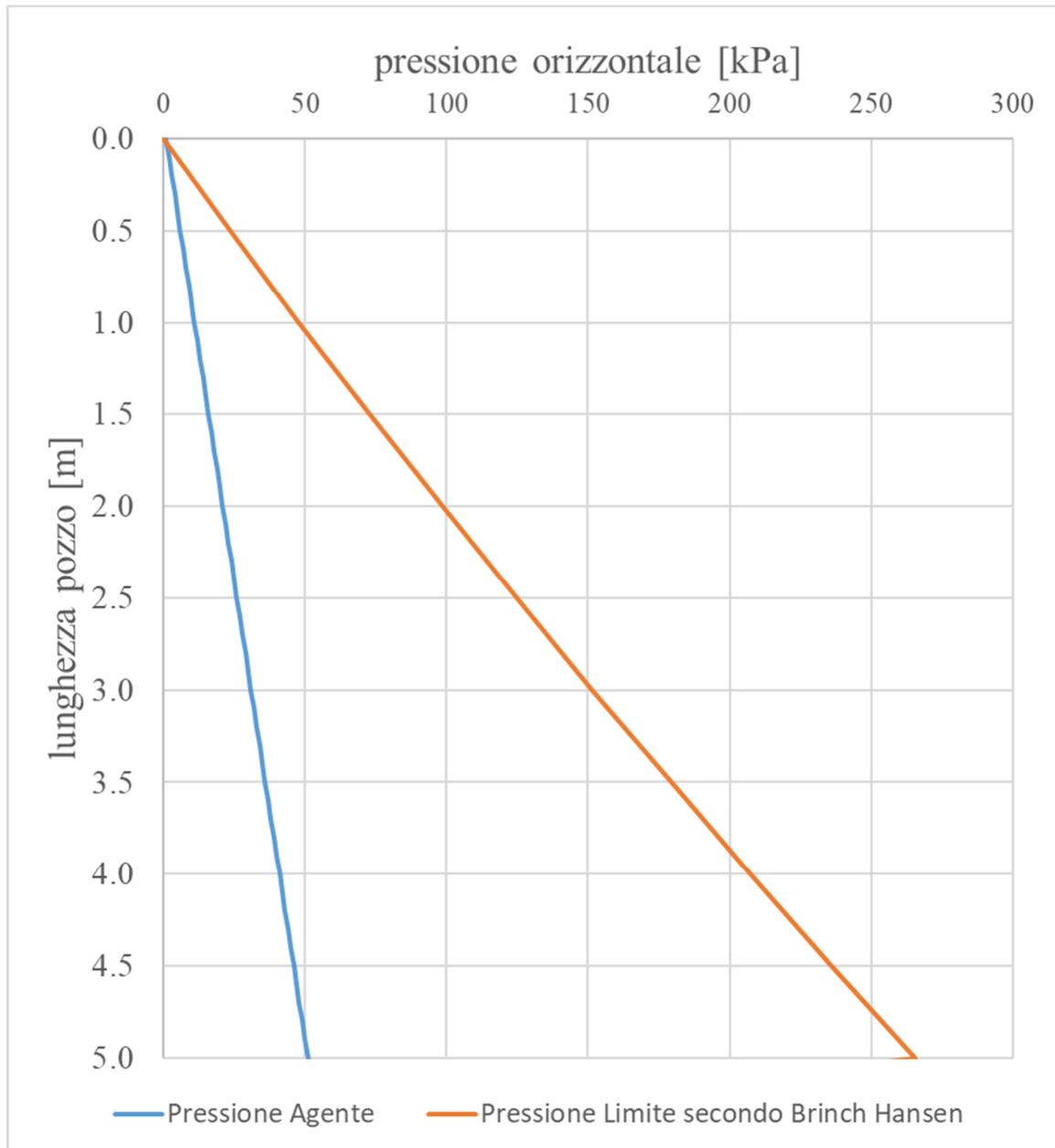


Figura 11.8 – Diagramma delle tensioni orizzontali – combinazione SLU-A1-5

La verifica è dunque soddisfatta.

11.1.3.2 Verifiche SLU-GEO carico limite verticale

Sollecitazioni alla base del pozzo

$$N_b = 35939.11 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 115731.98 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 3180.86 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 2131.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -1102.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5 \gamma B N_{\gamma s} \gamma$$

$$q_{lim} = c_u N_{cs} + q$$

$$q = 47.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 134.87 \quad (-)$$

$$N_c = 133.87 \quad (-)$$

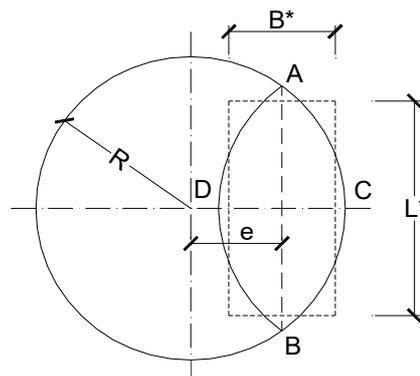
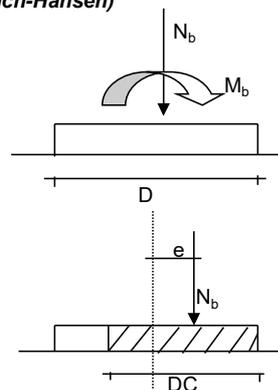
$$N_{\gamma} = 271.75 \quad (-)$$

$$sc = 1 + (B/L) * (N_q / N_c)$$

$$sq = 1 + (B/L) * \tan(j')$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 * (B/L)$$

(Brinch-Hansen)



$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R - h'}{R} \right) - (R - h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$

$$e = 3.22 \quad (\text{m})$$

$$h' = 1.28 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 11.07 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 5.22 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.12 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 0.41 \quad (\text{m})$$

$$sc = 1.410 \quad (-)$$

$$sq = 1.407 \quad (-)$$

$$s\gamma = 0.837 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 59834.77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Sforzo Verticale limite nel terreno

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 662659.30 \quad (\text{kN})$$

Sforzo Verticale massimo nel terreno

$$N_b - N_w = 32758.25 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 20.23 \geq 2.3$$

La verifica è dunque soddisfatta.

11.2 Viadotto VI04

Nelle tabelle che seguono sono riportate sinteticamente le tipologie di pila e di fondazione adottate per il viadotto in esame.

PILA/SPALLA	Lcampata	tipologico strutturale	Tipologico PILA/SCARICO	altezza plinto/pozzo	tipologia fondazioni (pali/pozzo)	TIPOLOGICO FOND	n°pali	Dpali	Lpali
	[m]	[-]		[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
SP-A	-	SPALLA	SCATOLARE SL-05						
P1	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P2	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P3	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P4	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P5	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P6	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P7	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P8	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P9	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 3	11	1.2	19
P10	25	PILA	C	2.5	PALI	TIPO 4	11	1.2	19

Tabella 11.9 – VI03: Tipologici fondazioni

Nei seguenti paragrafi vengono illustrate le procedure di predimensionamento per le opere di fondazione del viadotto in oggetto.

11.2.1 Palificata TIPO 3 – Lpali=19 m – Scarichi TIPOLOGIA C

11.2.1.1 Verifiche SLU ed SLV per carico verticale eccentrico – Dominio di resistenza della palificata

Vengono illustrate le verifiche SLU ed SLV effettuate sulla fondazione sulla palificata di TIPO 3, costituita da 11 pali D1200mm di lunghezza L=19 m e soggetta agli scarichi di TIPOLOGIA C, per i quali si rimanda al par.10.

La stratigrafia di riferimento è la seguente:

*Tabella 11.10 Stratigrafia di riferimento e parametri di progetto per
palificata TIPO 2 – Lpali=16 m – Scarichi TIPOLOGIA A*

da m	a m	UG	γ	ϕ	c'
			[kN/m ³]	°	[kPa]
0,0	3,40	R	19.5	30	0
3,40	18,40	Ug-1	21	40	0
18,40	28,40	Ug-2	25.5	45	250

La falda è stata considerata a -7.5 m da p.c.

La quota testa palo è assunta pari a -3.50 m da p.c.

Si riportano, nelle figure seguenti, le curve di portanza di design.

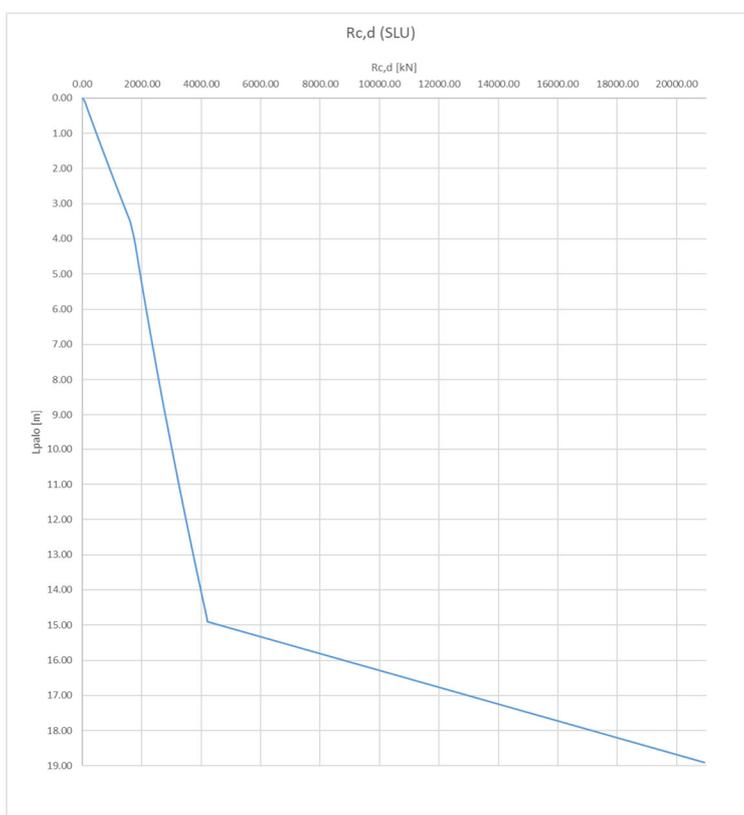


Figura 11.9: Curva di portanza in compressione allo SLU

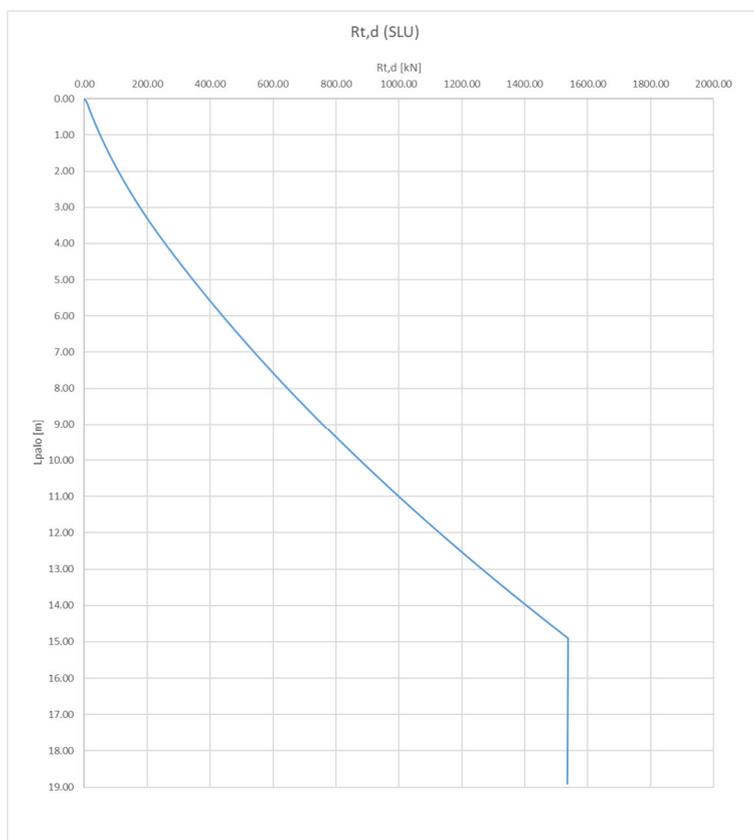


Figura 11.10: Curva di portanza in trazione allo SLU

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

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
0.00	0.00	R	0.00	0.00
0.20	0.00	R	0.00	0.00
0.40	0.00	R	0.00	0.00
0.60	0.00	R	0.00	0.00
0.80	0.00	R	0.00	0.00
1.00	0.00	R	0.00	0.00
1.20	0.00	R	0.00	0.00
1.40	0.00	R	0.00	0.00
1.60	0.00	R	0.00	0.00
1.80	0.00	R	0.00	0.00
2.00	0.00	R	0.00	0.00
2.20	0.00	R	0.00	0.00
2.40	0.00	R	0.00	0.00
2.60	0.00	R	0.00	0.00
2.80	0.00	R	0.00	0.00
3.00	0.00	R	0.00	0.00
3.20	0.00	R	0.00	0.00
3.40	0.00	R	0.00	0.00
3.40	0.00	Ug1	0.00	0.00
3.60	0.10	Ug1	85.39	8.18
3.80	0.30	Ug1	171.27	16.81
4.00	0.50	Ug1	257.64	25.88
4.20	0.70	Ug1	344.49	35.40
4.40	0.90	Ug1	431.83	45.36
4.60	1.10	Ug1	519.65	55.78
4.80	1.30	Ug1	607.96	66.63
5.00	1.50	Ug1	696.75	77.94
5.20	1.70	Ug1	786.03	89.69
5.40	1.90	Ug1	875.79	101.89
5.60	2.10	Ug1	966.04	114.54
5.80	2.30	Ug1	1056.78	127.63
6.00	2.50	Ug1	1148.00	141.17
6.20	2.70	Ug1	1239.70	155.16
6.40	2.90	Ug1	1331.89	169.59
6.60	3.10	Ug1	1424.57	184.47
6.80	3.30	Ug1	1517.73	199.79
7.00	3.50	Ug1	1611.38	215.57
7.20	3.70	Ug1	1668.76	231.79
7.40	3.90	Ug1	1726.63	248.45
7.60	4.10	Ug1	1775.00	265.56
7.80	4.30	Ug1	1813.65	282.91
8.00	4.50	Ug1	1852.55	300.49
8.20	4.70	Ug1	1891.71	318.31
8.40	4.90	Ug1	1931.12	336.36
8.60	5.10	Ug1	1970.78	354.64

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Re,d (kN)	Rt,d (kN)
8.80	5.30	Ug1	2010.70	373.15
9.00	5.50	Ug1	2050.88	391.90
9.20	5.70	Ug1	2091.30	410.89
9.40	5.90	Ug1	2131.99	430.11
9.60	6.10	Ug1	2172.92	449.56
9.80	6.30	Ug1	2214.11	469.25
10.00	6.50	Ug1	2255.56	489.17
10.20	6.70	Ug1	2297.26	509.32
10.40	6.90	Ug1	2339.21	529.71
10.60	7.10	Ug1	2381.42	550.33
10.80	7.30	Ug1	2423.89	571.19
11.00	7.50	Ug1	2466.60	592.28
11.20	7.70	Ug1	2509.57	613.60
11.40	7.90	Ug1	2552.80	635.16
11.60	8.10	Ug1	2596.28	656.95
11.80	8.30	Ug1	2640.01	678.98
12.00	8.50	Ug1	2684.00	701.24
12.20	8.70	Ug1	2728.25	723.73
12.40	8.90	Ug1	2772.74	746.46
12.60	9.10	Ug1	2817.49	769.42
12.80	9.30	Ug1	2862.50	792.62
13.00	9.50	Ug1	2907.76	816.05
13.20	9.70	Ug1	2953.28	839.71
13.40	9.90	Ug1	2999.04	863.61
13.60	10.10	Ug1	3045.07	887.74
13.80	10.30	Ug1	3091.35	912.11
14.00	10.50	Ug1	3137.88	936.71
14.20	10.70	Ug1	3184.66	961.54
14.40	10.90	Ug1	3231.70	986.61
14.60	11.10	Ug1	3279.00	1011.91
14.80	11.30	Ug1	3326.55	1037.45
15.00	11.50	Ug1	3374.35	1063.22
15.20	11.70	Ug1	3422.41	1089.22
15.40	11.90	Ug1	3470.72	1115.46
15.60	12.10	Ug1	3519.29	1141.93
15.80	12.30	Ug1	3568.11	1168.64
16.00	12.50	Ug1	3617.19	1195.57
16.20	12.70	Ug1	3666.52	1222.75
16.40	12.90	Ug1	3716.10	1250.16
16.60	13.10	Ug1	3765.94	1277.80
16.80	13.30	Ug1	3816.03	1305.67
17.00	13.50	Ug1	3866.38	1333.78
17.20	13.70	Ug1	3916.98	1362.13
17.40	13.90	Ug1	3967.83	1390.70
17.60	14.10	Ug1	4018.94	1419.51

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
17.80	14.30	Ug1	4070.31	1448.56
18.00	14.50	Ug1	4121.93	1477.84
18.20	14.70	Ug1	4173.80	1507.35
18.40	14.90	Ug1	4219.18	1537.10
18.40	14.90	Ug2	4219.26	1537.10
18.60	15.10	Ug2	5055.43	1536.99
18.80	15.30	Ug2	5891.60	1536.87
19.00	15.50	Ug2	6727.77	1536.76
19.20	15.70	Ug2	7563.94	1536.65
19.40	15.90	Ug2	8400.11	1536.53
19.60	16.10	Ug2	9236.28	1536.42
19.80	16.30	Ug2	10072.45	1536.31
20.00	16.50	Ug2	10908.62	1536.19
20.20	16.70	Ug2	11744.79	1536.08
20.40	16.90	Ug2	12580.96	1535.97
20.60	17.10	Ug2	13417.13	1535.86
20.80	17.30	Ug2	14253.30	1535.74
21.00	17.50	Ug2	15089.47	1535.63
21.20	17.70	Ug2	15925.64	1535.52
21.40	17.90	Ug2	16761.81	1535.40
21.60	18.10	Ug2	17597.98	1535.29
21.80	18.30	Ug2	18434.15	1535.18
22.00	18.50	Ug2	19270.33	1535.06
22.20	18.70	Ug2	20106.50	1534.95
22.40	18.90	Ug2	20942.67	1534.84
22.60	19.10	Ug2	21778.84	1534.72
22.80	19.30	Ug2	22615.01	1534.61
23.00	19.50	Ug2	23451.18	1534.50
23.20	19.70	Ug2	24287.35	1534.39
23.40	19.90	Ug2	25123.52	1534.27
23.60	20.10	Ug2	25959.69	1534.16
23.80	20.30	Ug2	26795.86	1534.05
24.00	20.50	Ug2	27632.03	1533.93
24.20	20.70	Ug2	28468.20	1533.82
24.40	20.90	Ug2	29304.37	1533.71
24.60	21.10	Ug2	30140.54	1533.59
24.80	21.30	Ug2	30976.71	1533.48
25.00	21.50	Ug2	31812.88	1533.37
25.20	21.70	Ug2	32649.05	1533.25
25.40	21.90	Ug2	33485.22	1533.14
25.60	22.10	Ug2	34321.39	1533.03
25.80	22.30	Ug2	35157.56	1532.91
26.00	22.50	Ug2	35993.73	1532.80
26.20	22.70	Ug2	36829.90	1532.69
26.40	22.90	Ug2	37666.07	1532.58

Profondità da p.c. (m)	Profondità da testa palo (m)	Unità geotecnica (-)	Rc,d (kN)	Rt,d (kN)
26.60	23.10	Ug2	38502.24	1532.46
26.80	23.30	Ug2	39338.42	1532.35
27.00	23.50	Ug2	40174.59	1532.24
27.20	23.70	Ug2	41010.76	1532.12
27.40	23.90	Ug2	41846.93	1532.01
27.60	24.10	Ug2	42683.10	1531.90
27.80	24.30	Ug2	43519.27	1531.78
28.00	24.50	Ug2	44355.44	1531.67
28.20	24.70	Ug2	45191.61	1531.56
28.40	24.90	Ug2	46027.78	1531.44

Tabella 11.11 Tabulati delle Curve di Capacità Portante

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU per la **palificata TIPO 3 da 11 pali D1200 di lunghezza L=19 m**. Tra tutte le combinazioni di carico di **TIPOLOGIA C** sono state scelte le cinque combinazioni più gravose in termini di sforzo normale e momenti M_x ed M_y . Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 30 $\varphi 26$. Il copriferro baricentrico è di 87 mm. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali, considerando, a vantaggio di sicurezza, che il palo sia ammorsato per circa 1.20 m (1D) all'interno del substrato roccioso.

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

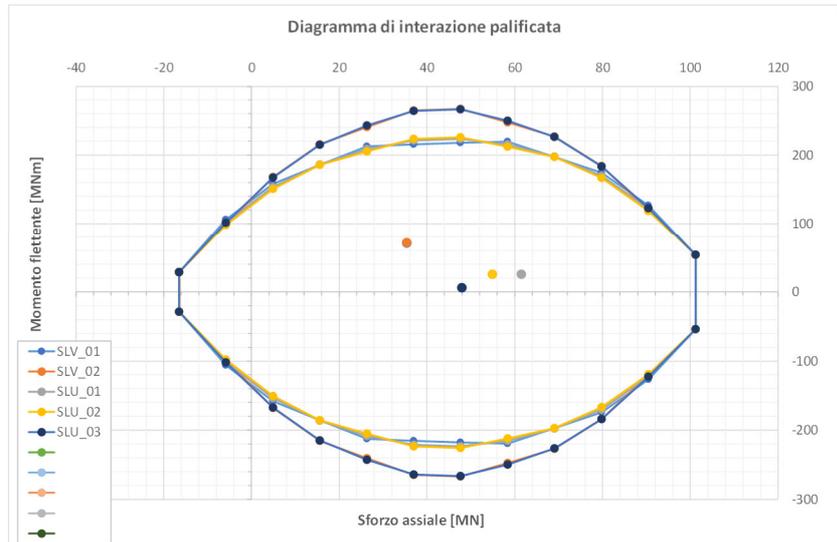
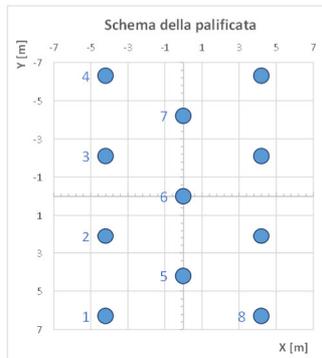
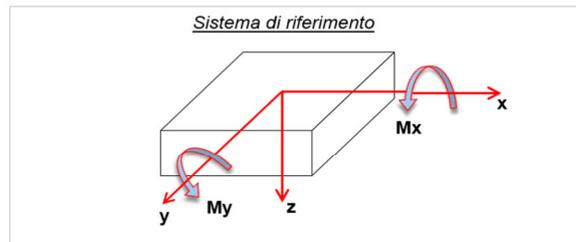
OPERA XXX
PILA 1

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R _{d,c} [kN]	R _{d,t} [kN]	M _{Rd,c} [kNm]	M _{Rd,t} [kNm]
1	-4.20	6.30	9200	-1500	4900	2600
2	-4.20	2.10	9200	-1500	4900	2600
3	-4.20	-2.10	9200	-1500	4900	2600
4	-4.20	-6.30	9200	-1500	4900	2600
5	0.00	4.20	9200	-1500	4900	2600
6	0.00	0.00	9200	-1500	4900	2600
7	0.00	-4.20	9200	-1500	4900	2600
8	4.20	6.30	9200	-1500	4900	2600
9	4.20	2.10	9200	-1500	4900	2600
10	4.20	-2.10	9200	-1500	4900	2600
11	4.20	-6.30	9200	-1500	4900	2600

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M _y [kNm]	M _x [kNm]	M _{tot} [kNm]	MS [-]
SLV_01	35500	58400	39700	70616	2.32
SLV_02	35500	750	71050	71054	2.33
SLU_A1-5	61550	22700	11350	25379	1.64
SLU_A1-12	55000	23100	9560	25000	1.84
SLU_A1-15	48050	-450	5510	5528	2.11

n. pali

LEGENDA
 Fz = 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
 (dà indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):
 MS > 1 → punto interno al dominio
 MS < 1 → punto esterno al dominio
 MS = 1 → punto sul dominio



11.2.2 Palificata TIPO 4 – Lpali=19 m – Pila eccentrica P10

11.2.2.1 Scarichi in fondazione

La pila P10 è posta all'estremità del viadotto VI04, in adiacenza al fabbricato viaggiatori FV01. Ad essa, quindi compete solo la metà degli scarichi di TIPOLOGIA C. Vengono riportati, in Tabella 11.12, i carichi agenti a base della pila in oggetto.

SLU-A1						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A1-11	1324.103	341.324	23747.3	2365.205	12189.13	0
SLU-A1-12	1324.103	261.574	20376.77	1481.575	12189.13	0
SLU-A1-14	113.1887	435.9566	17006.25	2469.292	882.8715	0
SLU-A1-13	184.2953	0	17006.25	0	1424.039	0
SLU-A1-8	155.8526	261.574	23747.3	1481.575	1207.572	0
SLU-A1-7	739.9779	421.074	23747.3	3248.835	6698.35	0
SLU-A1-15	155.8526	261.574	17006.25	1481.575	1207.572	0
SLU-A1-9	155.8526	421.074	19300.15	3248.835	1207.572	0

SLU-A2						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A2-11	1157.277	295.4474	19318.81	2045.782	10631.14	0
SLU-A2-12	1157.277	226.6974	16413.19	1284.032	10631.14	0
SLU-A2-14	113.1887	377.829	13507.56	2140.053	882.8715	0
SLU-A2-13	174.8144	0	13507.56	0	1351.884	0
SLU-A2-8	150.1641	226.6974	19318.81	1284.032	1164.279	0
SLU-A2-7	653.7204	364.1974	19318.81	2807.532	5897.707	0
SLU-A2-15	150.1641	226.6974	13507.56	1284.032	1164.279	0
SLU-A2-9	150.1641	364.1974	15485.06	2807.532	1164.279	0

SLV						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Sismiche-18	3871.176	1127.396	12287.2	9527.988	32642.83	0
Sismiche-19	1240.585	3757.988	12287.2	31759.96	10410.86	0
Sismiche-20	1240.585	1127.396	12813.32	9527.988	10410.86	0

Tabella 11.12 Scarichi a base pila eccentrica P10 del VI04

Successivamente sono state calcolate le sollecitazioni baricentriche agenti all'intradosso del plinto di fondazione. Queste ultime si ottengono sommando alle sollecitazioni calcolate a base pila il peso e l'inerzia del plinto ed il contributo dei momenti di trasporto. Inoltre, essendo la pila eccentrica rispetto alla fondazione, al momento in direzione longitudinale Mx viene sommato il momento flettente derivante dall'eccentricità dei carichi verticali.

In particolare, ai fini del calcolo delle azioni sismiche, in accordo alla normativa vigente e coerentemente con quanto descritto al par. 6.2.2, sono stati considerati i seguenti parametri sismici:

CALCOLO AZIONI SISMICHE (Cat. Sottosuolo E)				
ag (g)	S _s	S _T	a _{max} (g)	β _s
0.062	1.6	1	0.099	1

kh	kv
0.099	0.050

A vantaggio di sicurezza non è stato considerato alcun coefficiente riduttivo applicato all'inerzia del plinto di fondazione. Le forze inerziali del plinto di fondazione sono dunque calcolate facendo riferimento alle seguenti relazioni:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso del plinto.

Successivamente si riportano le tabelle indicanti i carichi baricentrici allo SLU e SLV calcolati ad intradosso plinto.

SLU-A1						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A1-11	1324.103	341.324	37780.55	67418.43	11335.82	0
SLU-A1-12	1324.103	261.574	34410.02	57771.44	11535.19	0
SLU-A1-14	113.1887	435.9566	31039.5	46968.5	-207.02	0
SLU-A1-13	184.2953	0	31039.5	44676.98	1424.039	0
SLU-A1-8	155.8526	261.574	37780.55	63614.18	553.6373	0
SLU-A1-7	739.9779	421.074	37780.55	66841.75	5645.665	0
SLU-A1-15	155.8526	261.574	31039.5	46087.45	553.6373	0
SLU-A1-9	155.8526	421.074	33333.4	53818.85	154.8873	0

SLU-A2						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU-A2-11	1157.277	295.4474	33352.06	55167.88	9892.518	0
SLU-A2-12	1157.277	226.6974	30446.44	46851.5	10064.39	0
SLU-A2-14	113.1887	377.829	27540.81	37542.68	-61.7011	0
SLU-A2-13	174.8144	0	27540.81	35556.69	1351.884	0
SLU-A2-8	150.1641	226.6974	33352.06	51888.35	597.5352	0
SLU-A2-7	653.7204	364.1974	33352.06	54670.74	4987.214	0
SLU-A2-15	150.1641	226.6974	27540.81	36779.1	597.5352	0
SLU-A2-9	150.1641	364.1974	29518.31	43444.1	253.7852	0

SLV						
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Sismiche-18	4902.36	2158.58	23197.8	52441.64	28535.36	0
Sismiche-19	2271.77	4789.17	23197.8	68097.13	-273.089	0
Sismiche-20	2271.77	2158.58	23723.91	47233.07	6303.389	0

Tabella 11.13 – Scarichi ad intradosso plinto pila P10 del VI04



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

Relazione di predimensionamento delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11 RH	VI0000 001	B	101 di 102

11.2.2.2 Verifiche SLU ed SLV per carico verticale eccentrico – Dominio di resistenza della palificata

Vengono illustrate le verifiche SLU ed SLV effettuate sulla fondazione sulla palificata di TIPO 4, costituita da 11 pali D1200mm di lunghezza L=19 m e soggetta agli scarichi riportati in Tabella 11.13.

Per le curve di portanza di design a compressione e a trazione del palo singolo soggetto a carichi assiali si rimanda a quanto descritto al par. 11.2.1.1

Nel seguito sono riportati i domini di resistenza allo SLU per la **palificata TIPO 4 da 11 pali D1200 di lunghezza L=19 m**. Tra tutte le combinazioni di carico, indicate in Tabella 11.13, sono state scelte le cinque combinazioni più gravose in termini di sforzo normale e momenti M_x ed M_y . Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 30 $\varnothing 26$. Il copriferro baricentrico è di 87 mm. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali, considerando, a vantaggio di sicurezza, che il palo sia ammorsato per 1.20 m (1D) all'interno del substrato roccioso.

