

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

RADDOPPIO DECIMOMANNU-VILLAMASSARGIA LOTTO 2

CAVALCAFERROVIA

ELABORATI GENERALI

Relazione di predimensionamento delle fondazioni

SCALA:

-

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

R R 0 P 0 2 R 1 1 R H I V 0 0 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	V. La Torre	Marzo '23	G.Meneschineri	Marzo '23	T.Paoletti	Marzo '23	L. Berardi Luglio 2023
B	Emissione Esecutiva	V. La Torre <i>[Signature]</i>	Luglio '23	G.Meneschineri <i>[Signature]</i>	Luglio '23	T.Paoletti <i>[Signature]</i>	Luglio '23	

File: RR0P02R11RHIV000001B.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	6
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	7
2.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	7
3	MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO PLINTO DI FONDAZIONE Rck > 30 MPa (C25/30)	8
3.2	ACCIAIO D'ARMATURA B450C	8
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEL CAVALCAFERROVIA IV01	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO	12
5.1	MODELLO GEOTECNICO	12
5.2	INQUADRAMENTO SISMICO	12
5.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i>	13
5.2.2	<i>Effetti di sito</i>	14
6	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO	16
6.1	METODI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE.....	16
6.1.1	<i>Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di Progettazione..</i> Errore. Il segnalibro non è definito.	
6.2	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA IN CONDIZIONI DRENATE.....	18
7	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI CAVALCAFERROVIA IV01	22
7.1	CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE	23
7.2	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	23

1 PREMESSA

Il raddoppio della tratta Decimomannu-Villamassargia si inserisce all'interno della linea sulla quale confluiscono i servizi Cagliari-Iglesias e Cagliari-Carbonia. L'intervento, previsto nell'ambito dell'Accordo Quadro TPL tra RFI e Regione Sardegna, si estende per circa 30 km e prevede la realizzazione del raddoppio di binario tra le due località di servizio e la soppressione dei passaggi a livello esistenti, creando le condizioni per il potenziamento del servizio ferroviario e per l'incremento dei livelli qualitativi del servizio e di regolarità.

L'intervento di raddoppio tra la stazione di Decimomannu e la stazione di Villamassargia è stato suddiviso in n°4 lotti funzionali.



Figura 1-1 - Raddoppio Decimomannu – Villamassargia- Suddivisione in tratte

Oggetto della presente relazione è il progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) del Lotto 2 che rientra tra le opere finanziate con i fondi del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza. L'intervento consiste nel raddoppio in stretto affiancamento rispetto alla linea esistente tra le località di Villaspesiosa-Uta e Siliqua (stazione esclusa) per uno sviluppo complessivo di circa 5,5 km.

Il Lotto 2 è il primo lotto ad essere attivato e pertanto il progetto realizza il collegamento con la Linea Storica sia in direzione Decimomannu che in direzione Villamassargia mediante degli scambi posti ad inizio e fine tracciato, che consentono il passaggio dal nuovo doppio binario al singolo binario

esistente. Il presente progetto di raddoppio risulta compatibile con la futura elettrificazione della linea prevista in altro appalto.

La successiva fase funzionale prevede la realizzazione del Lotto 1, che permetterà il raddoppio tra la stazione esistente di Decimomannu e la nuova fermata di Villaspeciosa-Uta. La realizzazione del lotto 1 e del lotto 2 consentirà il raddoppio ferroviario per uno sviluppo complessivo di circa 9 km.



Figura 1-2 - Raddoppio Decimomannu – Villamassargia – Lotto 1 e 2

Il presente documento è incentrato sul dimensionamento preliminare delle fondazioni del cavalcaferrovia IV01.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 3 sono riportati i materiali utilizzati;
- nel capitolo 4 è riportata la descrizione delle opere di fondazione previste per il cavalcaferrovia;

- nel capitolo 5 è riportata una sintesi del quadro geotecnico e sismico di riferimento;
- nel capitolo 6 è descritta la teoria di calcolo per la capacità portante per carico verticale eccentrico;
- nel capitolo 7 sono riportati il dimensionamento preliminare e le verifiche delle fondazioni del cavalcaferrovia.

2 **NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.42 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.8;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] 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;
- [4] Eurocodici UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [5] Eurocodici UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [6] RFI, DTC SI PS MA IFS 001 F - Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II - Sezione 2 – Ponti e Strutture, 2023;
- [7] RFI DTC SI PS SP IFS 002 F- Capitolato Generale Tecnico Di Appalto Delle Opere Civili. Parte II -Sezione 12 – Ponti, Viadotti, Sottovia e Cavalcavia, 2023;
- [8] RFI DTC SI PS SP IFS 001 F- Capitolato Generale Tecnico Di Appalto Delle Opere Civili. Parte II -Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e acciaio, 2023;
- [9] UNI EN 206:2021 + UNI 11104:2016: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità + Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- [10] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

2.2 BIBLIOGRAFIA

- [11] AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014.
- [12] 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.
- [13] J. E. Bowles, Foundation analysis and design, Fifth Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.
- [14] 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.
- [15] 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.
- [16] R. Lancellotta, «Analytical solution of passive earth pressure,» Geotechnique, vol. 52, n. 8, 2002.
- [17] J. Lee e S. Jeong “Experimental Study of estimating the Subgrade Reaction Modulus on Jointed Rock Foundations”, Yonsei University (2016).
- [18] J. E. Bowles, Foundation analysis and design, Fifth Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.
- [19] H.G.Poulos, E.H.Davis, Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics – The University of Sydney – Centre for Geotechnical Research (1974).

2.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [20] Relazione geotecnica generale – RR0P02R11GEGE0006001A
- [21] Sezione geotecniche -Sezione IV01 – RR0P02R11WZGE0006001A
- [22] Relazione di predimensionamento strutturale viadotti – RR0P02R14RHVI0000002A

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO PLINTO DI FONDAZIONE RCK > 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
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447$ MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$ kN/m³ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

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

Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 13.70$ MPa tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 10$ MPa tensione limite in combinazione quasi permanente
- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ MPa tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2 ACCIAIO D'ARMATURA B450C

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

Resistenza di progetto allo SLU

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

Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.8 \cdot f_{yk} = 360$ MPa tensione limite in combinazione caratteristica (rara)

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEL CAVALCAFERROVIA IV01

Il cavalcaferrovia denominato con WBS IV01 ha una lunghezza complessiva di circa 270 m, con impalcati realizzati a struttura mista, con travi principali in acciaio e soletta in cls gettato in opera su predalles, con luci di 30 m (Doc.Rif. [22]). Le opere di fondazione in progetto riguardanti il cavalcaferrovia in esame sono di due tipi:

- per le pile del CVF, vengono realizzate fondazioni superficiali quadrate di lato pari a 11 m, al di sotto delle quali si prevede il consolidamento del terreno attraverso colonne di jet grouting di diametro D1500 ad interasse 2.20 m. Tale intervento mira al contenimento dei possibili cedimenti della fondazione stessa.

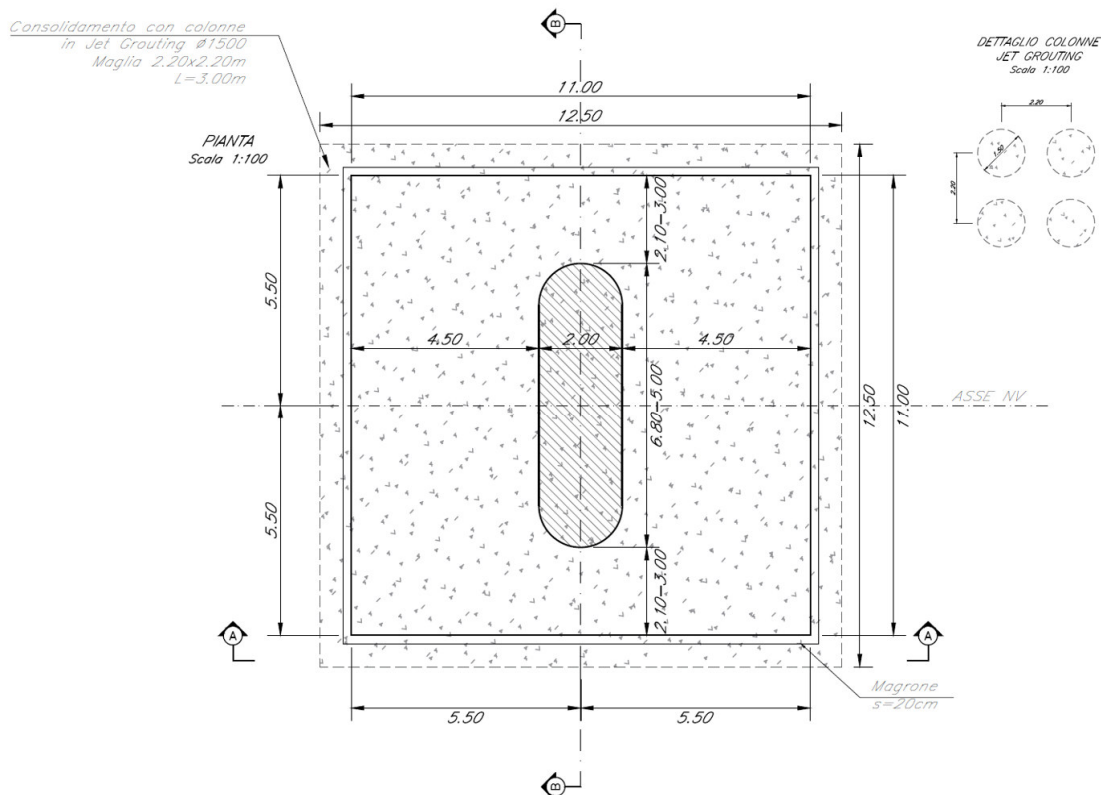


Figura 4-1: Pianta fondazione diretta su colonne in jet grouting D1500 interasse $i=2.20$ m

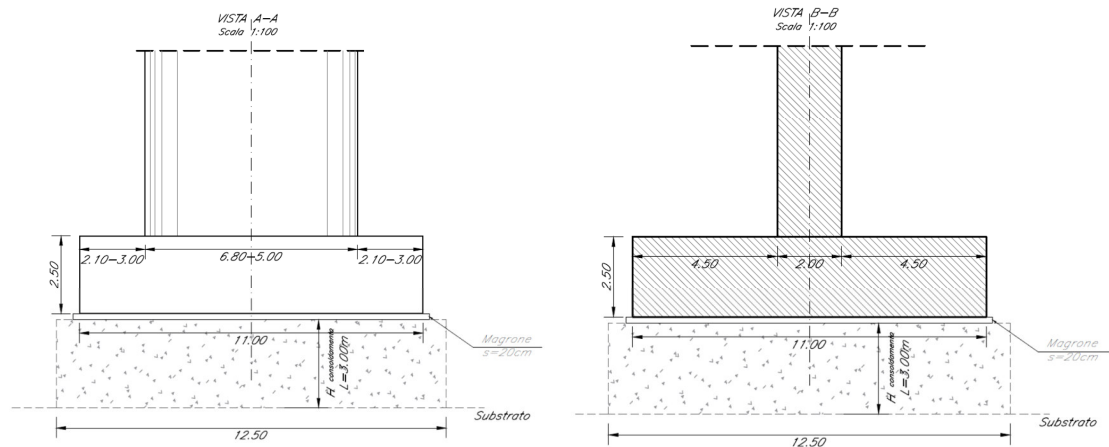


Figura 4-2: Sezione fondazione diretta su colonne in jet grouting D1500 interasse $i=2.20$ m

- per le spalle del CVF, invece, vengono previsti pozzi di fondazione, di altezza massima pari a 6.30m, costituiti da coronelle rettangolari di pali D800 con interasse 1 m, attestati per una lunghezza pari a 1D nel substrato roccioso sottostante. All'interno di ogni singola coronella viene consolidato il terreno in sito, al di sopra del quale verrà successivamente gettato il plinto di fondazione.

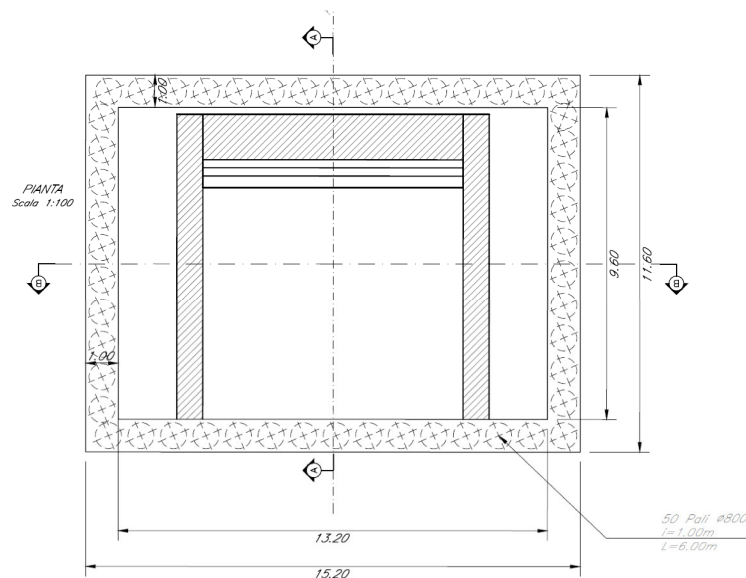


Figura 4-3: Pianta pozzo di fondazione costituito da coronella rettangolare di pali D800 interasse $i=1.00$ m

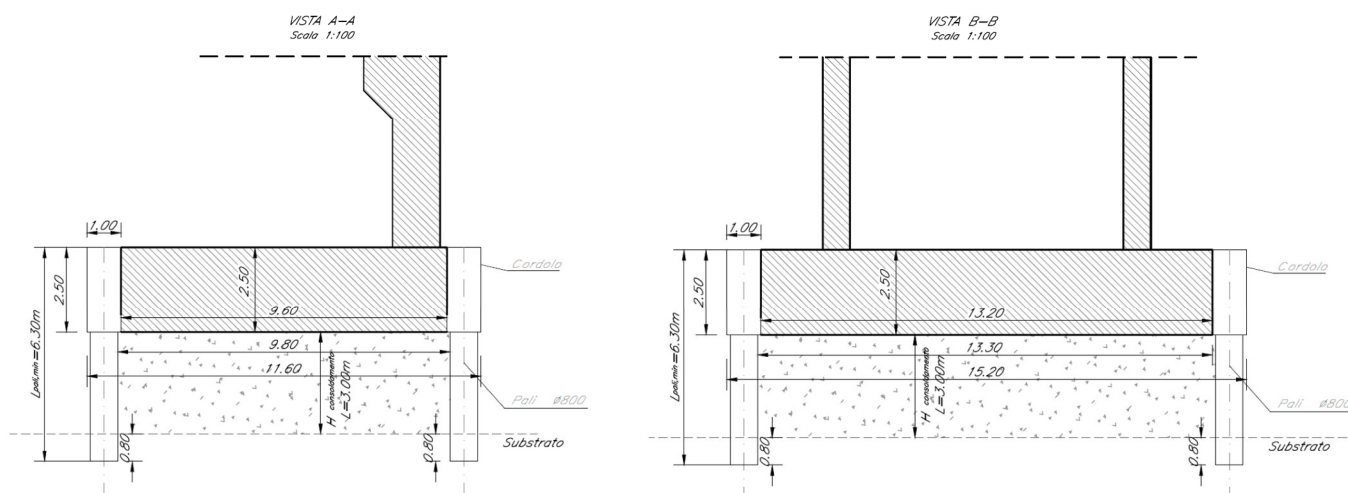


Figura 4-4: Sezione pozzo di fondazione costituito da coronella rettangolare di pali D800 interasse $i=1.00$ m

Si evidenziano le fasi realizzative dei pozzi di fondazione previsti per le spalle del cavalcaferrovia:

Fase 1:

- Prescavo fino a quota intradosso cordolo (coincidente con la quota di intradosso plinto, - 3.00 m da p.c.)
- Realizzazione della coronella di pali D800mm, $i=1.00$ m, armati, intestati per una lunghezza pari a $1D$ nel substrato roccioso;
- Consolidamento del terreno con Jet Grouting a partire da piano posa plinto (-3.00 m da p.c.).

Fase 2:

- Realizzazione plinto di fondazione.

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

5.1 MODELLO GEOTECNICO

La caratterizzazione geotecnica adottata nelle seguenti analisi fa riferimento alla Relazione geotecnica generale – RR0P02R11GEGE0006001A [20]. Per l’assetto stratigrafico, invece, viene fatto riferimento alla Sezione geotecniche -Sezione IV01 – RR0P02R11WZGE0006001A [21], in corrispondenza della viabilità NV02. In accordo a quanto descritto nella Relazione Geotecnica, la quota di falda, definita in riferimento al sondaggio S04, viene posizionata a -3.00 m da p.c., tenendo conto della possibile formazione di un battente d’acqua temporaneo nei depositi alluvionali di copertura, in corrispondenza di fenomeni piovosi intensi.

La stratigrafia dei terreni di fondazione, considerata nelle analisi svolte e successivamente descritte, è la seguente:

Tabella 5-1 : Quadro di sintesi dei parametri geotecnici

U.G.	da (m)	a (m)	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ [°]	k [m/s]	E' [MPa]	ν [-]
DEP	0.00	6.00	19.5	0	31	2.00E-07	25	0.30
CIX	6.00	in poi	25.5	70	46	1.00E-08	230	0.25

Data la tipologia di fondazione adottata, di tipo superficiale, i parametri di calcolo sono quelli riferiti all’unità DEP. Trattandosi di un terreno a comportamento granulare, tutte le verifiche sono state condotte nelle sole condizioni drenate.

5.2 INQUADRAMENTO SISMICO

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

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

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

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R), in base alla classificazione delle opere in progetto.

5.2.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

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

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

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

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

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

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U=0.7$.

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

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso II ($C_U = 1.0$)

Pertanto l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

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

5.2.2 Effetti di sito

Per ulteriori dettagli circa l'inquadramento sismico, quali accelerazioni 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 nella Relazione Geotecnica generale (Doc.Rif.[20]). Per completezza, in riferimento alla categoria di sottosuolo B, si riporta il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$, ottenuti lungo il tracciato per il periodo di ritorno di interesse in questo documento (Tabella 5-2).

Tabella 5-2 Valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max}

Categoria di sottosuolo : B					
STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g [g]	S_s	C_c	a_{max} (g)
SLO	45	0.022	1,20	1,41	0,027
SLD	75	0.028	1,20	1,40	0,034



PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
RADDOPPIO DECIMOMANNU-VILLAMASSARGIA - LOTTO
2

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0P	02	R 11	RHIV0000 001	B	15 DI 26

SLV	712	0.056	1.20	1.35	0.067
SLC	1462	0.066	1.20	1.33	0.079

6 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE

6.1 ANALISI AGLI STATI LIMITE ULTIMI E INDICAZIONI DA MANUALE DI PROGETTAZIONE

La progettazione di opere di fondazione dirette è eseguita in accordo con le prescrizioni riportate al § 6.4.2 delle NTC 2018. In base a quanto riportato al § 6.4.2.1 della norma devono essere effettuate le seguenti verifiche di sicurezza agli stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO), nei quali si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni:

- stabilità globale;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali che costituiscono la fondazione.

La verifica di stabilità globale si esegue impiegando l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche si eseguono impiegando l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si riportano di seguito i coefficienti parziali relativi alle Azioni (γ_A), Parametri geotecnici (γ_M) e Resistenze (γ_R):

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

 Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

In presenza di azioni sismiche la fondazione superficiale deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo SLV adottando i coefficienti parziali sulle resistenze:

 Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Qualora nel calcolo del carico limite si consideri esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume significativo di terreno allora il coefficiente di resistenza γ_R può essere assunto pari ad 1.8.

Nella verifica a scorrimento è possibile tener conto, nel caso di scavi a sezione obbligata, della resistenza lungo le superfici laterali, nonché della resistenza passiva con un contributo massimo del 50%.

Ai fini delle verifiche di seguito riportate, i contributi sopracitati non sono stati presi in considerazione a favore di sicurezza.

6.2 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA IN CONDIZIONI DRENATE

L'espressione generale adottata per il calcolo del carico limite fa riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen [18] in tensioni efficaci:

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

dove:

- N_c, N_q, N_{γ} fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_{γ} fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_c, g_q, g_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_{γ} fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Coefficienti di capacità portante

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_{γ} si fa riferimento all'espressione proposta da Vesic (1975).

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_c = [N_q - 1] \cdot \cot \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot [N_q + 1] \cdot \tan \varphi'$$

Coefficienti correttivi dell'eccentricità dei carichi agenti:

Per tener conto dell'eccentricità della risultante dei carichi si considera una fondazione di dimensioni ridotte tale che la risultante dei carichi risulti centrata. Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari le dimensioni ridotte a causa dell'eccentricità si calcolano mediante le espressioni seguenti:

$$B = B_R - 2 \cdot e_B$$

$$L = L_R - 2 \cdot e_L$$

dove B_R e L_R rappresentano le dimensioni in pianta della fondazione reale e e_B e e_L i valori di eccentricità nelle due direzioni.

Fattori di forma

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità del piano di posa

Per profondità relative $D/B \leq 1$ $d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per profondità relative $D/B > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Se il carico orizzontale H forma un angolo θ con il lato L della fondazione allora si definisce il parametro m come segue:

$$m = m_L \cos^2 \vartheta + m_B \sin^2 \vartheta$$

$$\vartheta = \tan^{-1} \left(\frac{T_B}{T_L} \right)$$

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

I fattori che tengono conto dell'inclinazione del carico si calcolano mediante le espressioni seguenti:

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \varphi} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \varphi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

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

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$b_y = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa della fondazione rispetto al piano orizzontale.

Fattori di inclinazione del piano campagna

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

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$g_y = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Verifica a scorrimento



PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
RADDOPPIO DECIMOMANNU-VILLAMASSARGIA - LOTTO
2

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0P	02	R 11	RHIV0000 001	B	21 DI 26

Per quanto riguarda la verifica a scorrimento si fa riferimento alla formula:

$$H_{lim} = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B^* \cdot L^*$$

7 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI CAVALCAFERROVIA IV01

In riferimento a quanto descritto nel Cap.6, si riportano sinteticamente, in Tabella 7-1, la tipologia di fondazioni adottate per il cavalcaferrovia in esame:

Tabella 7-1: IV01 - Tipologici Fondazioni

	Tipolog. Fond.	Lungh.transv. plinto	Lungh.long. plinto	H plinto/pozzo
		[m]	[m]	[m]
PILA	FOND. DIRETTA su colonne in jet	11.00	11.00	2.50
SPA	POZZO RETT.	13.20	9.60	6.30
SPB	POZZO RETT.	18.10	9.60	6.30

Si riportano di seguito le combinazioni di carico SLU ed SLV che sono state analizzate.

Tabella 7-2: Scarichi estradosso plinto

	Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
SLU-gr1-Vert-A	16315	0	-222	-2026	-8188
SLV-sisma-long	9120	-1441	-432	-15277	-4539

A tali scarichi è stato sommato il peso del plinto; inoltre, i momenti sono stati incrementati riportando l'azione del taglio ad intradosso plinto. Si ottengono pertanto:

Tabella 7-3: Scarichi intradosso plinto

	Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
Combinazione 1	26146.25	0	-222	-2581	-8188
Combinazione 2	16682.5	-1441	-432	-16357	-8141.5

Dal momento che le colonne di jet-grouting hanno la sola funzione di contenere i cedimenti, la verifica di capacità portante della fondazione è stata eseguita considerando i parametri fisico – meccanici del terreno in sito.

7.1 CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

Il piano di posa è posto a 3 m da p.c; esso è orizzontale così come la superficie del terreno su cui è ubicata l'opera. In forma tabellare, si riportano i risultati ottenuti dal calcolo della capacità portante in condizioni drenate.

Tabella 7-4: Risultati verifiche di capacità portante in condizioni drenate

Combinazione 1			Combinazione 2		
e_B	m	0.10	e_B	m	0.98
e_L	m	0.31	e_L	m	0.49
N_q	-	20.63	N_q	-	20.63
N_γ	-	25.99	N_γ	-	25.99
s_q	-	1.55	s_q	-	1.54
s_γ	-	0.64	s_γ	-	0.64
i_q	-	0.99	i_q	-	0.87
i_γ	-	0.98	i_γ	-	0.79
d_q	-	1.19	d_q	-	1.09
d_γ	-	1.00	d_γ	-	1.00
q_{lim}	kPa	2564	q_{lim}	kPa	2334
q	kPa	233	q	kPa	184
FS_q	>2.3	11.0	FS_q	>2.3	12.7
H_{lim}	kN	15710	H_{lim}	kN	10024
H	kN	222	H	kN	1504
FS_H	>1.1	70.8	FS_H	>1.1	6.7

Le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

7.2 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

L'intervento previsto con le colonne di jet – grouting permette di contenere i cedimenti. Data la presenza diffusa delle colonne di jet (D1500 e interasse pari a 2.2 m), si è deciso di considerare il terreno al di sotto della fondazione come un continuo equivalente avente rigidità in parallelo:

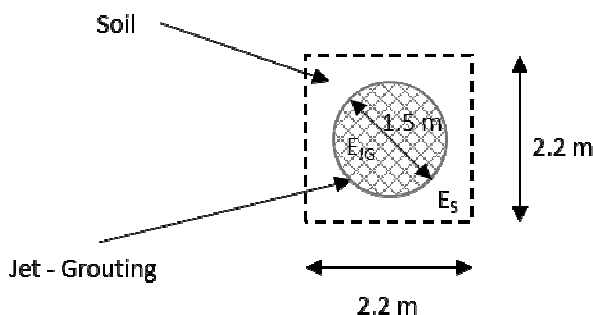


Figura 7-1: Rigidezze equivalente

La rigidezza equivalente è data dalla media pesata (in base all'area occupata dal jet – grouting e a quella del terreno circostante) delle rigidezze del jet – grouting e del terreno circostante.

Assumendo un modulo elastico per il jet – grouting pari a 1000 MPa e considerando invece il valor medio del modulo elastico del terreno pari a 20 MPa:

$$E_{eq} = E_{JG} \cdot \frac{A_{JG}}{A_{TOT}} + E_S \cdot \frac{A_S}{A_{TOT}} = 378 \text{ MPa}$$

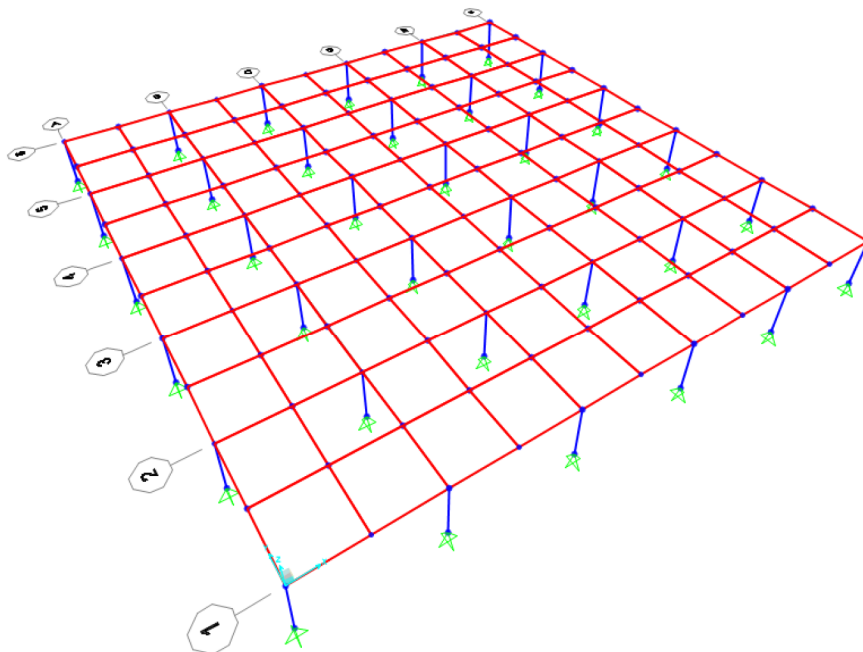
Calcolato il modulo elastico equivalente è possibile calcolare il cedimento di una fondazione quadrata utilizzando le relazioni proposte da Poulos & Davis [19].

Cautelativamente, è stato considerato come carico verticale quello in condizioni SLU pari a 16315 kN.

Si ottiene un cedimento pari a 0.39 cm che è compatibile con il normale esercizio dell'opera.

Analisi FEM

Parallelamente è stata svolta un'analisi FEM (con il codice di calcolo SAP2000) focalizzata a studiare eventuali rotazioni che potrebbero causare eccessivi spostamenti dell'impalcato. In questo caso, la struttura di fondazione poggia su alcuni vincoli rappresentativi delle colonne di jet – grouting. Il plinto è stato modellato come un elemento piastra mentre le colonne di jet – grouting come elementi trave aventi lo stesso comportamento di una molla non lineare reagente elasticamente solo in compressione.


Figura 7-2: schema statico plinto su colonne di jet – grouting

A favore di sicurezza, sono state applicate entrambe le combinazioni SLU e SLV (Tabella 7-3).

I cedimenti attesi al di sotto della fondazione nelle due combinazioni espresse in cm:

Tabella 7-5: spostamenti verticali (in cm) combinazione SLU

-0.0492	-0.0716	-0.0878	-0.0928	-0.0859	-0.0714
-0.0677	-0.0918	-0.111	-0.1174	-0.109	-0.0934
-0.0799	-0.1062	-0.1306	-0.1398	-0.1265	-0.1081
-0.0814	-0.1083	-0.1335	-0.1427	-0.1285	-0.1097
-0.0722	-0.0972	-0.1173	-0.1238	-0.1145	-0.0979
-0.0562	-0.0798	-0.0967	-0.1018	-0.094	-0.0785

Tabella 7-6: spostamenti verticali (in cm) combinazione SLV

-0.0241	-0.0362	-0.045	-0.0485	-0.0462	-0.0398
-0.0403	-0.0535	-0.0638	-0.0684	-0.0657	-0.0585
-0.0533	-0.0688	-0.0821	-0.0886	-0.0831	-0.0733
-0.0605	-0.078	-0.0952	-0.1016	-0.0922	-0.0805
-0.0606	-0.0781	-0.0926	-0.0972	-0.0903	-0.0787
-0.0558	-0.0728	-0.0853	-0.0888	-0.0829	-0.0715

Come si può osservare dalla Tabella 7-5 e Tabella 7-6, gli spostamenti verticali massimi sono all'incirca di 0.15 cm. Tale valore, anche se ridotto, è comparabile con quanto ottenuto dalle relazioni analitiche esposte sopra.

A partire dagli spostamenti verticali, sono stati calcolati i cedimenti differenziali per calcolare la rotazione del plinto e quindi gli spostamenti a quota testa pila:

Tabella 7-7: cedimenti differenziali e spostamenti in testa pila, combinazione SLU

$\Delta w_{x,max}$	m	0.00009
$\Delta w_{y,max}$	m	0.000283
L	m	11.25
ϑ	°	2.51556E-05
H_{pila}	m	11
u_{pila}	m	0.0003

Tabella 7-8: cedimenti differenziali e spostamenti in testa pila, combinazione SLV

$\Delta w_{x,max}$	m	0.000403
$\Delta w_{y,max}$	m	0.0002
L	m	11.25
ϑ	°	3.58222E-05
H_{pila}	m	11
u_{pila}	m	0.0004

Nonostante i carichi applicati siano riferiti a delle combinazioni SLU e SLV, gli spostamenti in testa pila sono ampiamente compatibili con l'esercizio dell'opera.