

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA

CAVALCAVIA al km 14+237 (ex km 14+057):

Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I A 5 F	0 1	D	0 9	C L	V I 1 5 0 3	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A.F. Rotunno 	Lug. 2019	M. D'Effremo 	Lug. 2019	F. Gernone 	Lug. 2019	A. Vittozzi Lug. 2019

ITALFERR S.p.A.
 U. Operative Civili e Gestione delle Varianti
 U. Operative Civili e Gestione dei Viadotti
 U. Operative Civili e Gestione delle Fondazioni
 U. Operative Civili e Gestione delle Proiecta di Roma
 N° A20788

File: IA5F01D09CLV11503001A

n. Elab.:

INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
4.1	INDAGINI DISPONIBILI	11
4.2	IDENTIFICAZIONE E CLASSIFICAZIONE TERRENI DI FONDAZIONE	12
4.3	DEFINIZIONE DEL PROFILO GEOTECNICO	12
5.	DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI.....	16
5.1	ANTE-OPERAM	16
5.2	POST-OPERAM.....	17
6.	ANALISI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE.....	20
6.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	20
6.2	RESISTENZE DI PROGETTO CARICO VERTICALE.....	20
6.2.1	<i>Portanza laterale</i>	21
6.2.2	<i>Portanza di base</i>	22
6.3	RESISTENZE DI PROGETTO CARICO ORIZZONTALE	24
6.3.1	<i>Criteri di calcolo palo singolo</i>	24
6.3.2	<i>Gruppo di pali soggetti a carico trasversale</i>	26
7.	ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLE FONDAZIONI.....	28
7.1	ANTE-OPERAM	28
7.2	SOLLECITAZIONI MASSIME ANTE-OPERAM	30
7.3	POST-OPERAM.....	30

7.4	SOLLECITAZIONI MASSIME POST-OPERAM.....	32
8.	CAPACITÀ PORTANTE	33
8.1	CARICO LIMITE VERTICALE	34
8.2	CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	36
8.2.1	<i>Ante-operam</i>	36
8.2.2	<i>Post-operam</i>	37
8.3	CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI PALI.....	38
8.3.1	<i>Ante-operam</i>	40
8.3.2	<i>Post-operam</i>	42
8.4	SINTESI DELLE VERIFICHE E INDICI DI RISCHIO.....	44
8.4.1	<i>Ante-operam</i>	44
8.4.2	<i>Post-operam</i>	45
A.	APPENDICE	46

	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA					
	Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi	COMMESSA IASF	LOTTO 01 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1503 001	REV. A

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riporta la valutazione della vulnerabilità sismica ed il progetto degli interventi sulle fondazioni delle spalle del cavalcavia ferroviario VI15 ubicato al km 14+237 (ex km 14+057) della linea Ferrandina Scalo-Matera La Martella.

L'opera si compone di una singola campata da 17.9 m con un impalcato di larghezza 7.4 m e schema statico di travi poggiate.

In Figura 1 si riporta una vista satellitare rappresentativa del manufatto.



Figura 1: Vista satellitare rappresentativa dell'opera.



Figura 2: Vista dal piano stradale dell'opera con indicazione della disposizione delle spalle lato EST (Spalla B) e OVEST (Spalla A).

Al fine di valutare la sicurezza delle fondazioni sotto azioni sismiche, sono stati considerati quali elementi resistenti alle azioni sismiche i soli pali di fondazione. Eventuali (modesti) contributi resistenti del plinto di fondazione sono stati volutamente ignorati. Nel presente studio è stato dunque valutato sia l'eventuale collasso strutturale dei pali di fondazione sia il collasso del sistema geotecnico pali-terreno.

	<p>Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</p> <p>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</p>					
<p><i>Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi</i></p>	<p>COMMESSA IASF</p>	<p>LOTTO 01 D 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO VI1503 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 6 di 48</p>

2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [1].Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17-01-18 (NTC-2018)
- [2].Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, Circolare N.7 del 21-01-2019, C.S.LL.PP.,“Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3].UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [4].UNI EN 1997-1 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [5].UNI EN 1998-2 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti.
- [6].British Standards Institution (2015) BS 8004:2015 :Code of practice for foundations.
- [7].RFI DTC SI PS IFS 001 C– Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture.
- [8].Progetto DOC Reluis 2005 2008 – linea 3: Valutazione e riduzione del rischio sismico di ponti esistenti - “linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.”. Marzo 2009.
- [9].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
- [10]. Associazione Geotecnica Italiana (1984). Raccomandazioni sui pali di fondazione.

	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA					
	<i>Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi</i>	COMMESSA IA5F	LOTTO 01 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1503 001	REV. A

2.2 Documenti di riferimento

- [11]. IA5F 01 D 09 RH VI0000 001 A – Nuova Linea Ferrandina Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto definitivo. Criteri di calcolo delle fondazioni.
- [12]. IA5F 03 D 09 RO VI0000 001 A – Nuova Linea Ferrandina Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto definitivo. Relazione tecnico illustrativa. Materiali. Fattore di confidenza e criteri di calcolo.
- [13]. IA5F 03 D 09 CL VI1400 001 A – Nuova Linea Ferrandina Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto definitivo. Relazione di calcolo. Vulnerabilità VI14 VI15.
- [14]. IA5F 01 D 09 P9 VI1500 004 A – Nuova Linea Ferrandina Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto definitivo. VI15 Pianta impalcato e sezioni trasversali tipo.
- [15]. IA5F 01 D 09 P9 VI1500 005 A – Nuova Linea Ferrandina Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto definitivo. VI15 Pianta e sezioni scavi e opere provvisori.
- [16]. IA5F 01 D 09 P9 VI1500 006 A – Nuova Linea Ferrandina Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto definitivo. VI15 Pianta fondazione e sezione longitudinale.
- [17]. E.0.2. – Progetto Esecutivo. Costruzione di un tratto di linea tra Matera e Ferrandina in funzione di collegamento diretto della città di Matera alla rete F.S.. Stazione di Ferrandina-Stazione di Matera La Martella. Relazione calcoli statici 1a e 2a parte. Novembre 1985.

2.3 Riferimenti bibliografici

- [18]. Bowles J. E. (1996). Foundation analysis and design. McGraw-Hill Company.
- [19]. Lancellotta R. (1987). Geotecnica. Zanichelli.

[20]. Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York.

[21]. Gwizdala, K. (1984). 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 tests (SPT) (No. 84: 26 Monograph).

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegate nell'analisi di vulnerabilità dell'opera, rimandando, per maggiori dettagli circa prove effettuato e livello di conoscenza raggiunto, alla specifica relazione tecnico illustrativa sui materiali e fattore di confidenza (Rif [12]).

Vengono inoltre riportate le caratteristiche dei materiali costituenti gli interventi di adeguamento sismico

Calcestruzzo

Parametri	Valore	U.M.	Descrizione
LC=	2	-	livello di conoscenza
Classe	20/25	-	Classe di calcestruzzo
FC=	1.2	-	fattore di confidenza
R_{ck} =	25	MPa	Resistenza caratteristica cubica
$R_{cd}=R_{ck}/FC$ =	20.8	MPa	Resistenza caratteristica di progetto
$f_{cd}=R_{cd} \cdot 0.83$ =	16.7	MPa	Resistenza di progetto per meccanismi DUTTILI
$f_{cd}=R_{ck} \cdot 0.83/FC/\gamma_C$ =	11.1	MPa	Resistenza di progetto per meccanismi FRAGILI
$f_{cm}=f_{ck} + 8$ MPa=	24.7	MPa	Valore medio resistenza cilindrica
γ_C =	1.5	-	Coeff. parziale di sicurezza relativo al ds

Tabella 1: proprietà meccaniche calcestruzzo-LC2

Acciaio Feb38k

Parametri	Valore	U.M.	Descrizione
LC=	2	-	livello di conoscenza
FC=	1.2	-	fattore di confidenza
$f_{yk} \geq$	375.0	MPa	Tensione caratteristica allo snervamento
$f_{tk} \geq$	450.0	MPa	Tensione caratteristica a rottura
$\gamma_{s_duttile}$ =	1	-	Coeff. parz. di sicurezza per meccanismi DUTTILI
$\gamma_{s_fragile}$ =	1.15	-	Coeff. parz. di sicurezza per meccanismi FRAGILI
$f_{yd}=f_{yk}/FC/\gamma_{s_duttile}$ =	312.5	MPa	Tensione di progetto allo snervamento per meccanismi DUTTILI
$f_{yd}=f_{yk}/FC/\gamma_{s_fragile}$ =	271.7	MPa	Tensione di progetto allo snervamento per meccanismi FRAGILI
E_s =	210000	MPa	Modulo elastico di progetto
ϵ_{yd} =	0.2%	-	Deformaz. di progetto allo snervamento
ϵ_{uk} =	7.5%	-	Deformaz. caratteristica a rottura

Tabella 2: proprietà meccaniche acciaio da carpenteria-LC2

Calcestruzzo


Parametri	Valore	U.M.	Descrizione
	Classe 25/30	-	Classe di calcestruzzo
	$R_{ck} = 30$	MPa	Resistenza caratteristica cubica
	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9$	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 32.9$	MPa	Valore medio resistenza cilindrica
	$\alpha_{cc} = 0.85$	-	Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
	$\gamma_M = 1.5$	-	Coeff. parziale di sicurezza relativo al ds
	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M = 14.11$	MPa	Resistenza di progetto
	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$	MPa	Resistenza media a trazione semplice
	$f_{ctfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07$	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$	MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione
	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M = 1.19$	MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione
	$\sigma_c = 0.6 \cdot f_{ck} = 14.94$	MPa	Tensione max in esercizio (comb. rara)
	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.21$	MPa	Tensione max in esercizio (comb. quasi perm.)
	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447$	MPa	Modulo elastico di progetto
	$\nu = 0.2$	-	Coefficiente di Poisson
	$G_c = E_{cm} / (2(1+\nu)) = 13103$	MPa	Modulo elastico a taglio di progetto

Tabella 3: proprietà meccaniche calcestruzzo-C25/30

Acciaio B450C

Parametri	Valore	U.M.	Descrizione
	$f_{yk} \geq 450.0$	MPa	Tensione caratteristica allo snervamento
	$f_{tk} \geq 540.0$	MPa	Tensione caratteristica a rottura
	$\gamma_s = 1.15$	-	Coeff. parz. di sicurezza
	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3043478$	MPa	Tensione di progetto allo snervamento
	$E_s = 210000$	MPa	Modulo elastico di progetto
	$\epsilon_{yd} = 0.2\%$	-	Deformaz. di progetto allo snervamento
	$\epsilon_{uk} = 7.5\%$	-	Deformaz. caratteristica a rottura

Tabella 4: proprietà meccaniche acciaio da carpenteria-B450C

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA					
	<i>Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi</i>	COMMESSA IASF	LOTTO 01 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1503 001	REV. A

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Indagini disponibili

La caratterizzazione geotecnica è sviluppata sulla base delle informazioni ricavate dalle indagini geognostiche eseguite, in sito ed in laboratorio, dal 9 al 16/10/2018 da SONDEDILE s.r.l.

I risultati di tali indagini sono relativi alle seguenti prospezioni e misure, ubicate come mostrato in Figura 3:

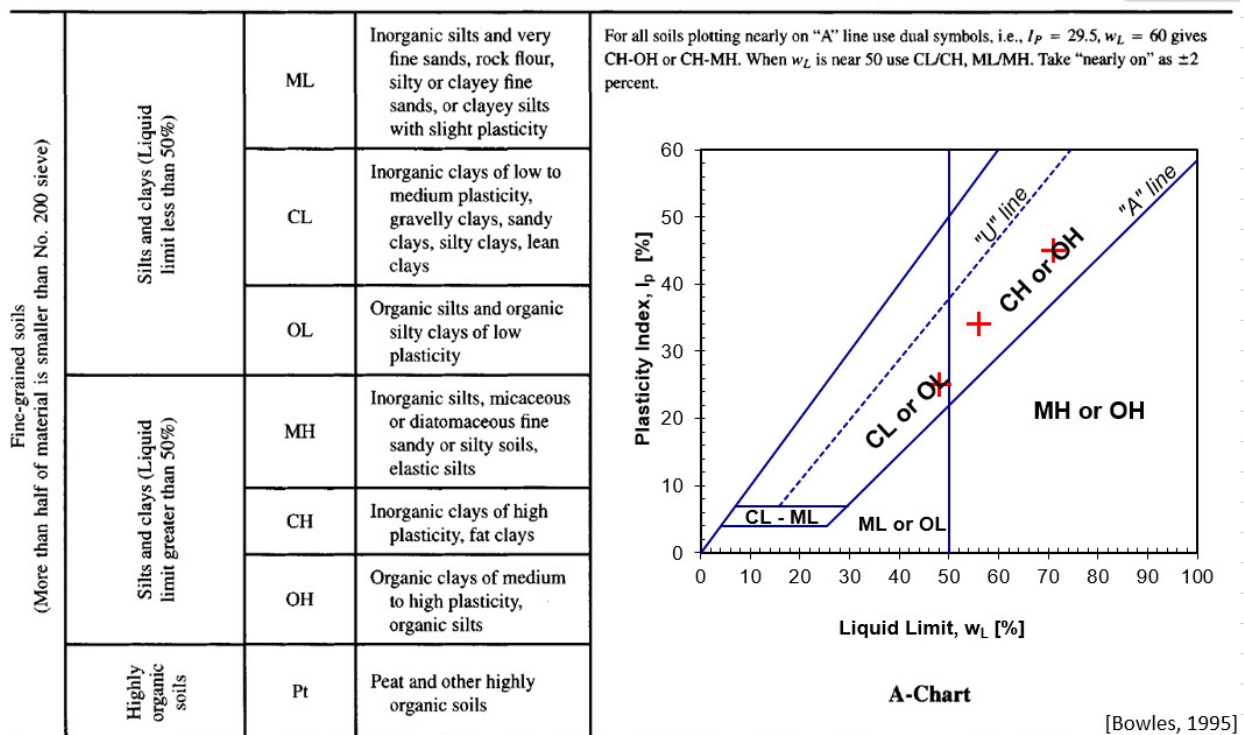
- **n°1 sondaggio geognostico “S8-DH-30”:** profondità 30 m; esecuzione di una prova geofisica Down-Hole a 30.00 m, prelievo di n.3 campioni “CI” indisturbati alla profondità di 3.00, 12.00 e 19.50, rispettivamente; esecuzione di n.7 prove penetrometriche dinamiche SPT alla profondità di 1.50, 4.50, 7.50, 10.50, 12.00, 13.50, 16.50, 18.00 m rispettivamente; installazione di un piezometro a “tubo aperto” nel foro di sondaggio; esecuzione di n.1 prova pressiometrica, n.1 prova dilatometrica e di n.2 prove di permeabilità in foro (Lefranc).
- **Misure e prove di laboratorio sui campioni CI:** analisi granulometriche; misura in peso dell’unità di volume; determinazione dei limiti di Atteberg; n.1 prova triassiale consolidata drenata sul CI1; n.2 prove triassiali non consolidate non drenate rispettivamente sui campioni CI2 e CI3.



Figura 3: Vista satellitare con ubicazione delle indagini geognostiche. Sondaggio S8.

4.2 Identificazione e classificazione terreni di fondazione

Sui campioni CI1, CI2 e CI3 sono stati ricavati i limiti di Atterberg, riportati in Figura 4 sulla carta di plasticità di Casagrande.



*Division of GM and SM groups into subdivisions of *d* and *u* are for roads and airfields only. Subdivision is based on Atterberg limits; suffix *d* used when w_L is 28 or less and the I_p is 6 or less; suffix *u* used when w_L is greater than 28.

†Borderline classifications, used for soils possessing characteristics of two groups, are designated by combinations of group symbols. For example: GW-GC, well-graded gravel-sand mixture with clay binder.

Figura 4: limiti di Atterberg riportati sulla carta di plasticità di Casagrande

Dalla suddetta carta di plasticità, si evince che i terreni di fondazione alle profondità di relative ai campioni analizzati, fanno parte del gruppo di **argille inorganiche di medio-alta plasticità**.

4.3 Definizione del profilo geotecnico

I dati ricavati nel corso delle indagini sono stati elaborati e confrontati tra loro, al fine di caratterizzare le unità geotecniche presenti nell'area in esame.

Si riporta nei seguenti grafici, il confronto tra i risultati di laboratorio e le prove in sito. Nelle stesse figure sono riportate le curve relative alla caratterizzazione geotecnica proposta per le unità.

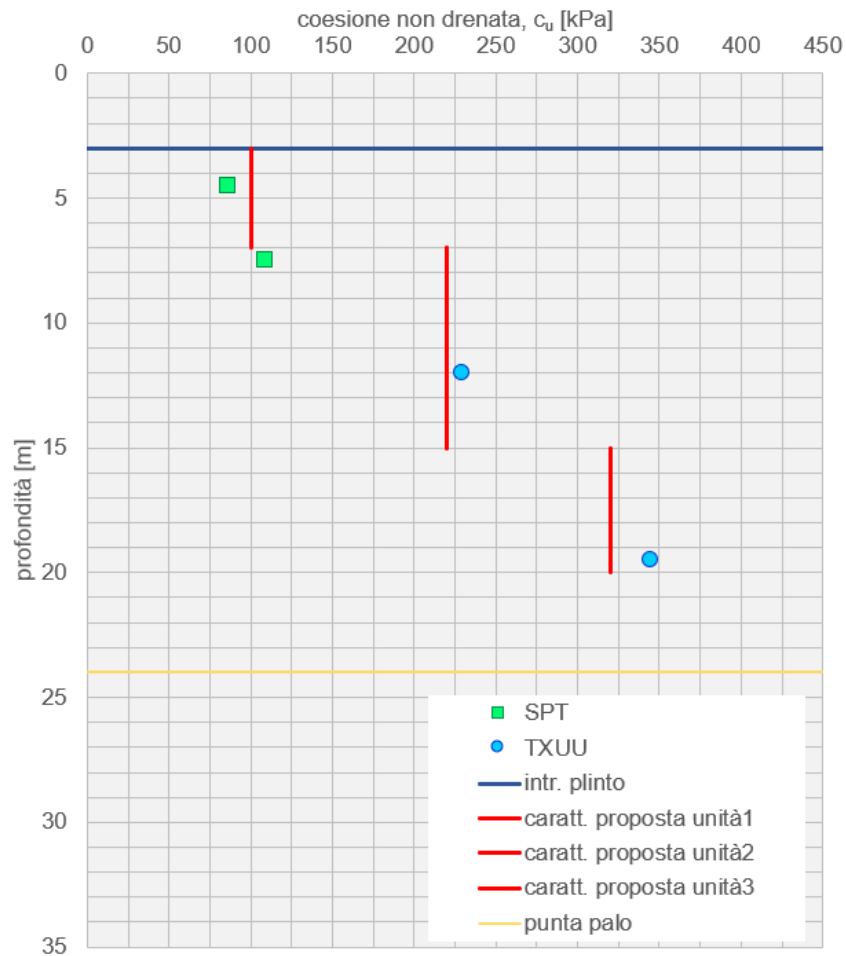


Figura 5: coesione non drenata in funzione della profondità

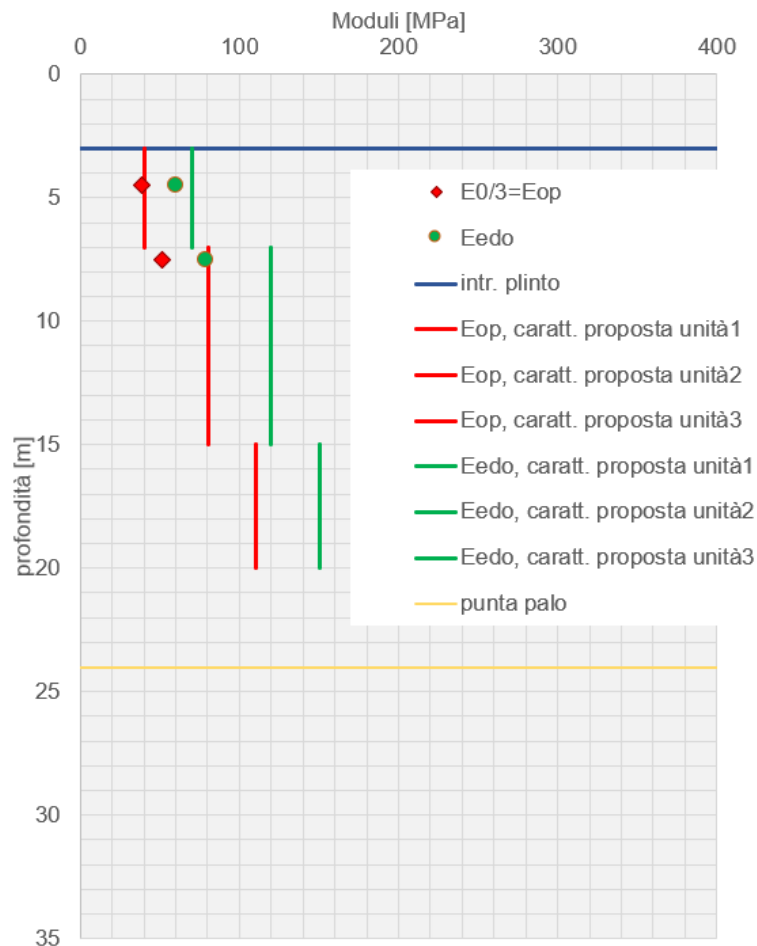


Figura 6: modulo edometrico e modulo elastico operativo in funzione della profondità

Nelle figure precedenti è stata indicata con tratto blue continuo la quota dell'intradosso del plinto di fondazione delle spalle (3.0 m a partire dalla quota del sondaggio S8 DH-30).

I parametri geotecnici proposti sono dunque riportati in Tabella 5.

Le unità individuate sono caratterizzate principalmente da formazioni di argille limose e marnose aventi consistenza variabile in funzione della profondità. Per l'ultimo tratto le palificate si intestano su roccia calcarenitica aventi caratteristiche meccaniche riportate nella relazione geotecnica generale:

- **unità1:** Argilla limosa, poco umida, da molto consistente a dura;
- **unità2:** Argilla, da debolmente marnosa a marnosa

- **unità3:** Argilla marnosa molto consistente.
- **Unità4:** Calcarenite

Parametri	Unità 1	Unità 2	Unità 3	Unità 4	
prof. strato da intradosso plinto	da 0 a 4m	da 4 a 12m	da 12 a 20m	da 20 a 30m	
γ [kN m ⁻³]	20.0	20.0	20.0	19.0	Peso specifico terreno
φ [°]	-	-	-	30	Angolo d'attrito
c [kPa]	-	-	-	40	Coesione drenata
c_u [kPa]	100	220	320	-	Coesione non drenata
E_{edo} [MPa]	70.0	120.0	150.0	-	Modulo edometrico
E_{op} [MPa]	40.0	80.0	110.0	-	Modulo elastico operativo

Tabella 5: proprietà meccaniche unità stratigrafiche

Per quanto concerne l'unità4, si riporta qui di seguito per completezza nel piano di Mohr il criterio di resistenza secondo Hoek-Brown dell'ammasso roccioso.

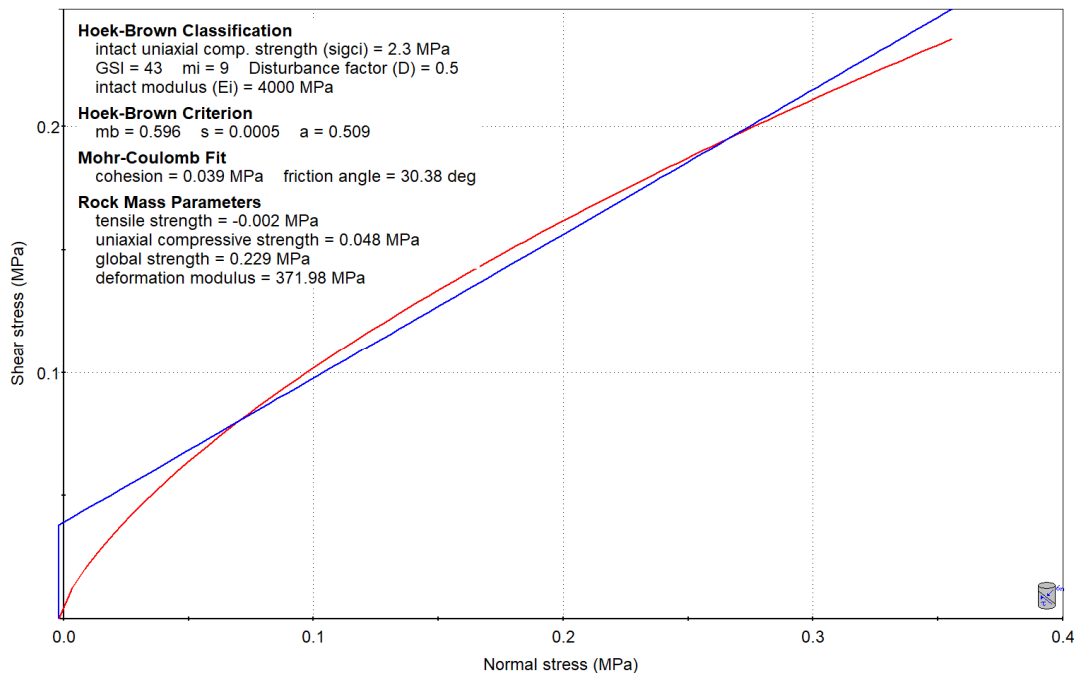


Figura 7: Involuppo di Mohr-Coulomb per l'ammasso roccioso relativo all'unità4

5. DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI

L'opera oggetto delle analisi è un cavalcavia ferroviario che attraversa la linea ferroviaria Ferrandina-Matera a binario singolo costituito da n°8 travi prefabbricate in c.a.p. a fili aderenti. La luce dell'impalcato è pari a 17.90 m mentre la luce delle travi è pari a 17.20 m ($L_c=16.00$ m); l'opera presenta uno **sgembo di 60° rispetto all'asse ferroviario**.

A seguire si riporta una breve descrizione sia dello stato di fatto del sistema fondale (**ante-operam**) sia degli interventi **post-operam** necessari all'adeguamento sismico del manufatto.

5.1 Ante-operam

Le fondazioni delle spalle sono costituite da strutture scatolari in c.a. con fondazioni profonde su pali (n°9 pali D1200)

Si riporta in Tabella 6 una sintesi delle dimensioni degli elementi oggetto di studio.

Spalla	H[m]	sp.muro frontale[m]	sp.muri andatori[m]	Dim.plinto[m]	n°pali	D pali[mm]
OVEST	7.5	1.70	1.00	15.31x9.50	9	1200
EST	7.5	1.70	1.00	15.31x9.50	9	1200

Tabella 6: dimensioni spalle ante-operam VII4

Nelle seguenti figure si riportano delle tavole rappresentative delle fondazioni, estratte dal progetto originale del cavalcavia

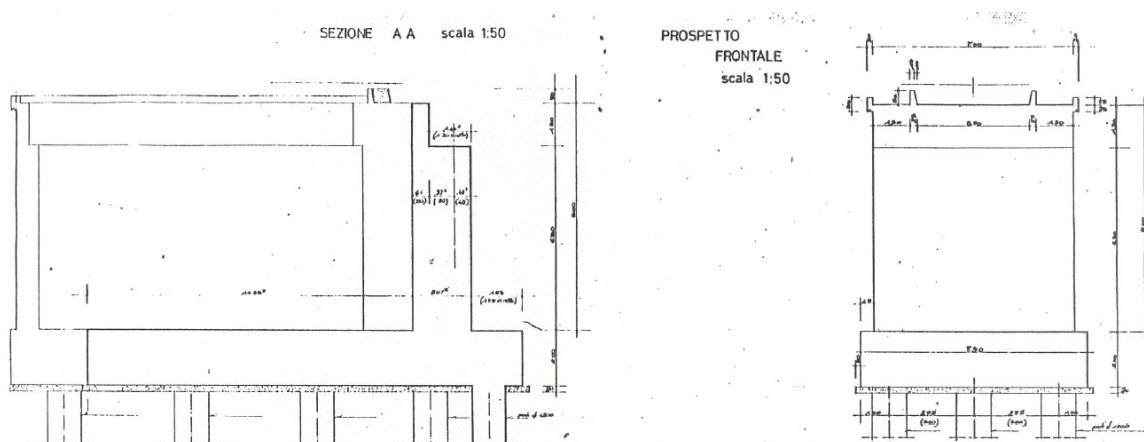


Figura 8: Sezione e prospetto dai documenti originali [11]

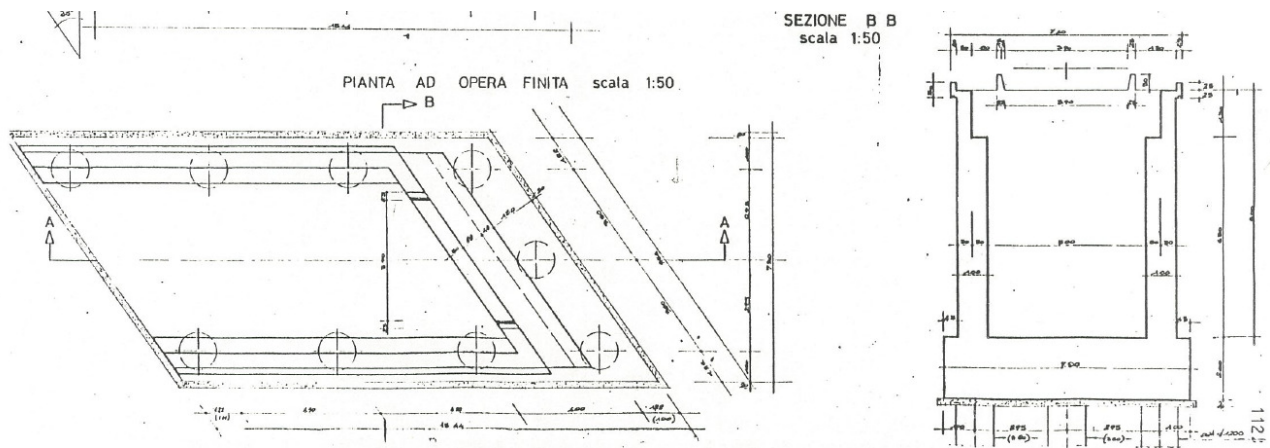


Figura 9: Pianta e sezione dai documenti originali [11]

Dagli elaborati grafici di progetto originale non si evince la configurazione delle carpenterie e delle armature relative ai pali di fondazione. L'unica informazione relativa alle armature dei pali è riportata nella relazione tecnica di riferimento (Rif. [11]) in cui viene indicata l'**armatura longitudinale costituita da 12F20** in corrispondenza della testa dei pali. Si ribadisce dunque che **non si hanno informazioni circa l'armatura a taglio e la disposizione delle gabbie**.

5.2 Post-operam

L'intervento di adeguamento prevede l'allargamento delle zattere di fondazione con l'aggiunta di n°8 pali D1200 per entrambe le spalle. In Figura 10 e Figura 11 vengono riportate la sezione trasversale e la pianta rappresentativa degli interventi di adeguamento sismico sulle spalle.

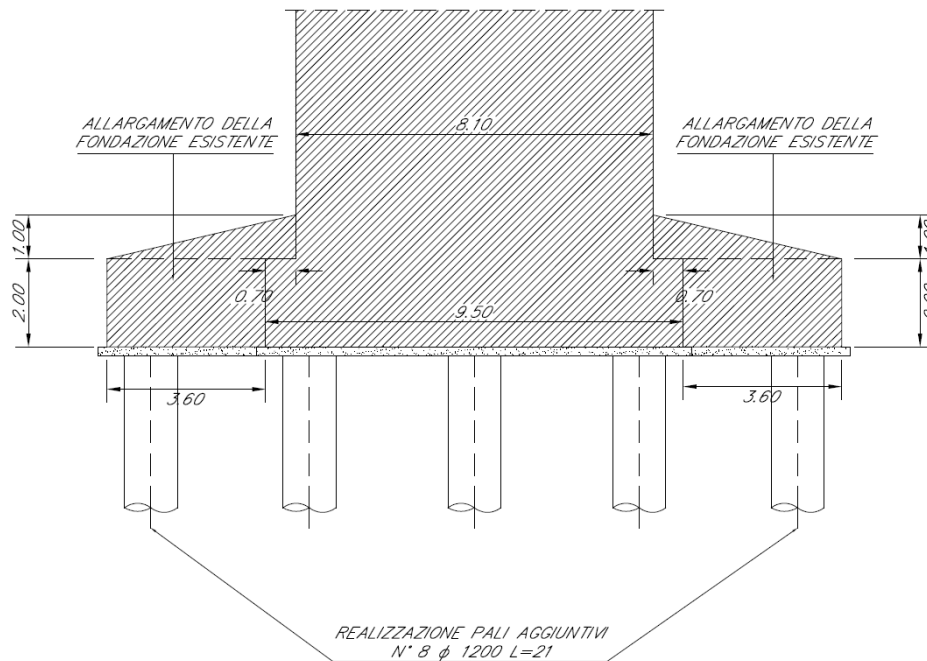


Figura 10: Sezione rappresentativa degli interventi di adeguamento sismico sulle fondazioni delle spalle

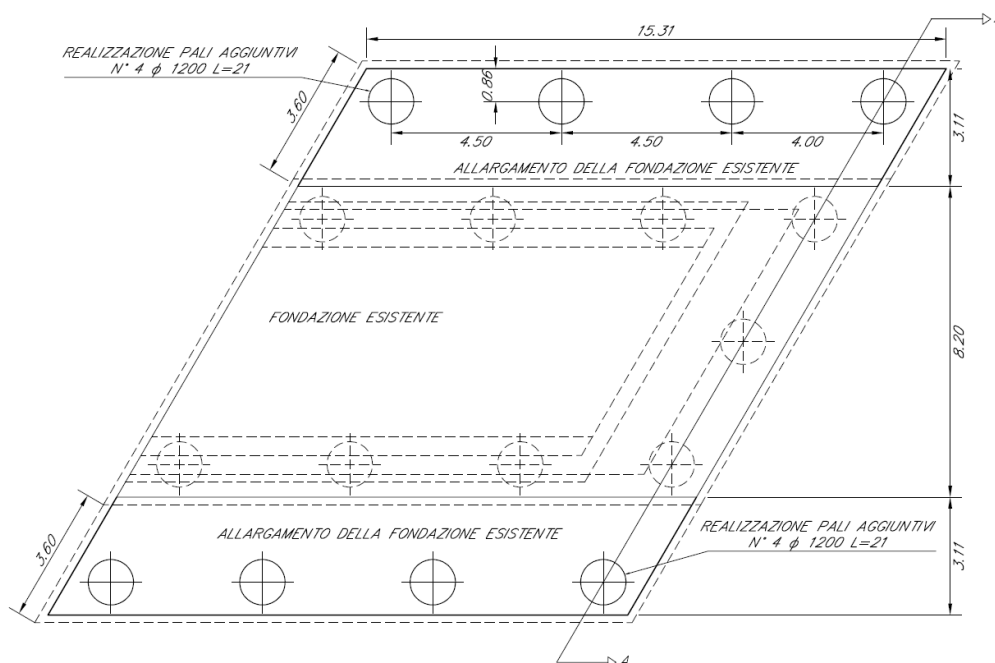


Figura 11: Pianta rappresentativa degli interventi di adeguamento sismico sulla spalla lato ovest

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA					
	Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi	COMMESSA IASF	LOTTO 01 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1503 001	REV. A

In Tabella 7 una sintesi delle dimensioni delle spalle a seguito dei suddetti interventi

Spalla	H[m]	sp.muro frontale[m]	sp.muri andatori[m]	Dim.plinto[m]	n°pali	D pali[mm]
OVEST	7.5	1.70	1.00	15.31x16.70	17	1200
EST	7.5	1.70	1.00	15.31x16.70	17	1200

Tabella 7: dimensioni spalle post-operam VI15

Per quanto concerne le armature previste per i pali aggiuntivi, questa è costituita da un'armatura longitudinale pari a $26+13\phi 30$ e da una spirale $\phi 12/10$ (Tabella 8).

D[mm]	Arm. longitudinale	Spirale copriferro[cm]
1200	$26+13\Phi 30$	$\Phi 12/10$

Tabella 8: armatura longitudinale e trasversale nuovi pali

In Figura 12 si riporta la sezione trasversale effettuate a testa palo in cui si riporta l'armatura longitudinale

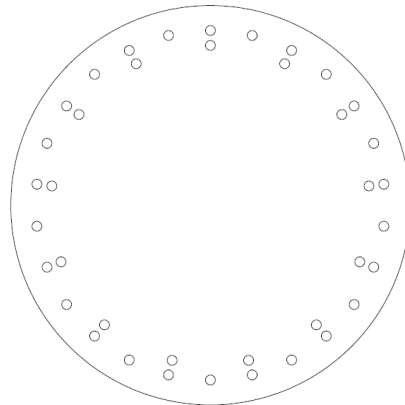



Figura 12: disposizione armatura longitudinale ($26+13F30$) pali nuovi

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</p>					
<p><i>Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi</i></p>	<p>COMMESSA IASF</p>	<p>LOTTO 01 D 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO VI1503 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 20 di 48</p>

6. ANALISI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante di fondazioni su pali.

6.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente (NTC2018). La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

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

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico (orizzontale o verticale) di progetto;

R_{cd} = capacità portante (orizzontale o verticale) di progetto;

R_k = valore caratteristico della capacità portante (orizzontale o verticale) limite del palo.

In particolare le verifiche di resistenza dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento ad un'unica combinazione (A1 + M1 + R3) facente parte dell'Approccio 2.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante agli stati limite ultimi (SLU) sono state condotte con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle NTC2018 e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

6.2 Resistenze di progetto carico verticale

La capacità portante del singolo palo di fondazione è valutata come somma di un contributo laterale e di un contributo alla base.

$$R_{tot} = R_s + R_b$$

Dev R_s ed R_b sono rispettivamente la resistenza limite laterale e di base. Queste sono calcolate mediante le seguenti

$$R_s = \sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}, \quad R_b = A_b \cdot q_b,$$

dove:

- $A_{s,j}$ = area laterale del palo corrispondente allo stato j ;
- $q_{s,j}$ = portanza laterale limite strato j ;
- n = numero totale di strati;
- A_b = area base palo;
- q_b = portanza limite di base.

6.2.1 Portanza laterale

Il valore di portanza laterale in **terreni incoerenti** viene calcolato come segue:

$$q_{s,i} = k_{s,i} \cdot \sigma'_v \leq 150 \text{ kPa}$$

dove:

- φ_i = angolo di attrito dello strato i -esimo;
- $k_{s,i} = 1 - \sin \varphi_i$.

Il valore di portanza laterale nei **terreni prevalentemente coesivi** viene calcolato come segue:

$$q_{s,i} = \alpha \cdot c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

in cui:

- α = coefficiente empirico valutato da AGI dicembre 1984;
- c_u = resistenza non drenata

il coefficiente α è valutato a seconda del valore di resistenza non drenata come:

$$\text{➤ } c_u \leq 25 \text{ kPa} \quad \alpha = 0.90$$

- $25 < c_u < 50 \quad \alpha = 0.80$
- $50 < c_u < 75 \quad \alpha = 0.60$
- $c_u \geq 75 \quad \alpha = 0.40$

Coerentemente con la relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni, il valore di portanza laterale nei **nell'ammasso roccioso** identificato con l'unità⁴ è posto pari a 200 kPa.

6.2.2 Portanza di base

La portanza di base nei **terreni incoerenti** è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = N_q^* \sigma'_v q_{b,lim}$$

Con:

- N_q^* di Berezantzev (corrispondente ad un cedimento pari al 6-10% del diametro del palo);
- $q_{b,lim}$ portata limite secondo Gwizdala (1984):
 - ghiaie $q_{b,lim} = 7500$ kPa
 - sabbie $q_{b,lim} = 3800$ kPa
 - sabbie limose $q_{b,lim} = 4300$ kPa

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- ✓ nei depositi ghiaioso sabbiosi: $q_{umax} = 5800$ kPa.
- ✓ nei depositi sabbiosi: $q_{umax} = 4300$ kPa.

La portata di base limite nei **terreni coesivi** viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 c_u + \sigma_v$$

dove:

- c_u = resistenza al taglio non drenata,
- σ_v = tensione totale.

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In

accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. In pratica nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri; viceversa man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole.

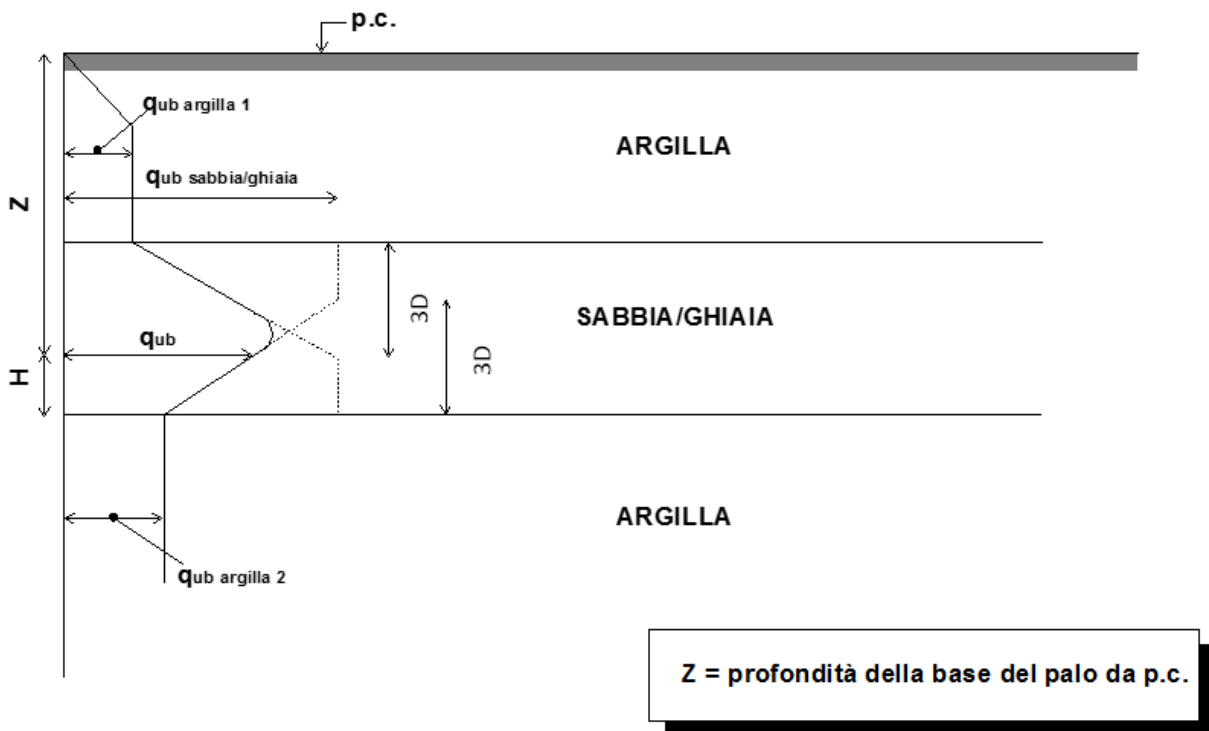


Figura 1: Portata limite di base in terreni stratificati (Meyerhof, 1976)

Coerentemente con la relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni, il valore di portanza di base limite per l'ammasso roccioso identificato con l'unità 4 è posto pari a 5000 kPa.

6.3 Resistenze di progetto carico orizzontale

6.3.1 Criteri di calcolo palo singolo

Per la verifica del carico limite orizzontale con la teoria di Broms si considerano pali con rotazione in testa impedita. Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito a seconda del tipo di meccanismo di collasso considerato.

In **terreni coesivi** si ha:

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

- H = carico limite orizzontale del palo;
- c_u = resistenza non drenata del terreno;
- M_y = momento di plasticizzazione del palo;
- L = lunghezza del palo;
- d = diametro del palo.

In **terreni incoerenti** si ha:

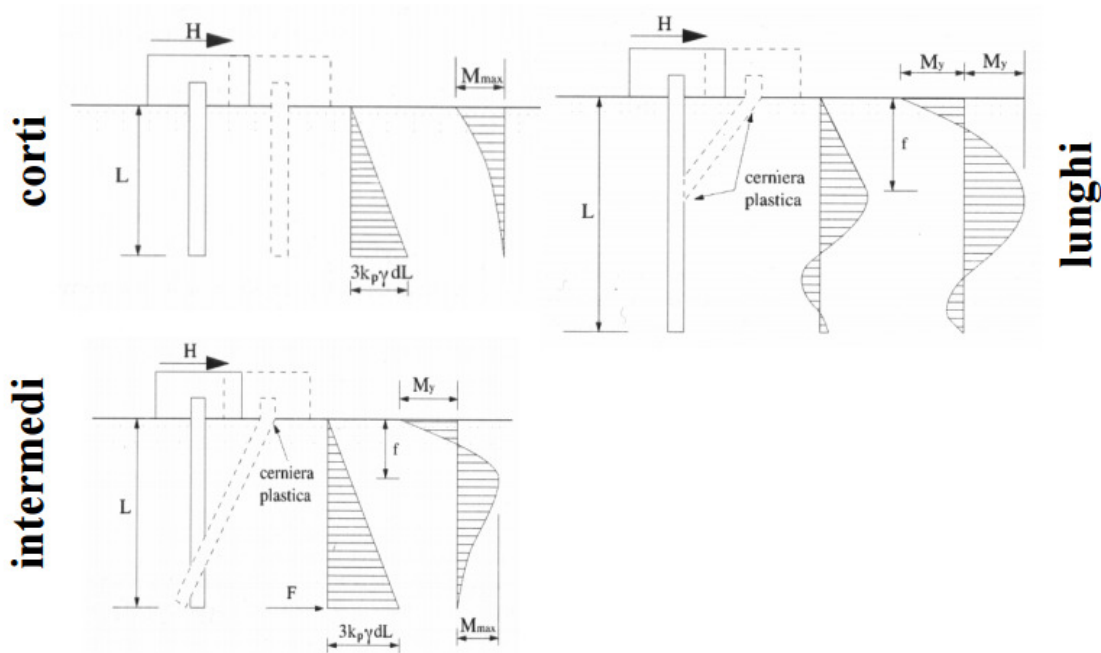
Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, in aggiunta ai termini già definiti,

- k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H \lim = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$


dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

- ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;
- γ_T = coefficiente parziale di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Tabella 9: coefficiente parziale γ_T per le verifiche SLU di pali soggetti a carichi trasversali

	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA					
<i>Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi</i>	COMMESSA IASF	LOTTO 01 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1503 001	REV. A	FOGLIO 26 di 48

6.3.2 Gruppo di pali soggetti a carico trasversale

Il comportamento di un palo soggetto ad azioni orizzontali all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. I principali fattori che influenzano la risposta di un gruppo di pali, e di ciascun singolo palo all'interno del gruppo, sono i seguenti:

- interazione reciproca palo-terreno-palo;
- interazione struttura di collegamento-terreno;
- caratteristiche di rigidità della struttura di collegamento.

Nel caso di un gruppo di pali soggetto a carichi orizzontali la rigidità della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano, risulta notevolmente superiore a quella tagliante e flessionale dei pali, che si oppongono a spostamenti aventi direzione ortogonale al proprio asse. Con ottima approssimazione, sotto carichi orizzontali, si può ritenere la struttura di collegamento un elemento infinitamente rigido, e assumere che lo spostamento delle teste dei pali, vincolati nella piastra, siano tutti uguali tra loro. Eterogenea, viceversa, risulta la distribuzione dei carichi sui singoli pali del gruppo.

In un gruppo di pali caricato da azioni orizzontali i fenomeni di interazione reciproca palo-terreno-palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidità del sistema. In generale, a parità di carico medio per palo, lo spostamento in testa del gruppo di pali è maggiore dello spostamento di un palo isolato; allo stesso modo, a parità di spostamento in testa, il carico sopportato dal palo isolato è superiore al carico medio sopportato dal palo del gruppo.

Quantitativamente, l'intensità dell'interazione viene rappresentata definendo **l'efficienza η di un gruppo di n pali**, come fatto per carichi verticali.

In un gruppo di pali, il contemporaneo verificarsi di fenomeni di interazione sotto forma di effetto ombra (differente risposta dei pali a seconda della fila di appartenenza) e di effetto di bordo (differente risposta dei pali a seconda della posizione nella fila) fa sì che, complessivamente, il gruppo di pali risulti più cedevole del corrispondente palo singolo. Il parametro che quantifica la riduzione della rigidità del sistema è la già definita *efficienza del gruppo* η . Il valore assunto da tale parametro è, per pali disposti ad

interasse ridotto, inferiore ad uno. Al crescere dell'interasse tra i pali l'efficienza tende al valore unitario, fino a divenire esattamente pari ad uno quando le distanze relative tra i pali sono tali da annullare ogni fenomeno di interazione.

Nel caso specifico la portanza laterale del gruppo di pali viene determinata ricorrendo al concetto di efficienza del gruppo η :

$$H_{lim,g} = \eta \cdot n_{pali} \cdot H_{lim,i}$$

dove:

- η (= 0.8); efficienza della palificata.
- n_{pali} = numero totale di pali;
- $H_{lim,i}$ = carico limite orizzontale calcolato per il palo singolo.

7. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLE FONDAZIONI

A seguire una sintesi delle sollecitazioni calcolate dal modello numerico per le sovrastrutture. Le sollecitazioni fanno riferimento alla seguente notazione:

- V2: Taglio direzione **longitudinale**
- V3: Taglio direzione **trasversale**
- M2: momento flettente rispetto asse **longitudinale**
- M3: momento flettente rispetto asse **trasversale**
- T: momento **torcente** (asse verticale uscente verso piano del ferro)
- P: **Sforzo normale** (asse verticale uscente verso piano del ferro)

Gli scarichi che seguono fanno riferimento alla specifica relazione di valutazione di vulnerabilità sismica della sovrastruttura. Le presenti analisi sono condotte per il solo stato limite SLV.

		V2	M3	V3	M2	T	P
V2	max	4 781	-422	553	2 434	0	25 912
V2	min	3 192	-7 182	1 844	8 113	0	26 216
M3	max	3 192	-7 182	1 844	8 113	0	26 216
M3	min	4 781	-491	553	2 434	0	25 359
V3	max	3 192	-7 182	1 844	8 113	0	26 216
V3	min	4 781	-422	553	2 434	0	25 912
M2	max	3 192	-7 182	1 844	8 113	0	26 216
M2	min	4 781	-422	553	2 434	0	25 912
T	max	4 781	-422	553	2 434	0	25 912
T	min	4 781	-422	553	2 434	0	25 912
P	max	4 781	-422	553	2 434	0	25 912
P	min	3 192	-7 251	1 844	8 113	0	25 663

Tabella 10: scarichi ad intradosso plinto spalla est e ovest allo SLV

7.1 Ante-operam

A seguire gli scarichi sui pali di fondazione delle due spalle allo stato di fatto

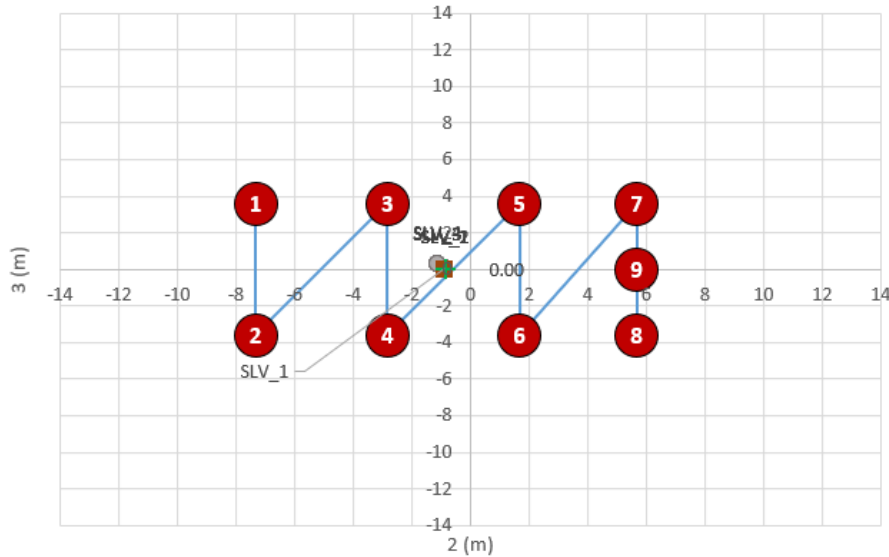


Figura 13: disposizione semplificata dei pali ante-operam

	SLV_1	SLV_2	SLV_3	SLV_4	
N palo	$N_{Ed,i}$ (kN)	$N_{Ed,i}$ (kN)	$N_{Ed,i}$ (kN)	$N_{Ed,i}$ (kN)	
1	3696	3622	4156	4081	
2	3527	3453	3592	3518	
3	3247	3180	3566	3499	
4	3078	3011	3003	2936	
5	2797	2739	2976	2918	
6	2628	2570	2413	2354	
7	2397	2346	2452	2401	
8	2228	2177	1889	1837	
9	2313	2262	2170	2119	
	3696	3622	4156	4081	4156 MAX
	2228	2177	1889	1837	1837 MIN

Tabella 11: sintesi sforzo normale azioni testa pali

N palo	SLV_1	SLV_2	SLV_3	SLV_4		
	H _{Ed, i} (kN)	H _{Ed, i} (kN)	H _{Ed, i} (kN)	H _{Ed, i} (kN)		
1	487	487	347	347		
2	577	577	412	412		
3	487	487	366	366		
4	577	577	428	428		
5	493	493	389	389		
6	582	582	447	447		
7	504	504	412	412		
8	591	591	467	467		
9	547	547	439	439		
	591	591	467	467	591 MAX	
	487	487	347	347	347 MIN	

Tabella 12: sintesi taglio in testa pali

7.2 Sollecitazioni massime ante-operam

In Tabella 13 la sintesi delle azioni ante-operam

ID elemento	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Hmax [kN]
Spalla ovest	4156	1837	591
Spalla est	4156	1837	591

Tabella 13: tabella sintesi azioni ante-operam

7.3 Post-operam

Per quanto concerne l'analisi degli interventi, si ipotizza a favore di sicurezza che lo sforzo normale sia ripartito su tutti i pali costituenti la palificata (sia nuovi che vecchi), il **taglio viene invece affidato ai soli pali di nuova realizzazione.**

In Figura 14 è riportata la disposizione semplificata dei pali. I pali dal n°1 al n°8 sono di nuova realizzazione.

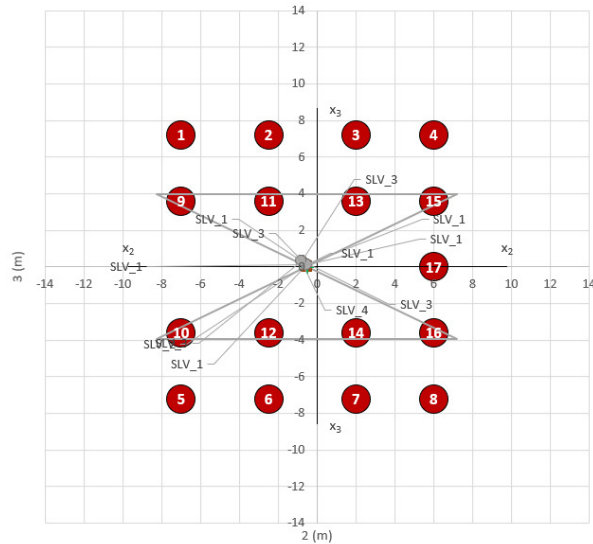


Figura 14: disposizione semplificata dei pali spalla est post-operam

N palo	SLV_1	SLV_2	SLV_3	SLV_4	
	N _{Ed,i} (kN)	N _{Ed,i} (kN)	N _{Ed,i} (kN)	N _{Ed,i} (kN)	
1	1791	1755	2004	1968	
2	1641	1608	1780	1746	
3	1491	1460	1555	1523	
4	1358	1329	1355	1326	
5	1724	1688	1779	1743	
6	1574	1540	1554	1520	
7	1424	1392	1330	1298	
8	1290	1261	1130	1101	
9	1774	1738	1948	1912	
10	1741	1704	1835	1799	
11	1624	1591	1723	1689	
12	1591	1557	1611	1577	
13	1474	1443	1499	1467	
14	1441	1409	1386	1354	
15	1341	1312	1299	1270	
16	1307	1278	1186	1157	
17	1324	1295	1243	1213	
	1791	1755	2004	1968	2004
	1290	1261	1130	1101	1101

Tabella 14: sintesi sforzo normale azioni testa pali

	SLV_1	SLV_2	SLV_3	SLV_4	
N palo	H _{Ed,i} (kN)	H _{Ed,i} (kN)	H _{Ed,i} (kN)	H _{Ed,i} (kN)	
1	569	569	430	430	
2	571	571	437	437	
3	573	573	445	445	
4	576	576	451	451	
5	629	629	470	470	
6	630	630	477	477	
7	632	632	484	484	
8	634	634	490	490	
	634	634	490	490	634
	569	569	430	430	430

Tabella 15: sintesi taglio in testa pali

7.4 Sollecitazioni massime post-operam

In Tabella 13 la sintesi delle azioni post-operam

ID elemento	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Hmax [kN]
Spalla ovest	2004	1101	634
Spalla est	2004	1101	634

Tabella 16: tabella sintesi azioni post-operam

8. CAPACITÀ PORTANTE

Si riportano i parametri geotecnici di input relativi al calcolo delle fondazioni delle spalle del cavalcavia ferroviario oggetto della presente relazione.

Stratigrafia da p.c.				Parametri dei terreni				Base L.T.		Base B.T.		Laterale L.T.		Laterale B.T.		Valori limite	
Unità	sp. [m]	z tetto [m]	z letto [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	Φ [°]	C_u [kPa]	N_q^* (LT)	N_c (LT)	N_q^* (BT)	N_c (BT)	k_s	μ	α	slim [kPa]	qlim [kPa]	
1	3.00	0	3	19.50				-	-	-	-	-	-	-	120.00	0.00	
2	4.00	3	7	20.00			100.00	-	-	1.00	9	-	-	0.4	120.00	4500.00	
3	8.00	7	15	20.00			220.00	-	-	1.00	9	-	-	0.4	120.00	4500.00	
4	8.00	15	23	20.00			320.00	-	-	1.00	9	-	-	0.4	120.00	4500.00	
5	10.00	23	33	19.00	40.00	30.00		8.08	12.26	-	-	0.500	0.577	-	200.00	5000.00	

Tabella 17: Dati input stratigrafia per calcolo capacità portante VI14

8.1 CARICO LIMITE VERTICALE

A seguire le curve di capacità portante verticale secondo quanto indicato alla Sezione 6.2

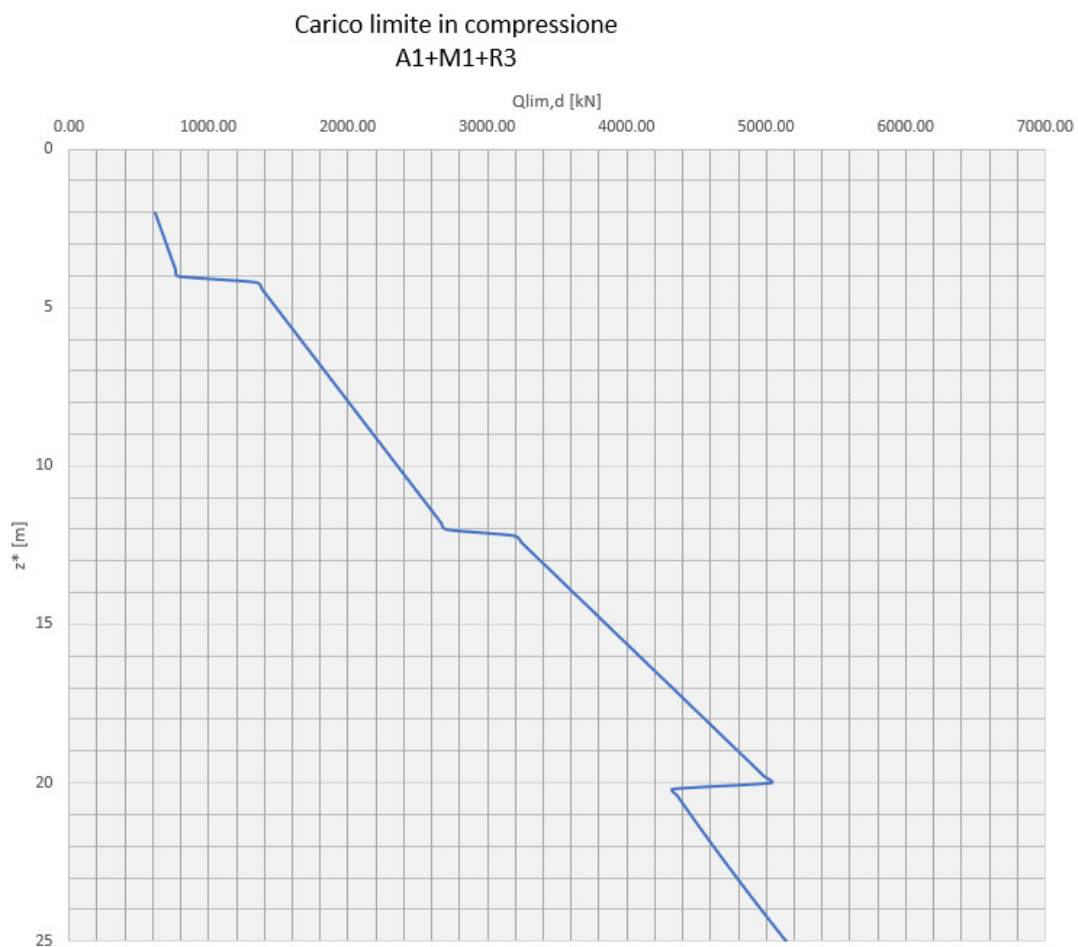


Figura 15: carico limite verticale in compressione per un palo delle spalle del VII5.

Carico limite in trazione
A1+M1+R3



Figura 16: carico limite verticale in trazione per un palo delle spalle del VII5.

Carico limite di progetto a $z^*=L_{palo}$		
L_{palo} (m)	$Q_{lim,d-compr.}$ (kN)	$Q_{lim,d-traz.}$ (kN)
21.00	4455.70	3492.09

Tabella 18: Carico limite verticale di progetto

8.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

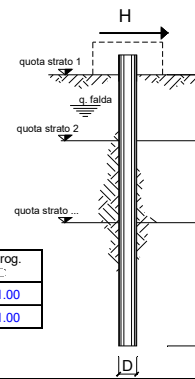
Le verifiche a carico limite orizzontale sono state effettuate secondo quanto illustrato nella Sezione 6.3. Si riportano i risultati relativi alle combinazioni di carico allo SLV.

8.2.1 Ante-operam

opera ferrandina-matera VI15-ante operam

coefficienti parziali			A		M			R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{af}	γ_{su}	γ_T	
			γ_G	γ_Q				
U S	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	⊕	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	19.7	9.7		1.00	100		1.00	100
✓ strato 2		93.00	20	10		1.00	220		1.00	220
✓ strato 3		88.00	20	10		1.00	320		1.00	320
□ strato 4						1.00			1.00	
□ strato 5						1.00			1.00	
□ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 100 (m)
 Diametro del palo D 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L 21.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 620.00 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (ctrl+r)

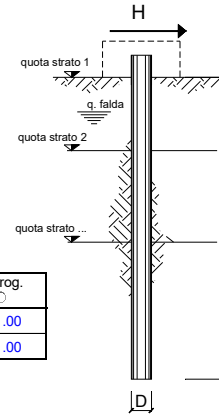
	H medio	H minimo
Palo lungo	599.4 (kN)	599.4 (kN)
Palo intermedio	13394.2 (kN)	13394.2 (kN)
Palo corto	48610.8 (kN)	48610.8 (kN)
H_{med}	599.4 (kN)	599.4 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		352.59 (kN)
H_d = H_k/γ_T		271.22 (kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G = 591 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q = 0 (kN)	
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		591.00 (kN)
FS = H_d / F_d =		0.46

Figura 17: Verifica palo singolo secondo Broms, ante-operam

8.2.2 Post-operam

opera ferrandina-matera VI15-post operam

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_g	γ_{cu}	γ_r
			γ_G	γ_Q			
d/U	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			○	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	19.7	9.7		1.00	100		1.00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		93.00	20	10		1.00	220		1.00	220
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		88.00	20	10		1.00	320		1.00	320
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 100 (m)
 Diametro del palo D 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L 21.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 4273.00 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctri+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	2781.0 (kN)		2781.0 (kN)	
Palo intermedio	13601.5 (kN)		13601.5 (kN)	
Palo corto	48610.8 (kN)		48610.8 (kN)	
	H_{med} 2781.0 (kN)	Palo lungo	H_{min} 2781.0 (kN)	Palo lungo
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃; R_{min}/ξ₄)		1635.88 (kN)	
	H_d = H_k/γ_r		1258.37 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	634 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =	634.00 (kN)		
	FS = H_d / F_d =	1.98		

Figura 18: Verifica palo singolo secondo Broms, post-operam

	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA					
	Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi	COMMESSA IASF	LOTTO 01 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1503 001	REV. A

8.3 CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI PALI

Per il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto dei pali si è fatto riferimento ad un modello di interazione elastica alla Winkler tra palo e terreno. Il coefficiente di sottofondo alla Winkler k_h , per un palo di diametro D è definito come $E_{MR} = k_h \cdot D$.

Per il caso di k_h linearmente crescente con la profondità si può fare riferimento alla soluzione di Reese e Matlock (1956). Il coefficiente di sottofondo può quindi esprimersi in relazione a prove di carico su piastra mediante il coefficiente n_h come $k_h = n_h z/D$.

Si può quindi fare riferimento ai valori di n_h riportati in letteratura per terreni incoerenti [Viggiani, 1999]

Valori tipici di A ed n_h per Terreni coesivi		
Tipo di terreno	n_h (N/cm ³)	Fonte
Argilla n.c. o leggermente o.c.	0.2 - 3.5	Reese, Matlock 1956
	0.3 - 0.5	Davisson, Prakash 1963
Argilla organica n.c.	0.1 - 1	Peck, Davisson 1970
	0.1 - 0.8	Davisson 1970
Torba	0.05	Davisson 1970
	0.03 - 0.1	Wilson, Hilts 1967
Loess	8 - 10	Bowles, 1968

Tabella 19: Range di valori tipici di n_h per terreni coesivi [Viggiani, 1999]

Per il terreno in esame, per entrambe le spalle è stato assunto il valore di $n_h = 3$ N/cm³.

Si ottiene dunque la seguente distribuzione della costante di sottofondo lungo la lunghezza dei pali.

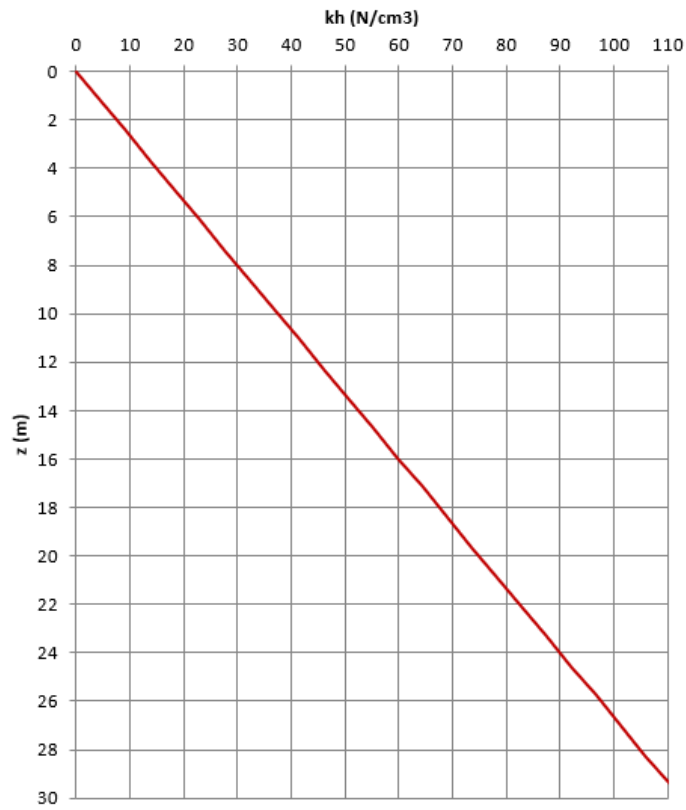


Figura 19: Distribuzione della costante di sottofondo

8.3.1 Ante-operam

Per l'analisi ante-operam, il taglio ed il momento flettente dovuti ad un taglio massimo in testa pari a 591 kN sono riportati nelle seguenti figure

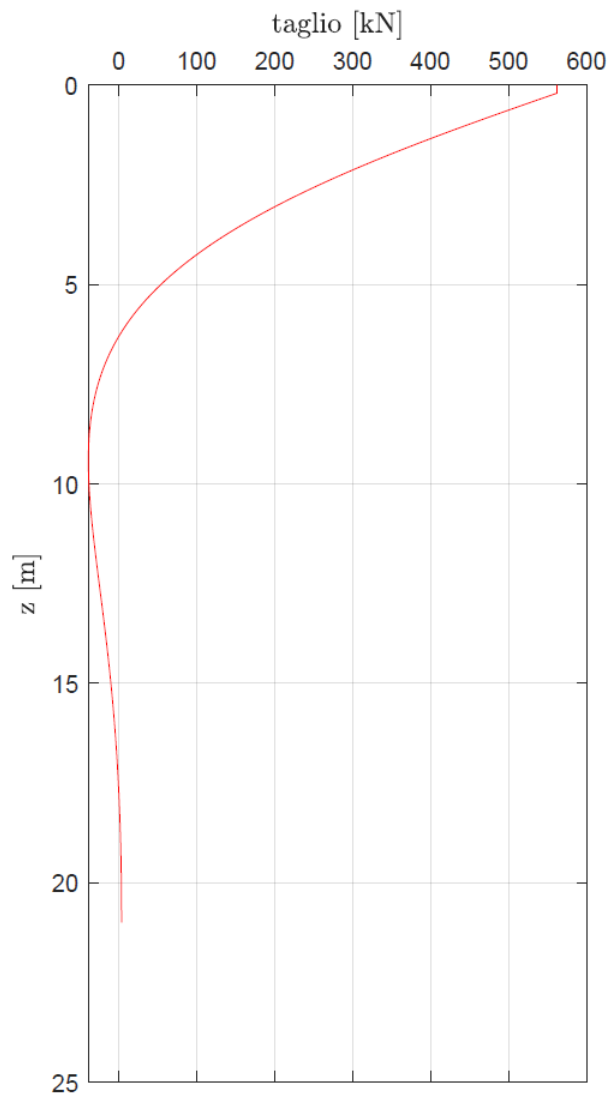


Figura 20: Taglio lungo il palo più sollecitato; ante-operam

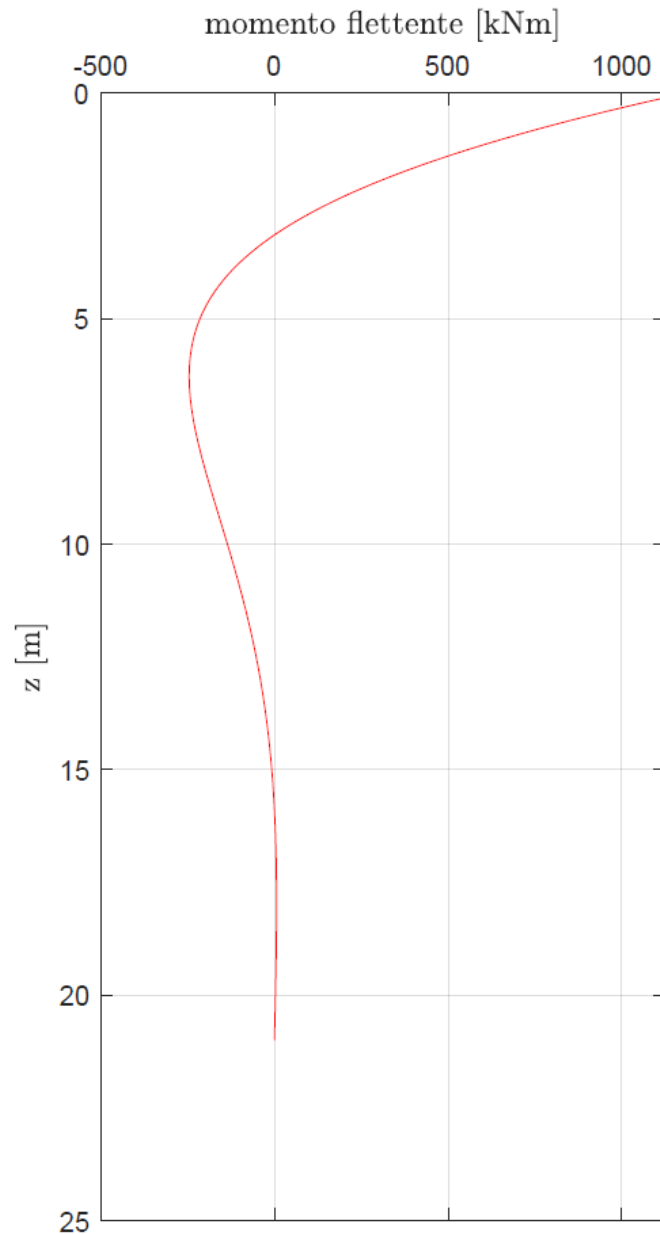


Figura 21: Momento flettente lungo il palo più sollecitato; ante-operam

Si riportano in Appendice i calcoli di taglio e momento resistente

8.3.2 Post-operam

Per l'analisi post-operam, il taglio ed il momento flettente dovuti ad un taglio massimo in testa pari a 634 kN sono riportati nelle seguenti figure

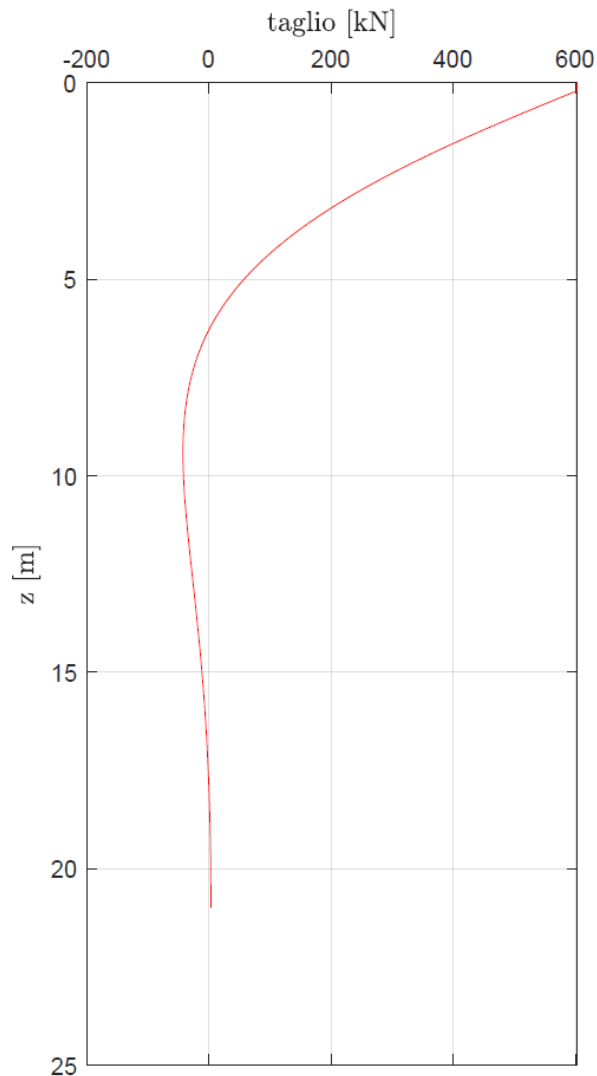


Figura 22: Taglio lungo il palo più sollecitato; post-operam

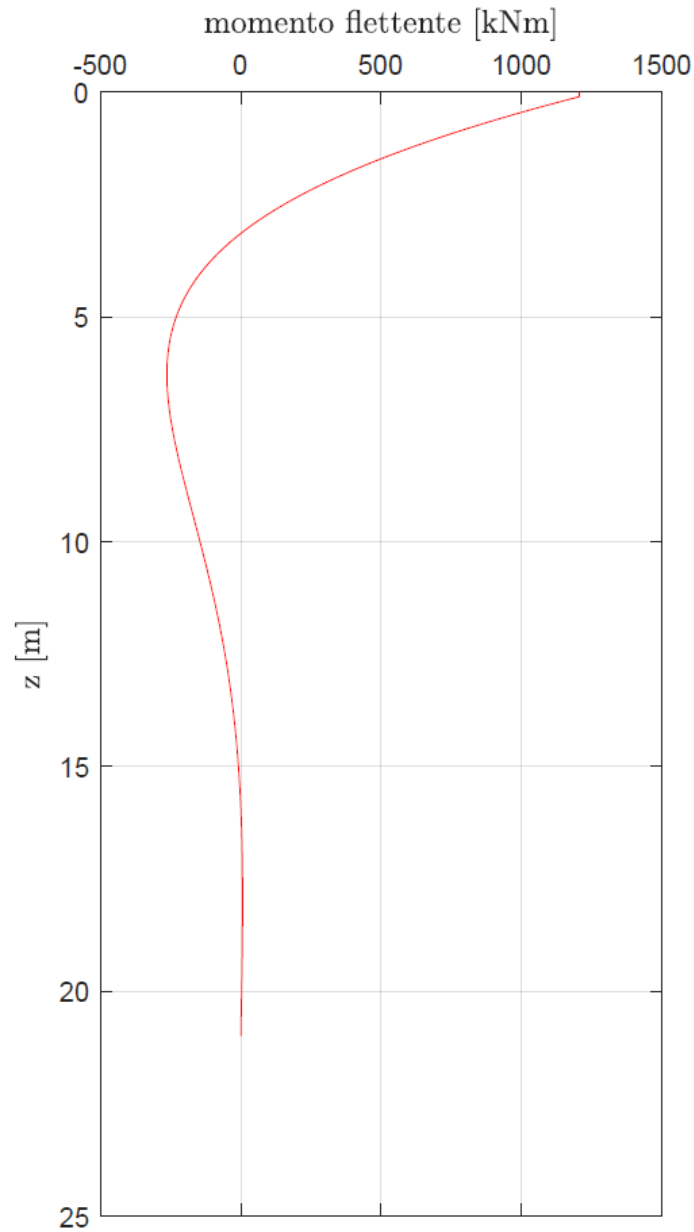


Figura 23: Momento flettente lungo il palo più sollecitato; post-operam

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA					
	<i>Relazione di vulnerabilità fondazioni e dimensionamento interventi</i>	COMMESSA IASF	LOTTO 01 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1503 001	REV. A

8.4 SINTESI DELLE VERIFICHE E INDICI DI RISCHIO

Si determina l'indice di rischio in resistenza I_R delle fondazioni relativamente ai meccanismi di portanza geotecnica (verticale e orizzontale) e di pressoflessione e taglio dei singoli pali. Il suddetto indice I_R si ottiene confrontando l'accelerazione di picco al suolo che porta alla rottura dell'elemento (PGA di capacità) con l'accelerazione di picco al suolo attesa nel sito (PGA di domanda). L'indice di rischio può quindi esprimersi sinteticamente come

$$I_R = \frac{PGA_c}{PGA_d}$$

Nel caso in esame l'accelerazione massima attesa al piano campagna è pari a $PGA_d=0.249$ g (Rif. [13]).

Coerentemente con la definizione di indice di rischio, nella tabella seguente si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni delle spalle ante- e post-operam del cavalcavia ferroviario oggetto della presente relazione.

8.4.1 Ante-operam

		Domanda	Capacità	I_R, \min	PGA_c, \min
		[kN];[kNm]	[kN];[kNm]	[-]	[g]
portanza verticale	compressione	4156	4455	1.1	0.267
	trazione	1837	3492	1.9	0.473
portanza orizzontale	palo singolo	591	271	0.5	0.114
	gruppo	4813	1951	0.4	0.101
verifiche strutturali	flessione	1123	620	0.6	0.137
	taglio	591	ND	ND	ND

Tabella 20: sintesi verifiche ante-operam

Ad eccezione della verifica geotecnica a portanza verticale, **sia la verifica a carico limite orizzontale, sia le verifiche strutturali hanno esito negativo.**

8.4.2 Post-operam

		Domanda [kN];[kNm]	Capacità [kN];[kNm]	IR,min [-]	PGAc,min [g]
portanza verticale	compressione	2004	4455	2.1	0.520
	trazione	1101	3492	4.9	1.217
portanza orizzontale	palo singolo	634	1258	1.4	0.337
	gruppo	4813	8051	1.2	0.305
verifiche strutturali	flessione	1205	4273	2.3	0.572
	taglio	634	1189	1.2	0.303

Tabella 21: sintesi verifiche post-operam

Tutte le verifiche hanno esito positivo.

A. APPENDICE

Si riporta in Tabella 22 il calcolo del taglio resistente per i pali di fondazione

Taglio resistente sezione circolare armata (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	120 cm	Diametro sezione circolare
d'	10 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
f _{ck}	25.0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
α _{cc}	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
n	2	Numero di braccia delle staffe
φ	12 mm	Diametro delle staffe
p	10 cm	Passo delle staffe
f _{yk}	313 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
V _{Ed}	978 KN	Taglio di progetto
Risultati		
b _e	108 cm	Base sezione rettangolare equivalente
d _e	96 cm	Altezza sezione rettangolare equivalente
f _{cd}	14.17 N/mm ²	Resistenza massima di calcolo del cls
f _{yd}	271.7 N/mm ²	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
A _{sw}	22.61 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
d	86 cm	Altezza sezione
θ	21.80 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° < q=45°
ctgθ	2.50	Cotangente di teta
V _{Rds}	1189 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
V _{Rdc}	2042 KN	Resistenza puntone di cls
V _{Rd}	✓ 1189 KN	Taglio resistente

Tabella 22: Taglio resistente per la sezione circolare armata dei pali di fondazione post-operam

In Tabella 23 si riporta il momento di plasticizzazione dei pali ante-operam

Titolo: VI15-pali ante-operam

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 12
Diametro barre: 2 [cm]
Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali:
 Feb38k-LC LC-dutt
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 313 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 16.72
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.565 ‰ σ_{c,adm}: 8.5
 σ_{s,adm}: 215 N/mm² τ_{co}: 0.5333
 τ_{c1}: 1.686

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 620.4 kN m
 σ_c: -16.72 N/mm²
 σ_s: 313 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 27.62 ‰
 d: 114 cm
 x: 12.82 x/d: 0.1125
 δ: 0.7

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

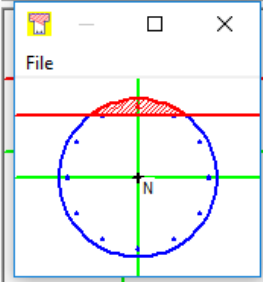


Tabella 23: Momento di plasticizzazione per la sezione circolare dei pali di fondazione ante-operam

In Tabella 24 si riporta il momento di plasticizzazione dei pali post-operam

Titolo : VI15-post-operam

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 39

Diametro barre: 3 [cm]

Copriferro (baric.): 10 [cm]

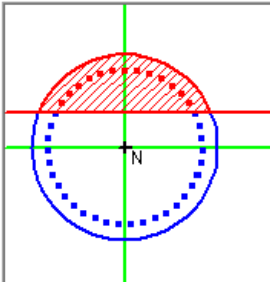
N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN

M_{xEd}: 0 kNm

M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰

f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰

E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17

E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8

ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75

σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6

τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 4 273 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²

σ_s: 391.3 N/mm²

ε_c: 3.5 ‰

ε_s: 6.603 ‰

d: 109.8 cm

x: 38.05 x/d: 0.3464

δ: 0.873

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Tabella 24: Momento di plasticizzazione per la sezione circolare dei pali di fondazione post-operam