

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

CAVALCAFERROVIA NV04 al km 14+559 (ex km 14+393):

Relazione di calcolo - Vulnerabilità delle fondazioni

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
IA05	01	D	09	CL	NV0403	001	A

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

File: IA0501D09CLNV0304001A

n. Elab.: .

 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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	2 di 31

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	4
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
4.1	DEFINIZIONE DEL PROFILO GEOTECNICO	7
5.	DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI.....	8
6.	ANALISI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE.....	11
	6.1.1 <i>Analisi agli stati limite</i>	11
	6.1.2 <i>Resistenze di progetto carico verticale</i>	11
	6.1.3 <i>Resistenze di progetto carico orizzontale</i>	14
7.	ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLE FONDAZIONI.....	19
7.1	SPALLA FISSA	19
	7.1.1 <i>SLV</i>	19
8.	CAPACITÀ PORTANTE	21
8.1	CARICO LIMITE VERTICALE	22
	8.1.1 <i>Spalla Fissa</i>	22
8.2	CARICO LIMITE ORIZZONTALE	24
8.3	CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI PALI.....	25
8.4	SINTESI DELLE VERIFICHE	29
A.	APPENDICE	30

	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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	3 di 31

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riporta la valutazione della vulnerabilità sismica semplificata delle fondazioni della spalla fissa del Cavalcavia NV04 ubicato al km 14+559 (ex km 14+393) della linea Ferrandina Scalo-Matera La Martella.

L'opera si compone di una singola campata da 21m con un impalcato di larghezza 6 m e schema statico di travi poggiate.

In Figura 1 si riporta una vista rappresentativa del manufatto.

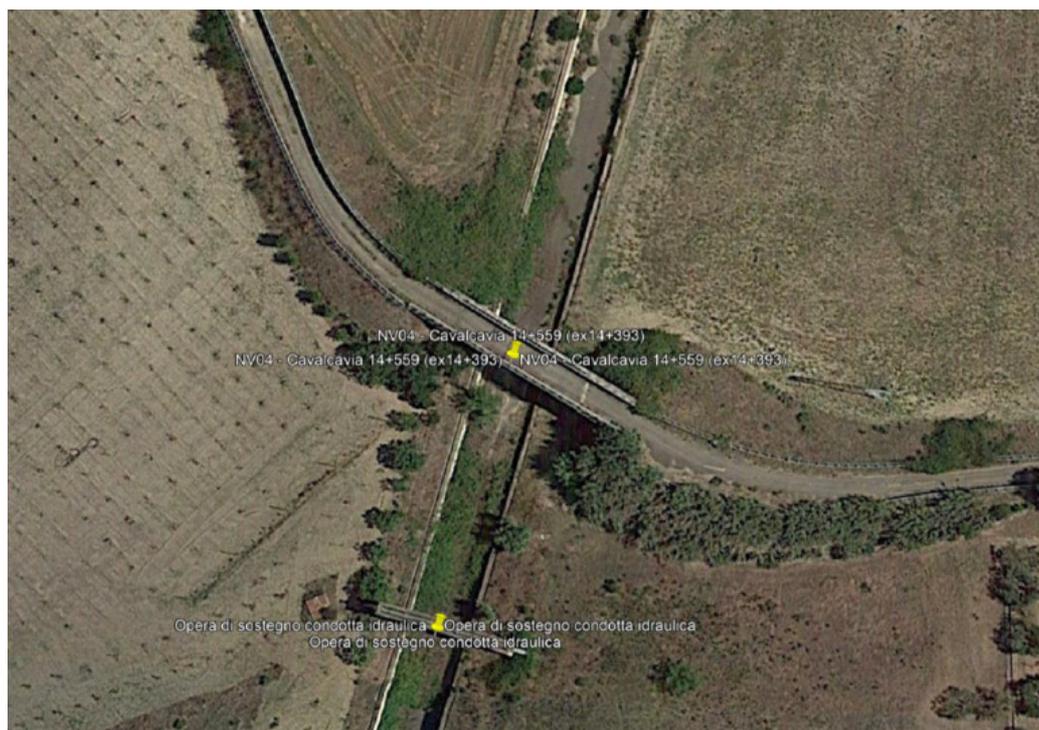


Figura 1: Vista satellitare rappresentativa dell'opera.

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 sono stati dunque valutati i seguenti meccanismi di collasso:

Collasso strutturale dei pali di fondazione e/o collasso del sistema geotecnico pali-terreno.

	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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0403 001	A	4 di 31

2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. Circolare N.7 del 21-01-2019, C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'Applicazione Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N.3]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- [N.4]. 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

2.2 **Elaborati di riferimento**

- [DC1]. IA5F00D78RHGE0005001 - Nuova Linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica;
- [DC2]. IA5F00D78F6GE0005001 - Nuova Linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale. Progetto Definitivo. Profilo Geotecnico.
- [DC3]. 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 2a parte. Novembre 1985.
- [DC4]. 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.
- [DC5]. Elaborati EG1÷EG11, EGA. - Studi geologici e geotecnici: consolidamenti e calcolo fondazioni. 1987.
- [DC6]. IA5F01D09CLNV0300001A - Relazione di calcolo - Vulnerabilità NV03
- [DC7]. IA5F01D09ROVI0000001A Relazione tecnico-illustrativa: Materiali, Fattore di confidenza e criteri di calcolo -

	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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	5 di 31

2.3 Riferimenti bibliografici

- [1].Bowles J. E. (1996). Foundation analysis and design. McGraw-Hill Company.
- [2].Lancellotta R. (1987). Geotecnica. Zanichelli.
- [3].Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York.
- [4].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).
- [5].Jamilkowski, M. (1968). Dimensionamento delle fondazioni a pozzo. In: Atti della società degli ingegneri e degli architetti di Torino, 22 (07) (1968).

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 illustrativa [DC4].

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} · 0.83=	16.7	MPa	Resistenza di progetto per meccanismi DUTTILI
f _{cd} = R _{ck} · 0.83/FC/γ _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} ≥	375.0	MPa	Tensione caratteristica allo snervamento
f _{tk} ≥	450.0	MPa	Tensione caratteristica a rottura
γ _{s_duttile} =	1	-	Coeff. parz. di sicurezza per meccanismi DUTTILI
γ _{s_fragile} =	1.15	-	Coeff. parz. di sicurezza per meccanismi FRAGILI
f _{yd} = f _{yk} /FC/γ _{s_duttile} =	312.5	MPa	Tensione di progetto allo snervamento per meccanismi DUTTILI
f _{yd} = f _{yk} /FC/γ _{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

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 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.

Coerentemente con la Relazione Geotecnica Generale [DC1], si riportano in Tabella 3 i parametri geotecnici assunti per la verifica dei pali di fondazione

Parametri	Unità 2	Unità 3	
prof. strato da intradosso plinto	da 0 a 23m	da 23 a 35m	
γ [kN m ⁻³]	19.0	19.0	Peso specifico terreno
φ [°]	-	26	Angolo d'attrito
c [kPa]	-	75	Coesione drenata
c_u [kPa]	200	-	Coesione non drenata
E_{op} [MPa]	70.0	1200.0	Modulo elastico operativo

Tabella 3: proprietà meccaniche unità stratigrafica

5. DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI

L'opera oggetto delle analisi è un cavalcavia stradale che attraversa la linea ferroviaria Ferrandina-Matera a binario singolo, di lunghezza complessiva 63m. Il cavalcavia è costituito da una campata in c.a.p. a fili aderenti in semplice appoggio di luce pari a 21.0 m; l'opera presenta uno sghembo di 75° rispetto all'asse ferroviario.

Le spalle sono costituite da strutture scatolari in c.a. (muro frontale di spessore 1.55 m, muri andatori di spessore 0.8 m, zattera di fondazione 5.60 x 10.66 m di spessore 1.50m) con fondazione su 12 pali D800 di lunghezza $L = 25.0$ m.

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

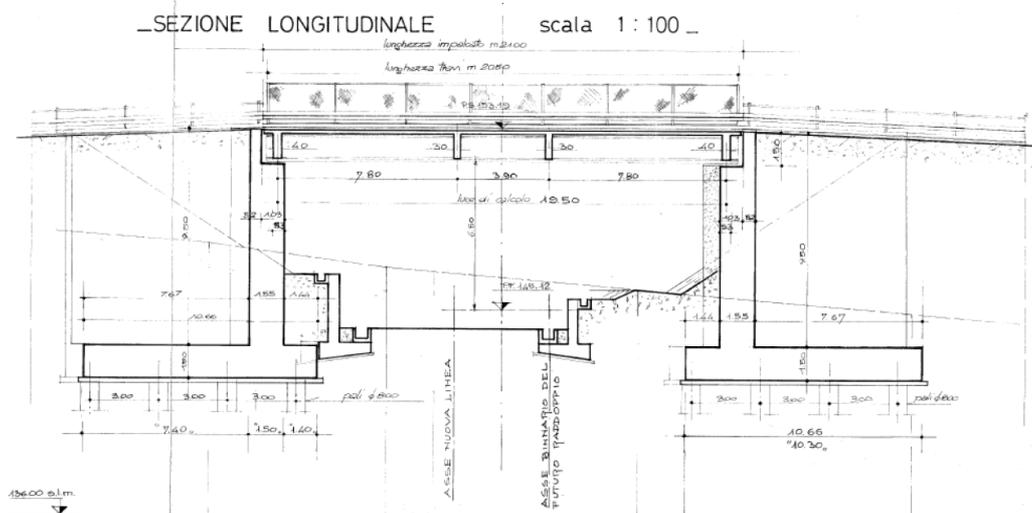


Figura 2: Sezione longitudinale

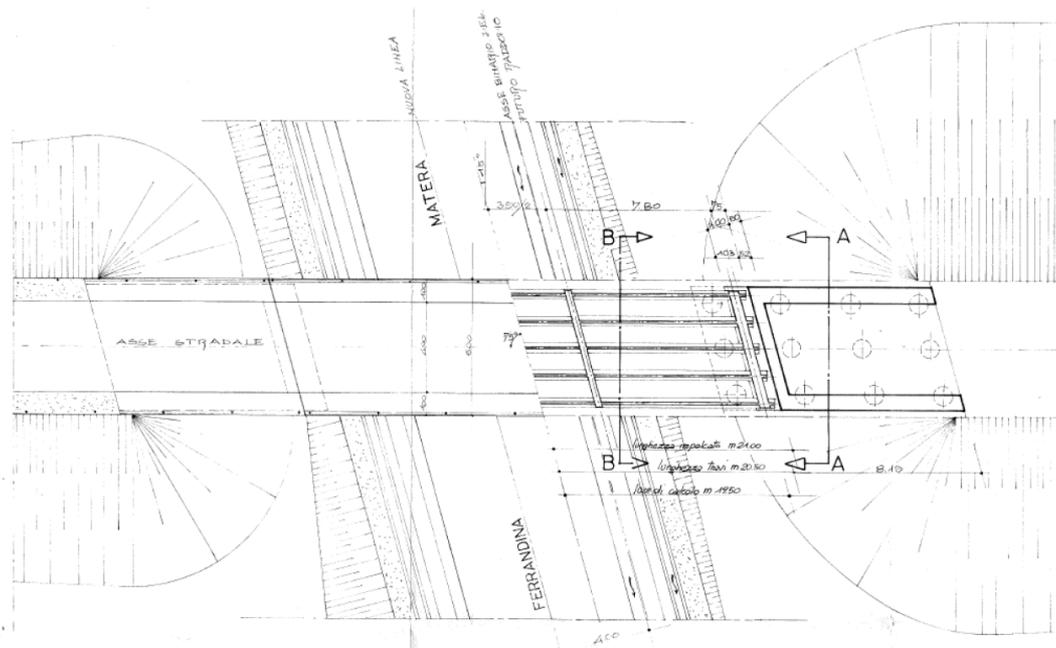


Figura 3: Pianta alla risega di fondazione

Dagli elaborati di progetto originale si evince la configurazione delle carpenterie e delle armature relative ai pali di fondazione. In particolare, per le analisi di interesse della presente relazione, si riporta il dettaglio delle armature dei pali D800:

	superiore	inferiore
flessione	12 ϕ 18	6 ϕ 18
taglio	ϕ 8/10	ϕ 8/20

Figura 4: Sintesi armatura pali di fondazione

A seguire il dettagli della distinta d'armatura tipo per i pali di fondazione

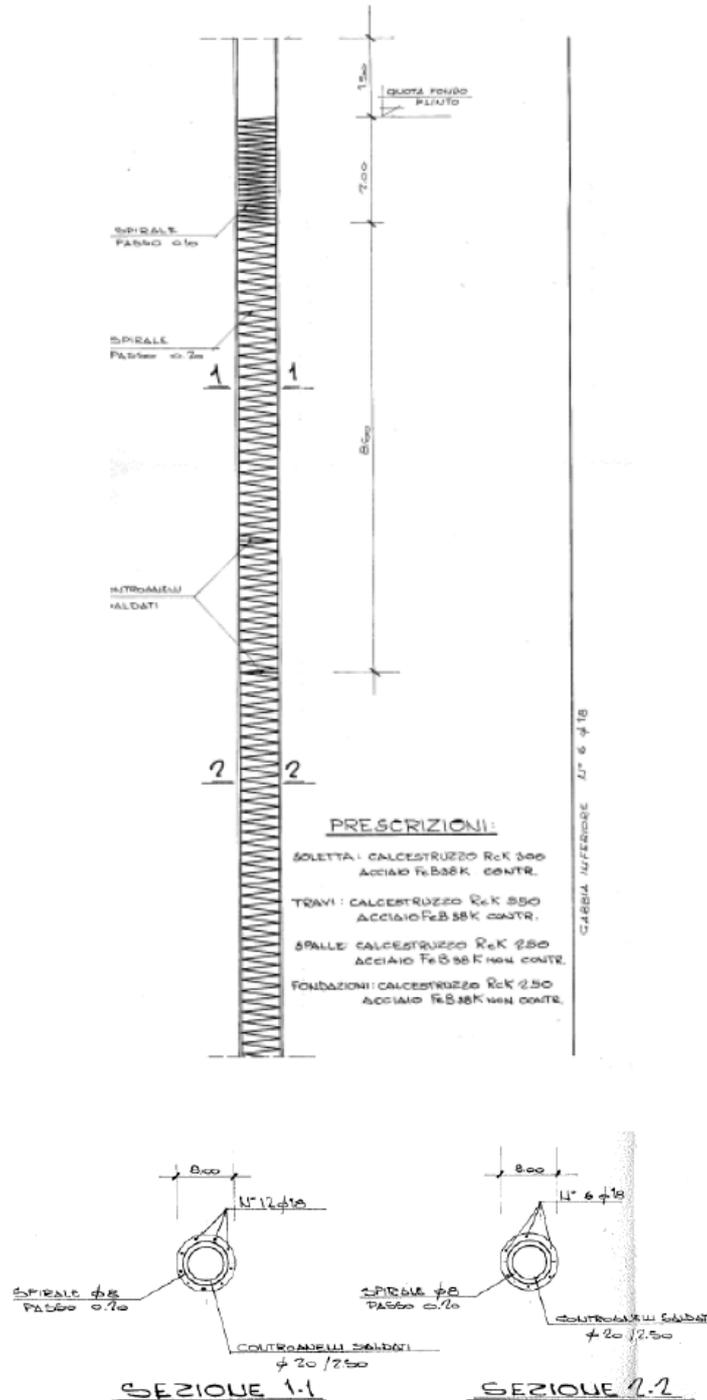


Figura 5: Distinta tipo d'armatura palo D800 e relative sezioni trasversali

 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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	11 di 31

6. ANALISI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE

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

6.1.1 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.

6.1.2 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.

6.1.2.1 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;
- $k_{s,i} = 1 - \tan \varphi_i$.

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:

- $c_u \leq 25 \text{ kPa} \quad \alpha = 0.90$
- $25 < c_u < 50 \quad \alpha = 0.80$
- $50 < c_u < 75 \quad \alpha = 0.60$

 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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	13 di 31

$$\triangleright c_u \geq 75 \quad \alpha = 0.40$$

6.1.2.2 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.

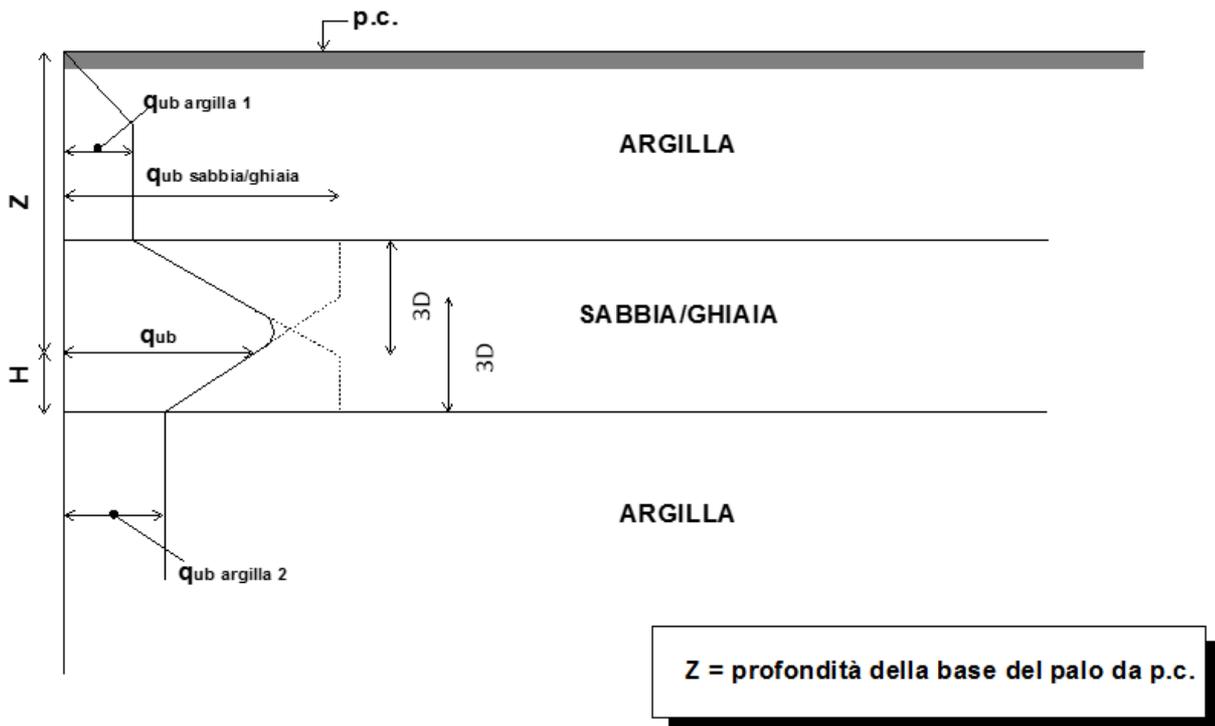


Figura 1: Portata limite di base in terreni stratificati (Meyerhof, 1976)

6.1.3 Resistenze di progetto carico orizzontale

6.1.3.1 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:

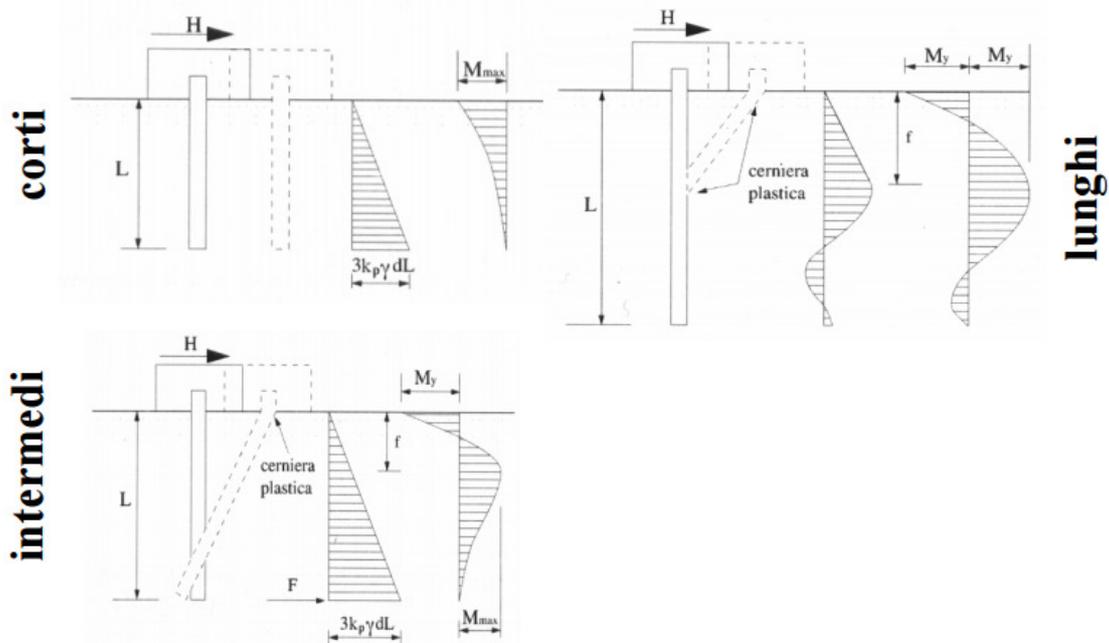
Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

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 4: 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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	17 di 31

6.1.3.2 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 = efficienza della palificata, pari a 0.75;
- n_{pali} = numero totale di pali;
- $H_{lim,i}$ = portanza del singolo palo

 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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	19 di 31

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)

7.1 Spalla Fissa

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.

7.1.1 SLV

		V2	M3	V3	M2	T	P	
V2	max	3 766	14 802	296	1 254	0	13 133	SLV_1
V2	min	2 882	11 940	987	4 180	0	13 260	SLV_3
M3	max	3 766	14 802	296	1 254	0	13 133	SLV_1
M3	min	2 882	11 721	987	4 180	0	12 964	SLV_4
V3	max	2 882	11 940	987	4 180	0	13 260	SLV_3
V3	min	3 766	14 802	296	1 254	0	13 133	SLV_1
M2	max	2 882	11 940	987	4 180	0	13 260	SLV_3
M2	min	3 766	14 802	296	1 254	0	13 133	SLV_1
T	max	3 766	14 802	296	1 254	0	13 133	SLV_1
T	min	3 766	14 802	296	1 254	0	13 133	SLV_1
P	max	2 882	11 940	987	4 180	0	13 260	SLV_3
P	min	3 766	14 583	296	1 254	0	12 837	SLV_2

Tabella 5: scarichi ad intradosso plinto della spalla fissa

A seguire le sollecitazioni ridistribuite per equilibrio a testa palo. In Tabella 6 si riportano gli sforzi normali mentre in Tabella 7 è stata riportata l'azione di taglio.

N palo	Coordinate Pali rispetto baricentro zattera (*)		SLV_1	SLV_3	SLV_4	SLV_2		
	2 (m)	3 (m)	N _{Ed,i} (kN)	N _{Ed,i} (kN)	N _{Ed,i} (kN)	N _{Ed,i} (kN)		
1	4.50	2.00	1666	1764	1732	1634		
2	1.50	2.00	1337	1499	1472	1310		
3	-1.50	2.00	1008	1234	1211	986		
4	-4.50	2.00	679	968	951	662		
5	1.50	0.00	1259	1238	1211	1232		
6	-1.50	0.00	930	972	950	908		
7	-4.50	0.00	601	707	690	584		
8	4.50	0.00	1588	1503	1471	1556		
9	4.50	-2.00	1509	1242	1210	1477		
10	1.50	-2.00	1181	976	949	1153		
11	-1.50	-2.00	852	711	689	829		
12	-4.50	-2.00	523	446	428	505		
			1666	1764	1732	1634	1764	MAX
			523	446	428	505	428	MIN

Tabella 6: sintesi sforzo normale azioni testa pali

N palo	Coordinate Pali rispetto baricentro pila		SLV1	SLV_3	SLV_4	SLV2		
	2 (m)	3 (m)	H _{Ed,i} (kN)	H _{Ed,i} (kN)	H _{Ed,i} (kN)	H _{Ed,i} (kN)		
1	4.50	2.00	315	254	254	254		
2	1.50	2.00	315	254	254	254		
3	-1.50	2.00	315	254	254	254		
4	-4.50	2.00	315	254	254	254		
5	1.50	0.00	315	254	254	254		
6	-1.50	0.00	315	254	254	254		
7	-4.50	0.00	315	254	254	254		
8	4.50	0.00	315	254	254	254		
9	4.50	-2.00	315	254	254	254		
10	1.50	-2.00	315	254	254	254		
11	-1.50	-2.00	315	254	254	254		
12	-4.50	-2.00	315	254	254	254		
			315	254	254	254	315	MAX
			315	254	254	254	254	MIN

Tabella 7: sintesi taglio in testa pali

Le sollecitazioni massime (e minime) di calcolo sono dunque:

- $N_{\max} = 1764$ kN
- $N_{\min} = 428$ kN
- $H_{\max} = 315$ kN

8. CAPACITÀ PORTANTE

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

Geometria																		
Dpalo	0.80	m	diametro palo															
zpalo	2.50	m	quota testa palo															
zw	0.00	m	quota falda															
Lpalo	25.00	m	lunghezza palo															
ppk,palo	314.2	kN	peso proprio palo															

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]	Nq^* (LT)	Nc (LT)	Nq^* (BT)	Nc (BT)	k_s	μ	α	slim [kPa]	qlim [kPa]
1	25.00	0	25	19.00	0.00	0.00	200.00	4.00		1.00	9	1.000	0.000	0.4	150.00	4000.00
2	10.00	25	35.00	19.00	75.00	26.00	0.00	4.77	7.73	4.77	-	0.562	0.488	-	170.00	6000.00

Tabella 8: Dati input stratigrafia per calcolo capacità portante NV04-Spalla fissa

8.1 CARICO LIMITE VERTICALE

8.1.1 Spalla Fissa

A seguire le curve di capacità portante verticale secondo quanto indicato alla Sezione 6.1.2

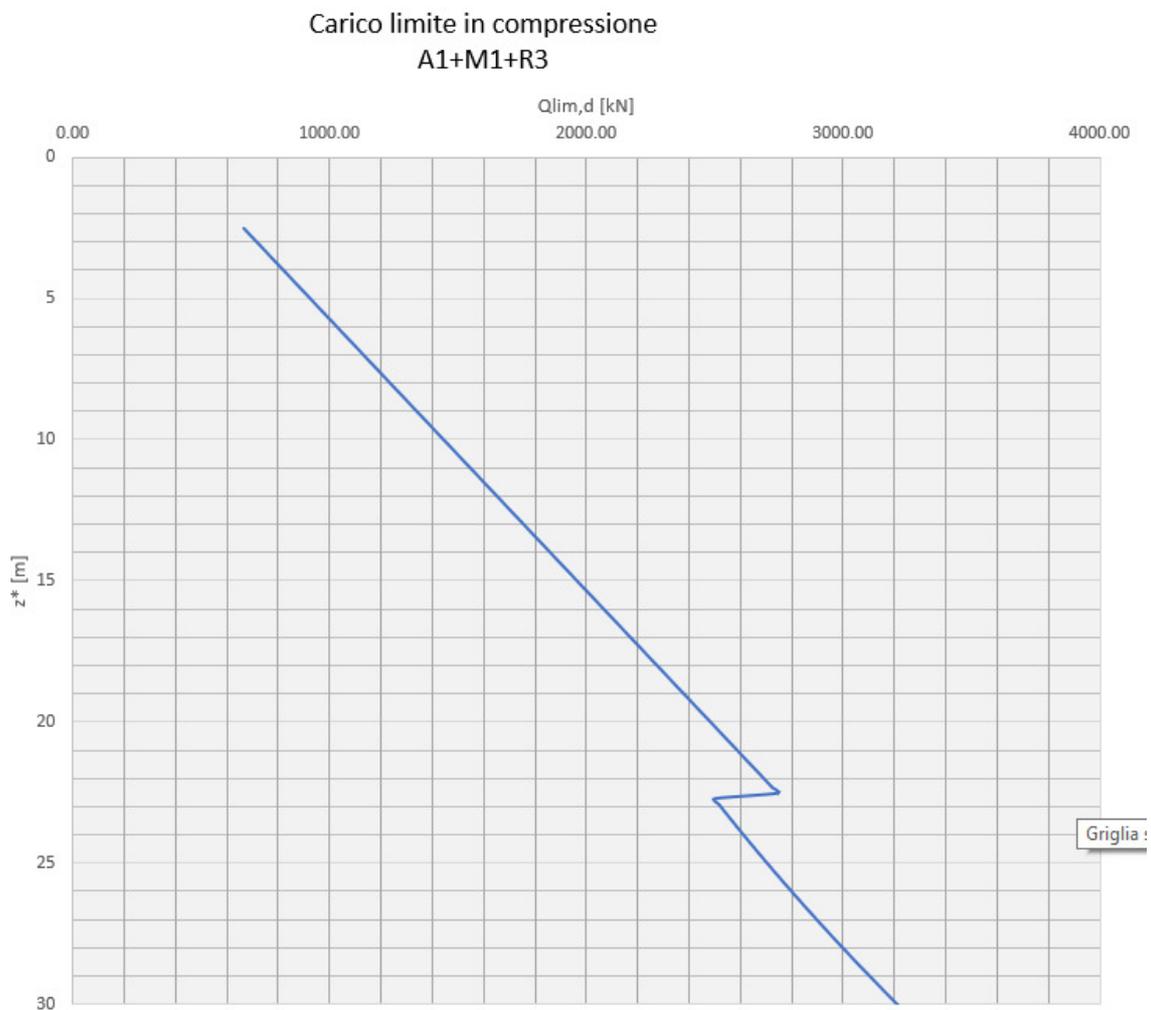


Figura 6: Carico limite verticale in compressione per un palo della spalla fissa-NV04.

Carico limite in trazione
A1+M1+R3

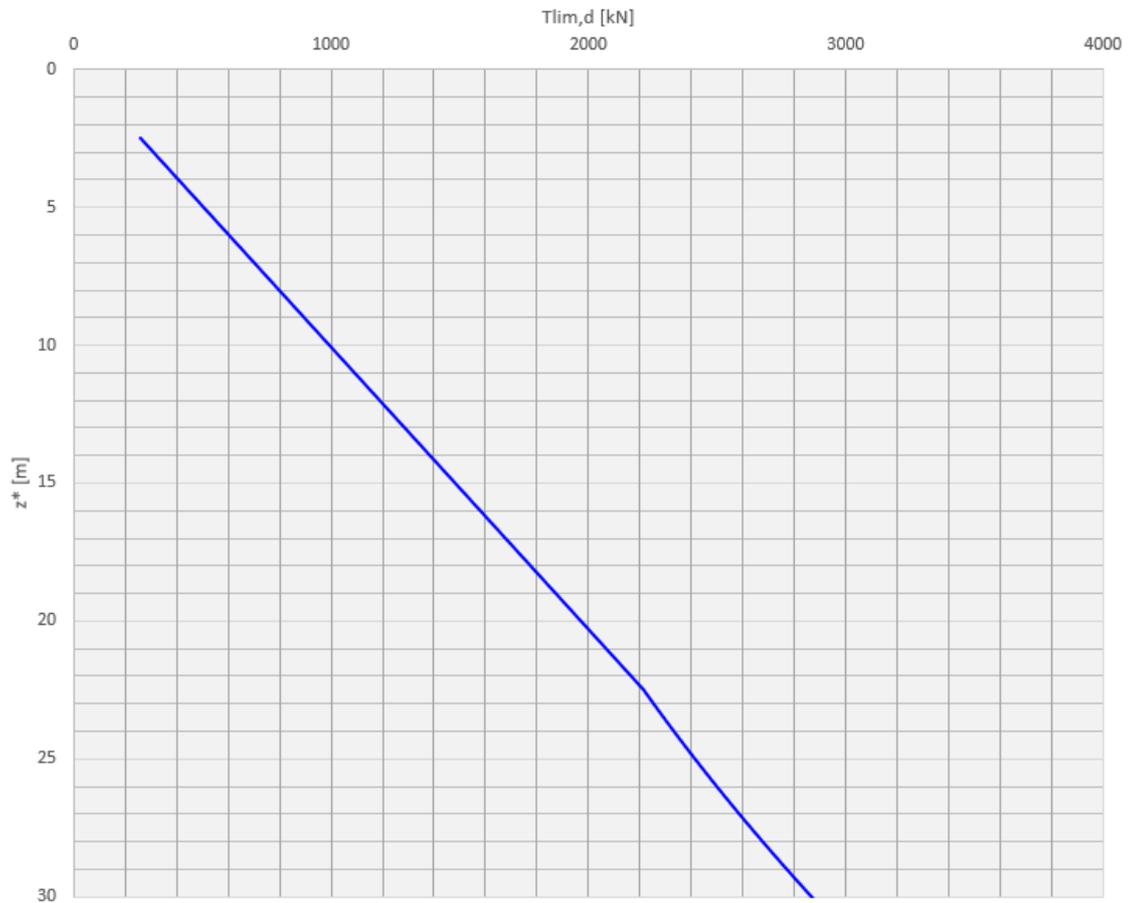


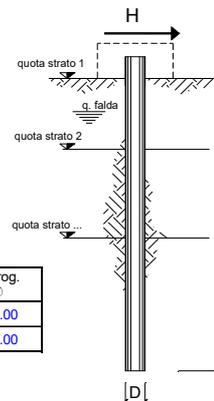
Figura 7: Carico limite verticale in trazione per un palo della spalla fissa-NV04.

8.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Le verifiche a carico limite orizzontale sono state effettuate secondo quanto illustrato nella Sezione 6.1.3. Si riportano i risultati relativi alle combinazioni di carico allo SLV.

opera **ferrandina-matera NV04_Spalla Fissa**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ef}	γ_{cu}	γ_T
SLV	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	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	9		1.00	200		1.00	200
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		85.00	19	9		1.00	200		1.00	200
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		75.00	19	9	26	2.56		26	2.56	
<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 **97.5** (m)
 Diametro del palo D **0.80** (m)
 Lunghezza del palo L **25.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **318.32** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctri+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	468.0 (kN)		468.0 (kN)	
Palo intermedio	13276.8 (kN)		13276.8 (kN)	
Palo corto	34286.4 (kN)		34286.4 (kN)	

H_{med} 468.0 (kN) Palo lungo H_{min} 468.0 (kN) Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med} \cdot \xi_3 ; R_{min} / \xi_4) \quad 275.29 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k / \gamma_T \quad 211.76 \quad (\text{kN})$$

Carico Assiale Permanente (G): G = **315** (kN)

Carico Assiale variabile (Q): Q = **0** (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = \quad 315.00 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = \quad 0.67$$

Figura 8: Taglio lungo il palo più sollecitato della Spalla Fissa

 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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	25 di 31

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 9: 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.

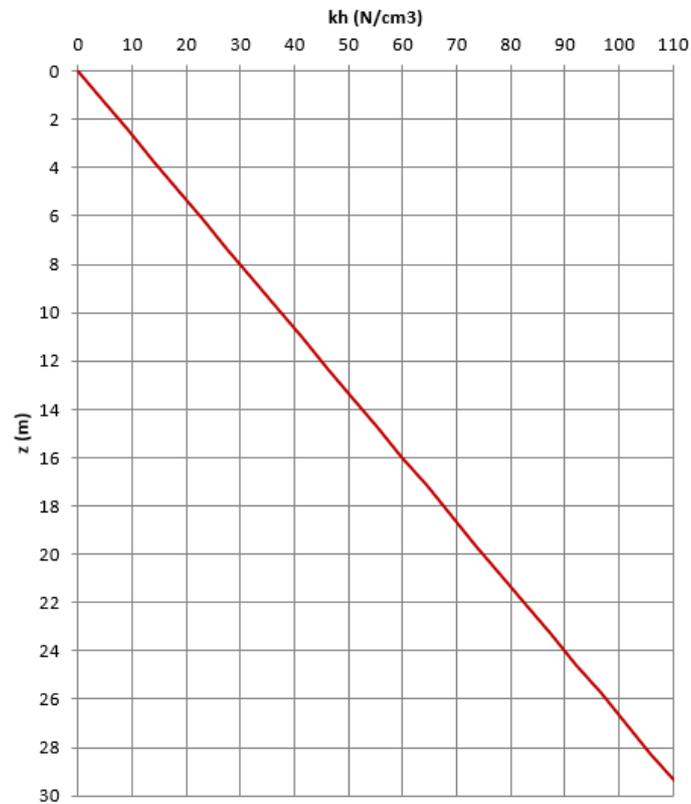


Figura 9: Distribuzione della costante di sottofondo

Per la spalla, il taglio ed il momento flettente dovuti ad un taglio massimo in testa pari a 351 kN sono riportati nelle seguenti figure

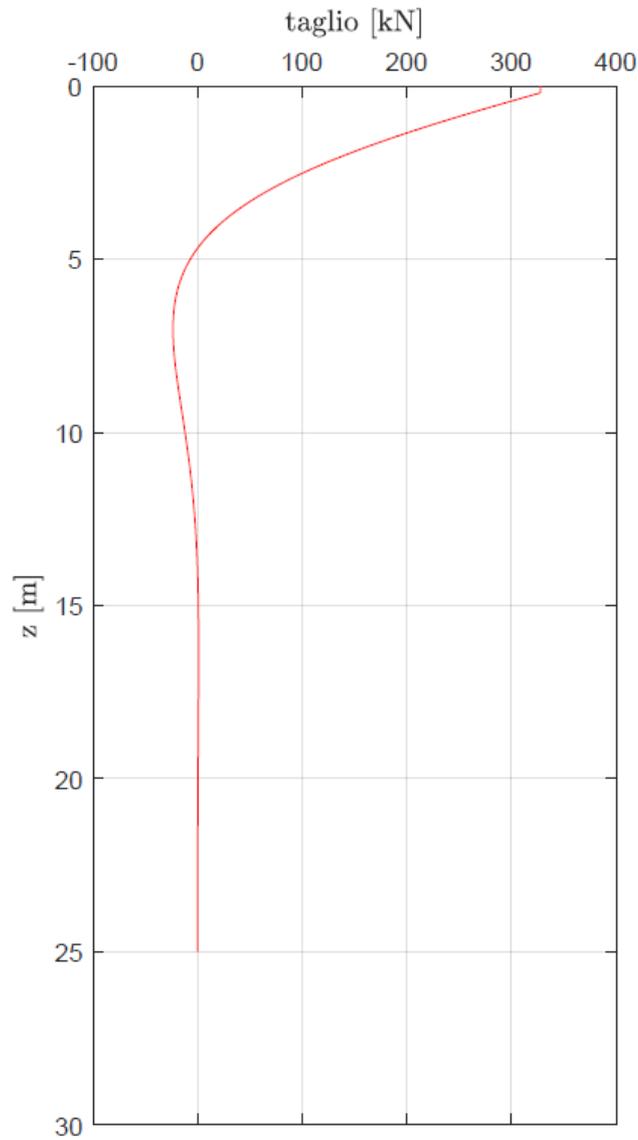


Figura 10: Taglio lungo il palo più sollecitato della spalla fissa

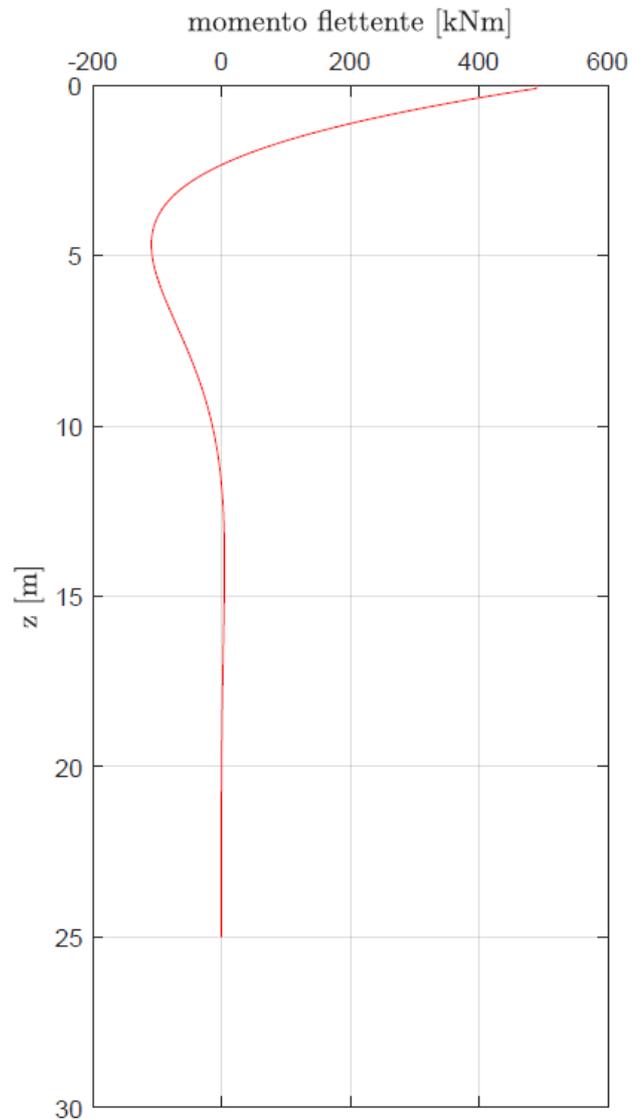


Figura 11: Momento flettente lungo il palo più sollecitato della spalla fissa

Si riportano in Appendice i calcoli di taglio e momento resistente

 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					
VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IASF	01 D 09	CL	NV0403 001	A	29 di 31

8.4 SINTESI DELLE VERIFICHE

Nella tabella seguente si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni della spalla fissa del cavalcavia oggetto della presente relazione

		Domanda	Capacità	FS
		[kN]	[kN]	[-]
portanza verticale	compressione	1764	2698	1.5
	trazione	428	2404	5.6
portanza orizzontale	palo singolo	315	212	0.7
	gruppo	3778	1908	0.5
strutturali	flessione	488	319	0.7
	taglio	315	359	1.1

Tabella 10: sintesi verifiche

Sia la verifica a carico limite orizzontale, sia la verifica strutturale a flessione hanno esito negativo.

A. APPENDICE

Si riporta in Tabella 11 il calcolo del taglio resistente per i pali di fondazione

Taglio resistente sezione circolare armata (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5)		
Dati		
D	80 cm	Diametro sezione circolare
d'	5 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
f _{ck}	20.3 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	8 mm	Diametro delle staffe
p	10 cm	Passo delle staffe
f _{yk}	313 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
V _{Ed}	315 KN	Taglio di progetto
Risultati		
b _e	72 cm	Base sezione rettangolare equivalente
d _e	63 cm	Altezza sezione rettangolare equivalente
f _{cd}	11.50 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}	10.05 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
d	58 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}	359 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
V _{Rdc}	751 KN	Resistenza puntone di cls
V _{Rd}	✓ 359 KN	Taglio resistente

Tabella 11: Taglio resistente per la sezione circolare armata dei pali di fondazione

In Figura 12 si riporta il momento resistente dei pali

Titolo : NV04-SpallaFissa

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 12
 Diametro barre: 1.8 [cm]
 Copriferro (baric.): 5 [cm]

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [] kN
 M_{xEd}: 0 [] kNm
 M_{yEd}: 0 [] kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

Feb38k-LC	LC-dutt
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 313 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 210 000 N/mm ²	f_{cd} 16.72
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
ϵ_{syd} 1.49 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8.5
$\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm ²	τ_{co} 0.5333
	τ_{c1} 1.686

M_{xRd} 318.7 [] kN m

σ_c -16.72 [] N/mm²
 σ_s 313 [] N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 18.75 ‰
 d 75 [] cm
 x 11.8 [] x/d 0.1573
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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 []

L_o 0 [] cm Col. modello []

Precompresso

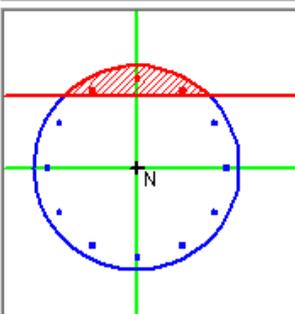


Figura 12: Momento resistente pali di fondazione