

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 NV05 al km 18+662 (ex km 18+486):**

**Relazione di calcolo - Vulnerabilità delle fondazioni**

SCALA:

-

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

IA05   01   D   09   CL   NV0503   001   A   I

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A.F. Rotunno <i>[Signature]</i>	Lug. 2019	M. D'Effremo <i>[Signature]</i>	Lug. 2019	<i>[Signature]</i>	Lug. 2019	A. Vittozzi Lug. 2019 <i>[Signature]</i> ITALFERR S.p.A. Ufficio Operative, Gestione delle varianti Dott. Ing. Daniele Vittozzi Responsabile degli Impieghi della Provincia di Roma N° A20788

File: IA0501D09CLNV0503001A

n. Elab.:

## 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>	<i>11</i>
6.1.2	<i>Resistenze di progetto carico verticale.....</i>	<i>11</i>
6.1.3	<i>Resistenze di progetto carico orizzontale.....</i>	<i>14</i>
7.	ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLE FONDAZIONI.....	19
7.1	PILA P1 .....	19
7.1.1	<i>SLV.....</i>	<i>19</i>
8.	CAPACITÀ PORTANTE .....	21
8.1	CARICO LIMITE VERTICALE .....	22
8.1.1	<i>Pila P1.....</i>	<i>22</i>
8.2	CARICO LIMITE ORIZZONTALE .....	24
8.3	CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI PALI.....	25
8.4	SINTESI DELLE VERIFICHE.....	29
A.	APPENDICE .....	30

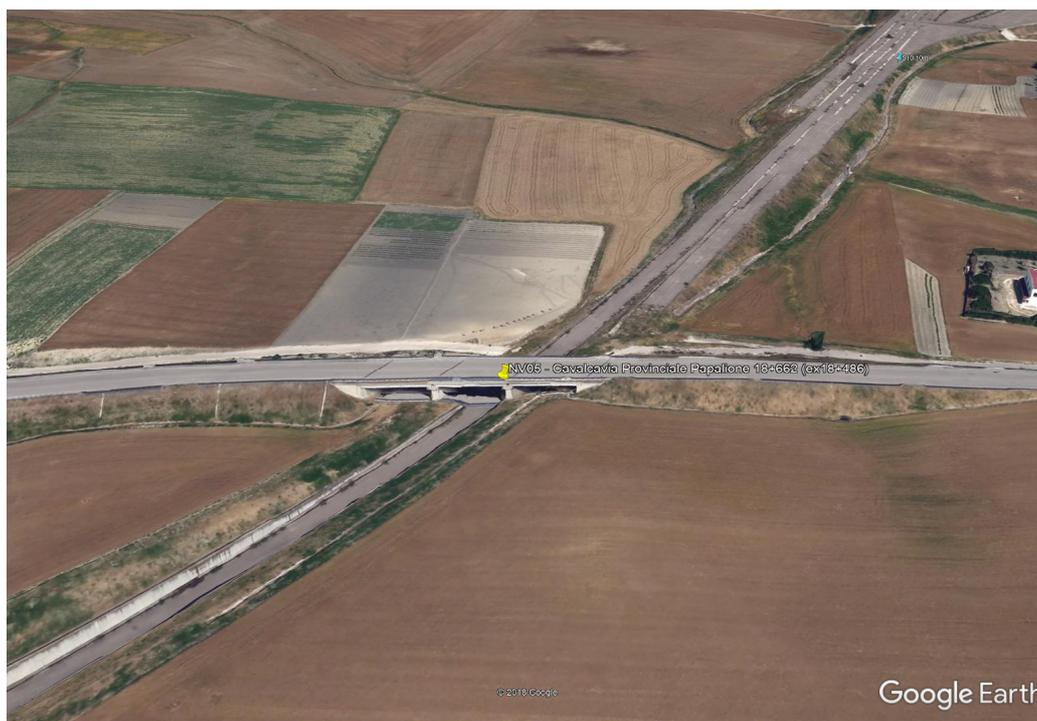
 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	3 di 31

## 1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riporta la valutazione della vulnerabilità sismica semplificata delle fondazioni della pila P1 del Cavalcavia NV05-cavalcavia Provinciale Papalione ubicato al km 18+662 (ex km 18+486) della linea Ferrandina Scalo-Matera La Martella.

L'opera si compone di 3 campate da 21m con un impalcato di larghezza 13m 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.

	<b>Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 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					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 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 [DC7].

<u>Calcestruzzo</u>			
Parametri	Valore	U.M.	Descrizione
LC=	2	-	livello di conoscenza
Classe	20/25	-	Classe di calcestruzzo
FC=	1.2	-	fattore di confidenza
R <sub>ck</sub> =	25	MPa	Resistenza caratteristica cubica
R <sub>cd</sub> =R <sub>ck</sub> /FC=	20.8	MPa	Resistenza caratteristica di progetto
f <sub>cd</sub> = R <sub>cd</sub> · 0.83=	<b>16.7</b>	MPa	Resistenza di progetto per meccanismi <b>DUTTILI</b>
f <sub>cd</sub> = R <sub>ck</sub> · 0.83/FC/γ <sub>C</sub> =	<b>11.1</b>	MPa	Resistenza di progetto per meccanismi <b>FRAGILI</b>
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 MPa=	24.7	MPa	Valore medio resistenza cilindrica
γ <sub>C</sub> =	1.5	-	Coeff. parziale di sicurezza relativo al ds

Tabella 1: proprietà meccaniche calcestruzzo-LC2

<u>Acciaio Feb38k</u>			
Parametri	Valore	U.M.	Descrizione
LC=	2	-	livello di conoscenza
FC=	1.2	-	fattore di confidenza
f <sub>yk</sub> ≥	375.0	MPa	Tensione caratteristica allo snervamento
f <sub>tk</sub> ≥	450.0	MPa	Tensione caratteristica a rottura
γ <sub>s_duttile</sub> =	1	-	Coeff. parz. di sicurezza per meccanismi DUTTILI
γ <sub>s_fragile</sub> =	1.15	-	Coeff. parz. di sicurezza per meccanismi FRAGILI
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> /FC/γ <sub>s_duttile</sub> =	<b>312.5</b>	MPa	Tensione di progetto allo snervamento per meccanismi <b>DUTTILI</b>
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> /FC/γ <sub>s_fragile</sub> =	<b>271.7</b>	MPa	Tensione di progetto allo snervamento per meccanismi <b>FRAGILI</b>
E <sub>s</sub> =	210000	MPa	Modulo elastico di progetto
ε <sub>yd</sub> =	0.2%	-	Deformaz. di progetto allo snervamento
ε <sub>uk</sub> =	7.5%	-	Deformaz. caratteristica a rottura

Tabella 2: proprietà meccaniche acciaio da carpenteria-LC2

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	7 di 31

## 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	
prof. strato da intradosso plinto	da 0 a 35m	
$\gamma$ [kN m <sup>-3</sup> ]	20.0	Peso specifico terreno
$\varphi'$ [°]	-	Angolo d'attrito
$c'$ [kPa]	-	Coazione drenata
$c_u$ [kPa]	200	Coazione non drenata
$E_{op}$ [MPa]	70.0	Modulo elastico operativo

Tabella 3: proprietà meccaniche unità stratigrafica

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	8 di 31

## 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 tre campate in c.a.p. in semplice appoggio di luce pari a 21m ( $L_c=19.50m$ ); l'opera presenta uno sghembo di  $51^\circ$  rispetto all'asse ferroviario.

Le pile sono realizzate da setti in c.a. a sezione rettangolare piena (spessore di circa 1.5 m). Le due pile P1 e P2 sono alte 8.0 m. Come precedentemente accennato, l'opera è fondata su pali di medio diametro (0.8 m).

Le spalle sono costituite da strutture scatolari in c.a. (muro frontale di spessore 1.80 m, muri andatori di spessore variabile tra 1.00m e 0.75m, zattera di fondazione di spessore 1.50m) con fondazione su pali D800.

Si riporta in Tabella 4 una sintesi delle dimensioni degli elementi oggetto di studio.

n° Pila	H pila [m]	dim. Fusto	Tipo Fondaz.	Dim. plinto	sp. Plinto [m]	n° pali	$\phi$ pali [mm]
P1	8	14.80x 1.54	su pali	15.44 x 6.43	1.5	8	800
P2	8	14.80x 1.54	su pali	15.44 x 6.43	1.5	8	800

Spalla	H muro [m]	sp. Muro [m]	Tipo Fondaz.	Dim. plinto	sp. Plinto [m]	n° pali	$\phi$ pali [mm]
SP. A	8	1.8	su pali	16.08x11.06	1.5	16	800
SP. B	5	1.8	su pali	16.08x11.07	1.5	16	800

Tabella 4: dimensioni elementi NV05

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

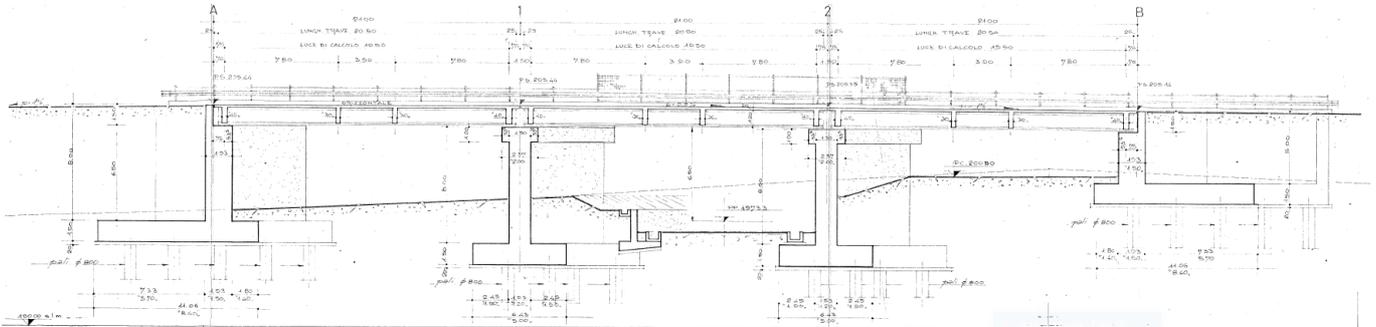


Figura 2: Sezione longitudinale

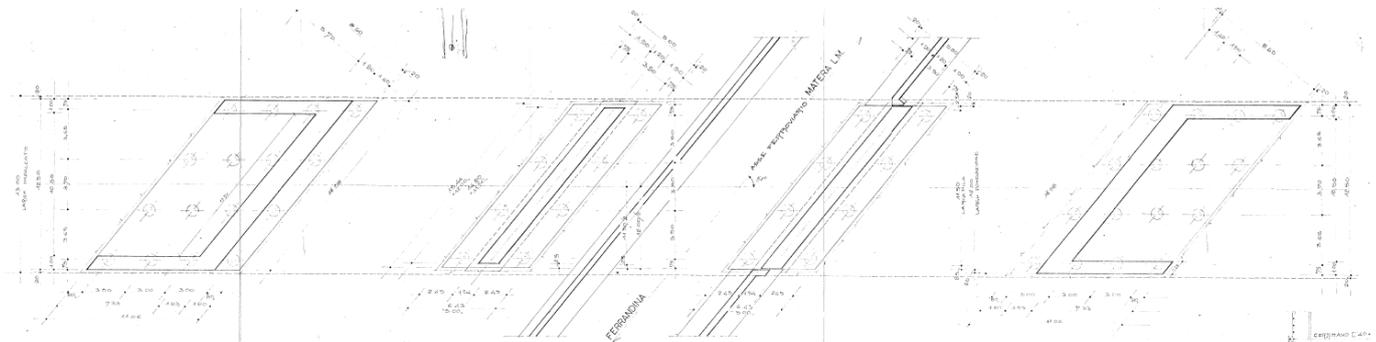


Figura 3: Pianta alla risega di fondazione

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:

**armatura pali**

sez 1	long	12fi18
	anelli	fi20/250
spirale superiore		fi8/10
sez 2	long	16fi18
	anelli	fi20/250
spirale inferiore		fi8/20

Figura 4: Sintesi armatura pali di fondazione

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

ARMATURA PALI  $\phi$  800

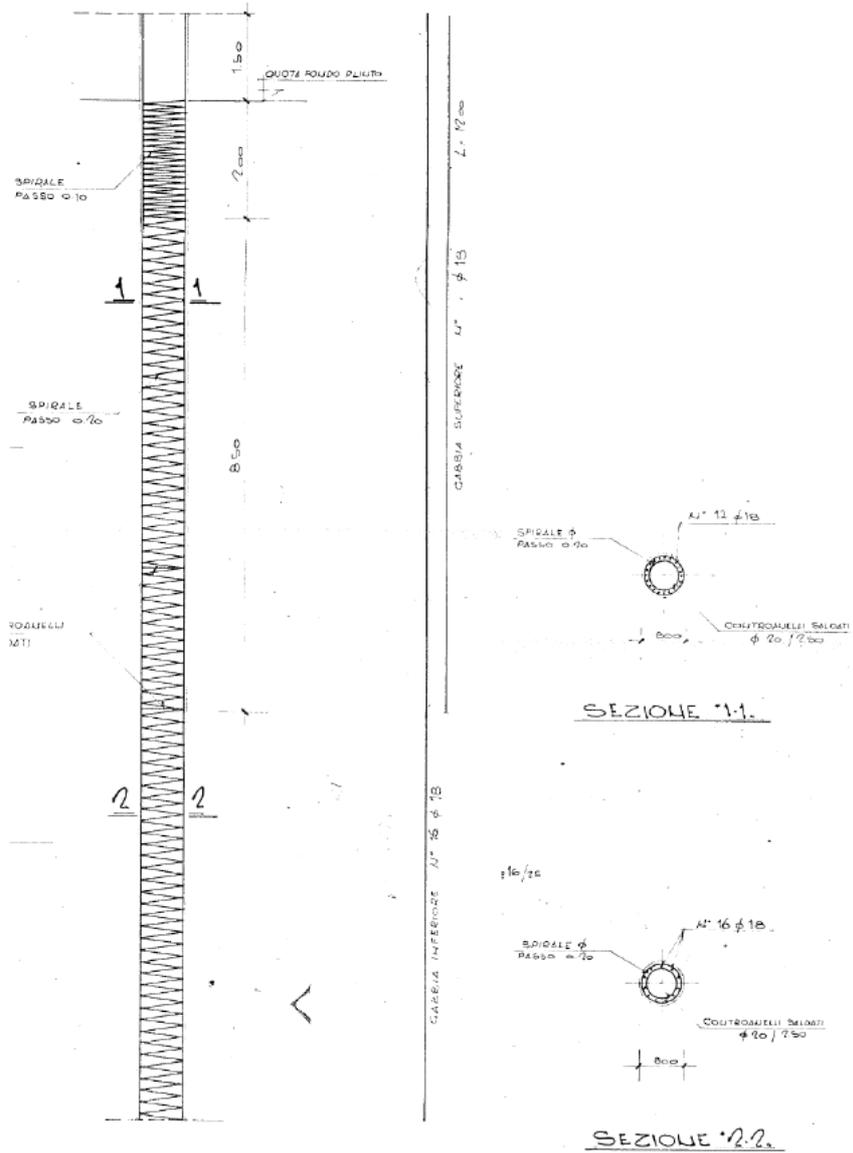


Figura 5: Distinta tipo d'armatura palo D800 e relative sezioni trasversali

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 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  $\gamma_R$  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

	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	NV0503 001	A	12 di 31

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

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:

- $\varphi_i$  = 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:

- $\alpha$  = coefficiente empirico valutato da AGI dicembre 1984;
- $c_u$  = resistenza non drenata

il coefficiente  $\alpha$  è valutato a seconda del valore di resistenza non drenata come:

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

	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	NV0503 001	A	13 di 31

➤  $c_u \geq 75$        $\alpha = 0.40$

### 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,
- $\sigma_v$  = 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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	14 di 31

resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole.

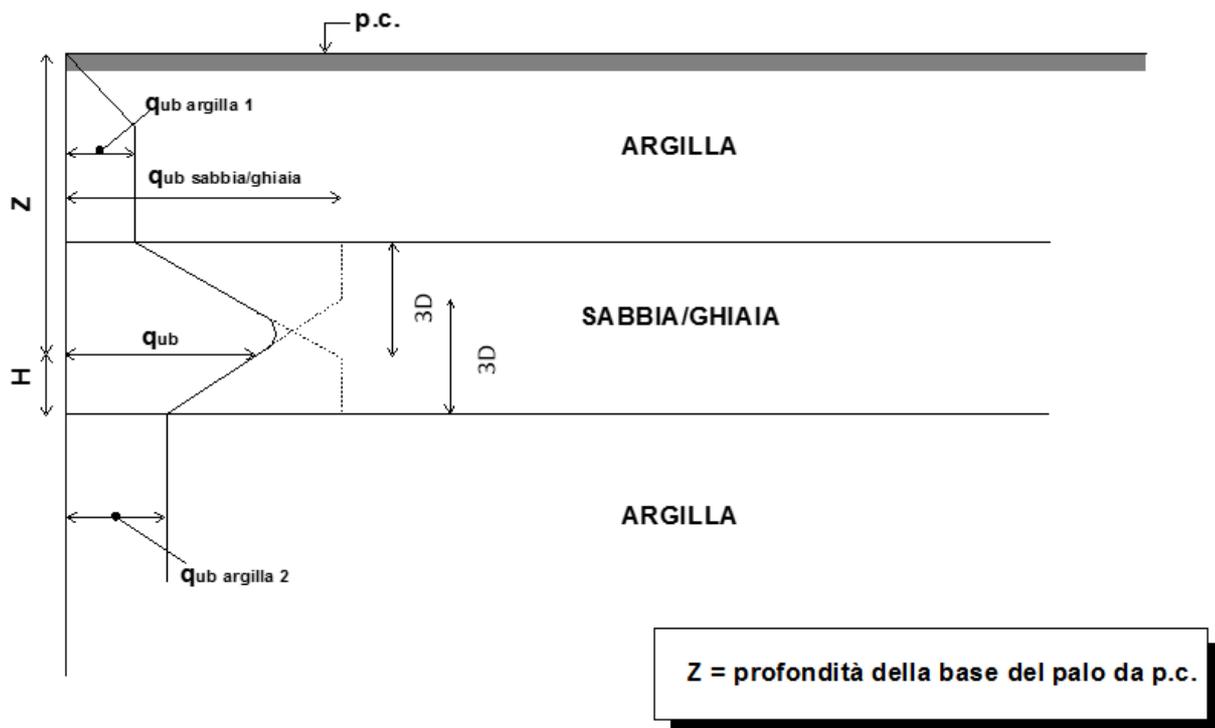


Figura 1: Portata limite di base in terreni stratificati (Meyerhof, 1976)

### 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:

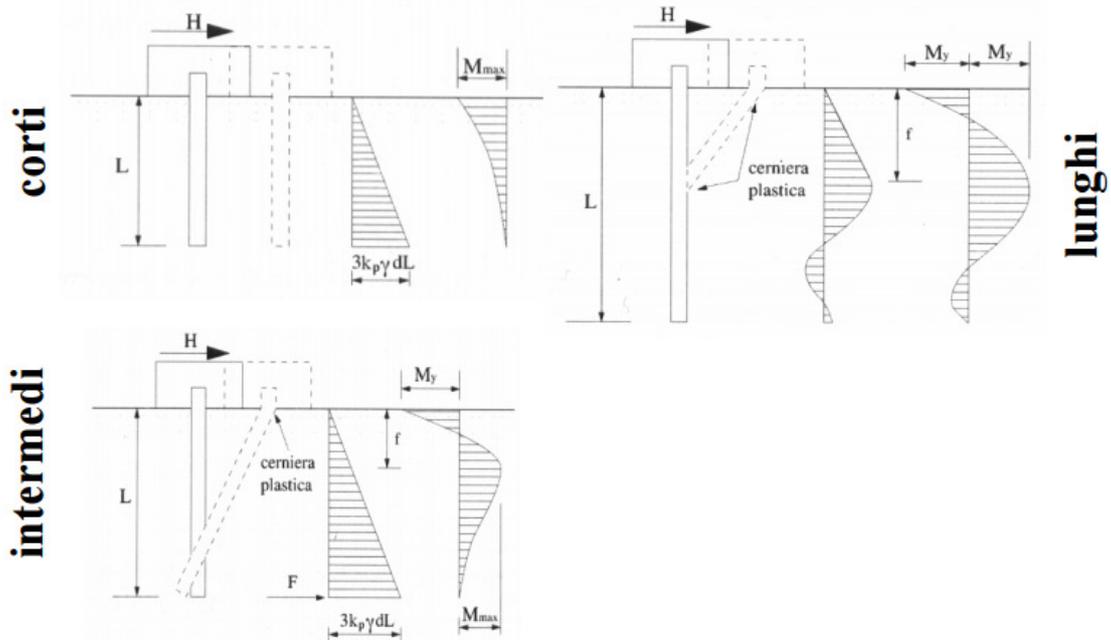
Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

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;

- $\xi$  = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;
- $\gamma_T$  = 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 5: coefficiente parziale  $\gamma_T$  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
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 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  $\eta$  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*  $\eta$ . 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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	18 di 31

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

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

dove:

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 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 Pila P1

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	6 011	32 082	0	0	0	-11 808	SLV1
V3	max	0	0	3 673	41 715	0	-11 808	SLV2

Tabella 6: scarichi ad intradosso plinto pila P1

A seguire le sollecitazioni ridistribuite per equilibrio a testa palo. In Tabella 7 si riportano gli sforzi normali mentre in Tabella 8 è stata riportata l'azione di taglio.

	SLV1	SLV2		
N palo	$N_{Ed, i}$ (kN)	$N_{Ed, i}$ (kN)		
1	3080	-88		
2	3080	955		
3	3080	1997		
4	3080	3040		
5	-128	-88		
6	-128	955		
7	-128	1997		
8	-128	3040		
	<b>3080</b>	<b>3040</b>	<b>3080</b>	<b>MAX</b>
	<b>-128</b>	<b>-88</b>	<b>-128</b>	<b>MIN</b>

Tabella 7: sintesi sforzo normale azioni testa pali

	SLV1	SLV2		
N palo	$H_{Ed, i}$ (kN)	$H_{Ed, i}$ (kN)		
1	751	459		
2	751	459		
3	751	459		
4	751	459		
5	751	459		
6	751	459		
7	751	459		
8	751	459		
	<b>751</b>	<b>459</b>	<b>751</b>	<b>MAX</b>
	<b>751</b>	<b>459</b>	<b>0</b>	<b>MIN</b>

Tabella 8: sintesi taglio in testa pali

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

- $N_{max} = 3080$  kN
- $N_{min} = -128$  kN
- $H_{max} = 751$  kN

 <b>ITALFERR</b> 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					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	21 di 31

## 8. CAPACITÀ PORTANTE

Si riportano i parametri geotecnici di input relativi al calcolo delle fondazioni della pila P1 del cavalcavia oggetto della presente relazione.

Geometria												
D <sub>palo</sub>	0.80	m	diametro palo									
Z <sub>palo</sub>	2.50	m	quota testa palo									
Z <sub>w</sub>	0.00	m	quota falda									
L <sub>palo</sub>	27.00	m	lunghezza palo									
pp <sub>k,palo</sub>	339.3	kN	peso proprio palo									
Stratigrafia da p.c.			Parametri dei terreni				Base B.T.		Laterale B.T.	Valori limite		
Unità	sp. [m]	z <sub>letto</sub> [m]	z <sub>letto</sub> [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	Φ [°]	Cu [kPa]	Nq* (BT)	Nc (BT)	α	S <sub>lim</sub> [kPa]	Q <sub>lim</sub> [kPa]
1	35.00	0	35	19.50	0.00	0.00	200.00	1.00	-	-	150.00	4000.00

Tabella 9: Dati input stratigrafia per calcolo capacità portante NV05-Pila P1

## 8.1 CARICO LIMITE VERTICALE

### 8.1.1 Pila P1

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

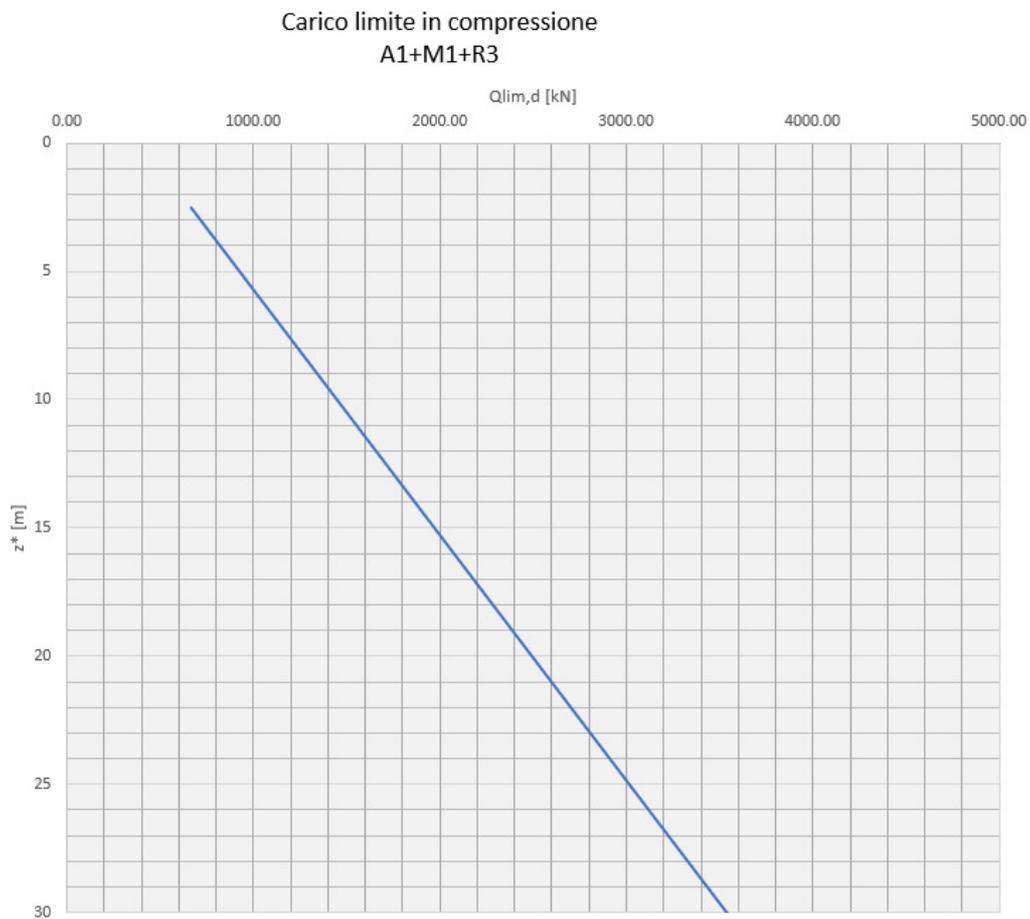


Figura 6: Carico limite verticale in compressione per un palo della pila P1-NV05.

Carico limite in trazione  
A1+M1+R3

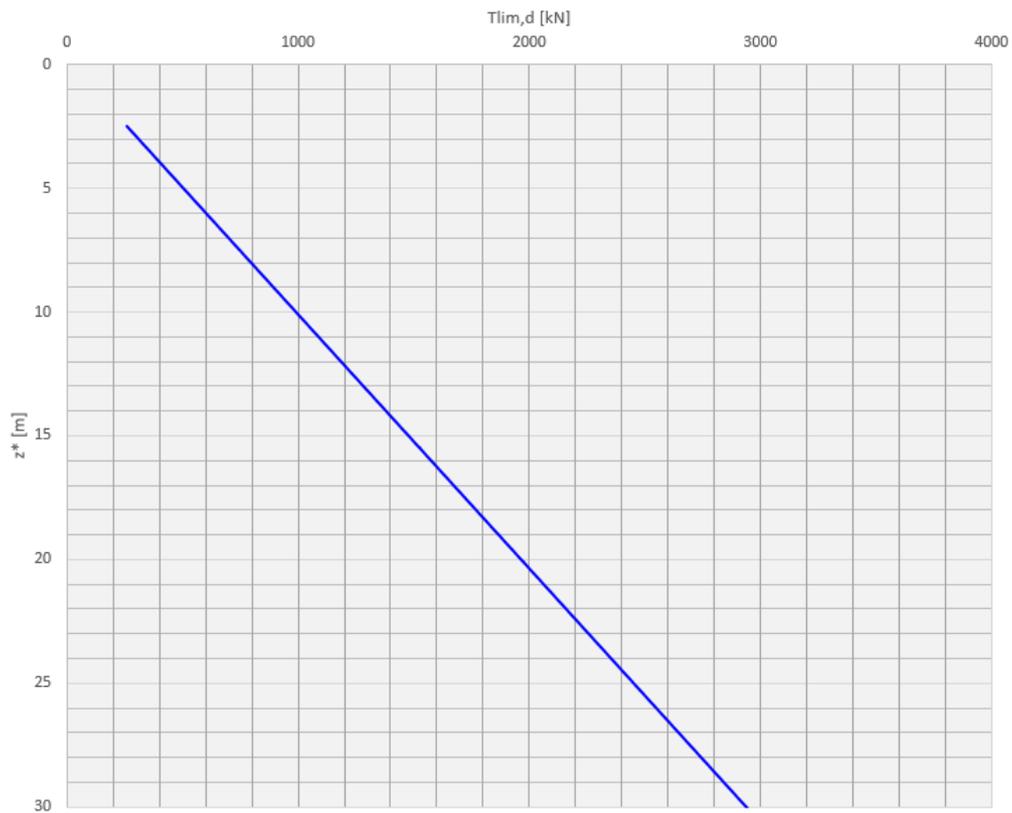


Figura 7: Carico limite verticale in trazione per un palo della pila P1-NV05.

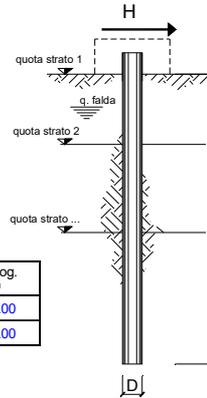
## 8.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

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 NV05\_P1**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_s$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{ef}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
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			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	20	10		1.00	200		1.00	200
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		20.00	20	10		1.00	200		1.00	200
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<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 **0.80** (m)  
 Lunghezza del palo L **27.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **414.00** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	597.6 (kN)		597.6 (kN)	
Palo intermedio	14457.6 (kN)		14457.6 (kN)	
Palo corto	37166.4 (kN)		37166.4 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 597.6 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 597.6 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>

$$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) = 351.53 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 270.41 \text{ (kN)}$$

Carico Assiale Permanente (G): G = **751** (kN)

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

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 751.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 0.36$$

Figura 8: Taglio lungo il palo più sollecitato della pila P1

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 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 <sup>3</sup> )	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 10: 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/cm<sup>3</sup>.

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

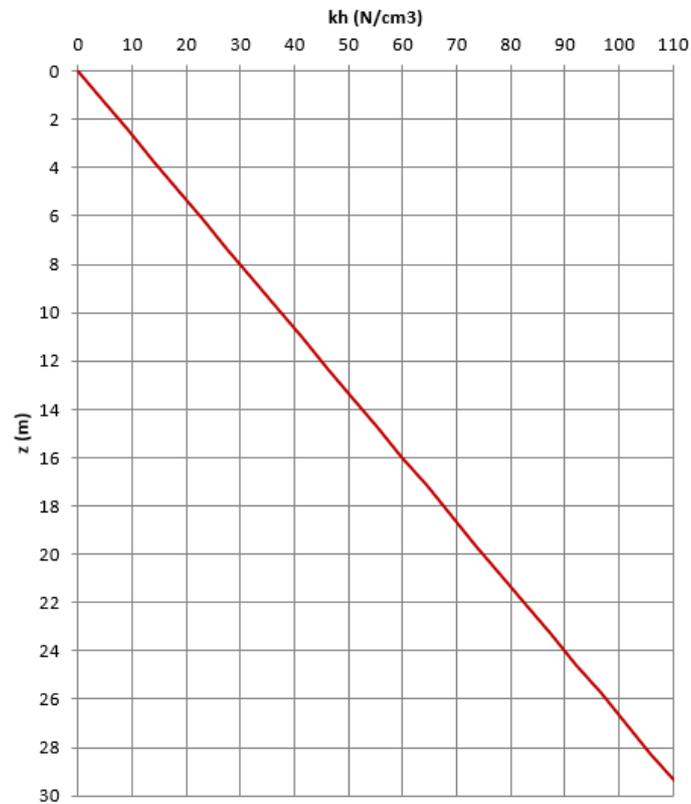


Figura 9: Distribuzione della costante di sottofondo

Per la pila P1, Il taglio ed il momento flettente dovuti ad un taglio massimo in testa pari a 751 kN sono riportati nelle seguenti figure

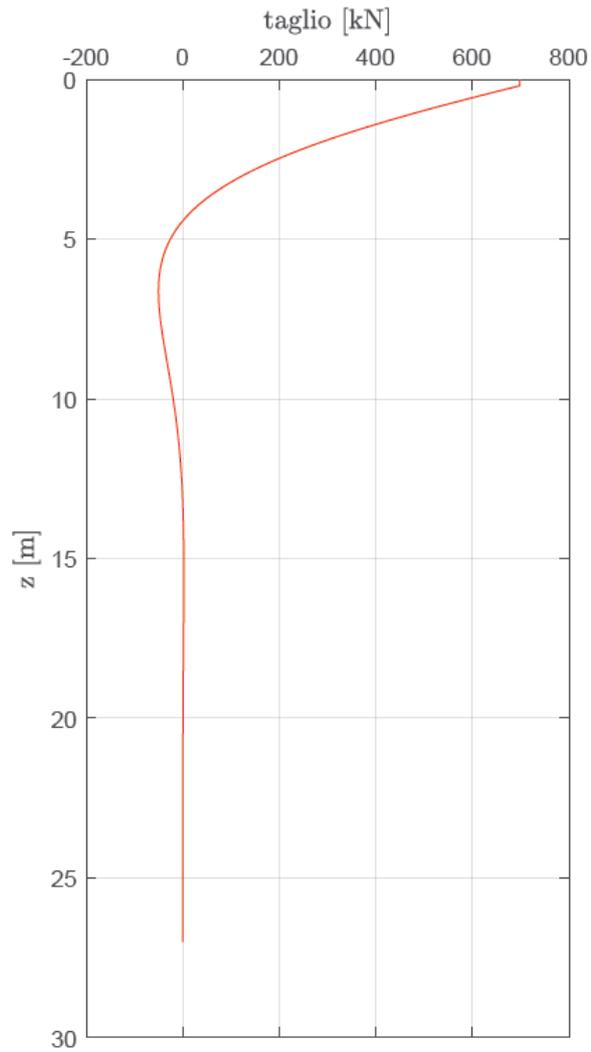


Figura 10: Taglio lungo il palo più sollecitato della pila P1

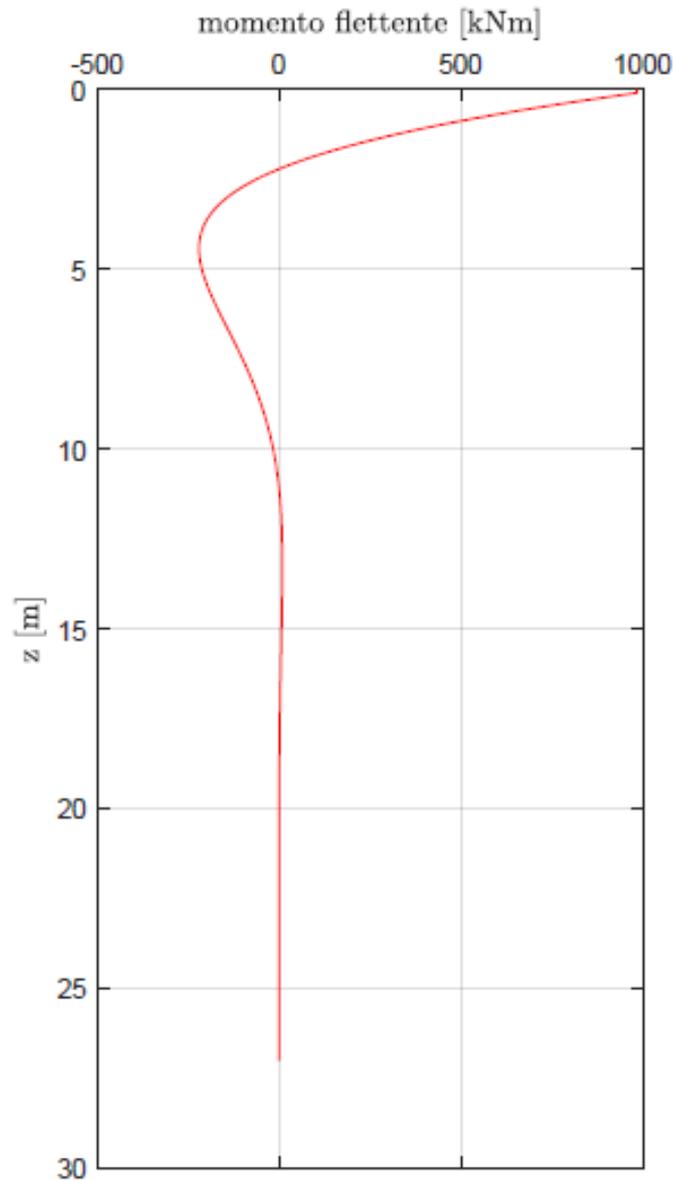


Figura 11: Momento flettente lungo il palo più sollecitato della pila P1

Si riportano in Appendice i calcoli di taglio e momento resistente

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	29 di 31

## 8.4 SINTESI DELLE VERIFICHE

Nella tabella seguente si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni della pila P1 del cavalcavia oggetto della presente relazione

		Domanda	Capacità	FS
		[kN]	[kN]	[-]
portanza verticale	compressione	3080	3215	<b>1.0</b>
	trazione	128	2636	<b>20.6</b>
portanza orizzontale	palo singolo	751	270	<b>0.4</b>
	gruppo	6011	1620	<b>0.3</b>
strutturali	flessione	985	414	<b>0.4</b>
	taglio	751	339	<b>0.5</b>

*Tabella 11: sintesi verifiche*

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA</b>					
<b>VULNERABILITÀ DELLE FONDAZIONI</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01 D 09	CL	NV0503 001	A	30 di 31

## A. APPENDICE

Si riporta in Tabella 12 il calcolo del taglio resistente per i pali di fondazione

<b>Taglio resistente sezione circolare armata (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5)</b>		
Dati		
D	80 cm	Diametro sezione circolare
d'	10 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
f <sub>ck</sub>	20.3 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
α <sub>cc</sub>	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 <sub>yk</sub>	313 N/mm <sup>2</sup>	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
V <sub>Ed</sub>	751 KN	Taglio di progetto
Risultati		
b <sub>e</sub>	72 cm	Base sezione rettangolare equivalente
d <sub>e</sub>	65 cm	Altezza sezione rettangolare equivalente
f <sub>cd</sub>	11.50 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza massima di calcolo del cls
f <sub>yd</sub>	271.7 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
A <sub>sw</sub>	10.05 cm <sup>2</sup> /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
d	55 cm	Altezza sezione
θ	21.80 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° < q=45°
ctgθ	2.50	Cotangente di teta
V <sub>Rds</sub>	339 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
V <sub>Rdc</sub>	709 KN	Resistenza puntone di cls
V <sub>Rd</sub>	✗ 339 KN	Taglio resistente

Tabella 12: Taglio resistente per la sezione circolare armata dei pali di fondazione

In Tabella 13 si riporta il momento di plasticizzazione dei pali

**Titolo :** NV05-pilaP1

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 40 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 16

Diametro barre: 1.8 [cm]

Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

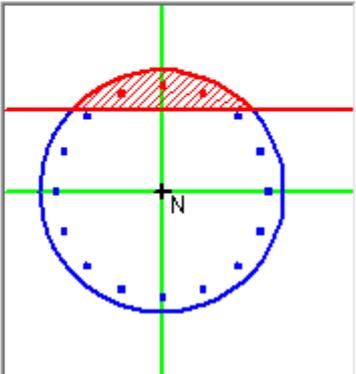
N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato



**Materiali**

Feb38k-LC	LC-dutt
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 313 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 16.72
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.565 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8.5
$\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.5333
	$\tau_{c1}$ 1.686

M<sub>xRd</sub> 414.3 kN m

$\sigma_c$  -16.72 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  313 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  16.01 ‰

d 75 cm

x 13.45 x/d 0.1794

$\delta$  0.7

**Metodo di calcolo**

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

Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

L<sub>0</sub> 0 cm

Precompresso

Tabella 13: Momento di plasticizzazione per la sezione circolare dei pali di fondazione