

Collegamento tra l'A4 (Torino–Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri–Gravellona) in località Ghemme. Lotto 1

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD.

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**I PROGETTISTI:**

*ing. Vincenzo Marzi*  
Ordine Ing. di Bari n.3594  
*ing. Achille Devitofranceschi*  
Ordine Ing. di Roma n.19116

**IL GEOLOGO:**

*geol. Serena Majetta*  
Ordine Geol. del Lazio n.928

**RESPONSABILE DEL SIA**

*arch. Giovanni Magarò*  
Ordine Arch. di Roma n.16183

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*geom. Fabio Quondam*

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :**

*ing. Nicolò Canepa*

PROTOCOLLO

DATA

**GEOTECNICA**

**CAVALCAVIA S.P. MASSERANO-ROVASENDA - CV03**

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

DPT007\_D\_1701\_T00\_CV03\_GET\_RE01\_A.PDF

DPT007    D    1701

CODICE ELAB. T00CV03GETRE01

A

-

C

B

A

Emissione

18/5/2018

Ing. A. Mangiola

Ing. E. Mittiga

Ing. A. Micheli

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI .....</b>	<b>3</b>
<b>3. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>4</b>
<b>4. TABELLA MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....</b>	<b>8</b>
➤ <i>Stratigrafia di progetto .....</i>	<i>10</i>
<b>6. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>11</b>
➤ <i>Sollecitazioni pila.....</i>	<i>11</i>
➤ <i>Sollecitazioni spalla .....</i>	<i>12</i>
<b>7. VERIFICA FONDAZIONI PILE .....</b>	<b>13</b>
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione .....</i>	<i>13</i>
➤ <i>Cedimenti.....</i>	<i>15</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali.....</i>	<i>16</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali .....</i>	<i>20</i>
<b>8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE.....</b>	<b>30</b>
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi fondazioni superficiali.....</i>	<i>30</i>
➤ <i>Verifica delle fondazioni superficiali .....</i>	<i>32</i>
<b>9. CONCLUSIONI.....</b>	<b>34</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del cavalcavia "CV03" su s.p. Masserano - Rovasenda, previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme.

L'opera di scavalco presenta un impalcato con luce centrale da 55 m e due sbalzi laterali da 12 m, con lunghezza 79 m (in asse appoggi).

In accordo con il tracciato stradale, ciascuno dei due impalcati presenta un andamento in rettilineo.

La geometria delle travi metalliche principali è caratterizzata, in vicinanza delle spalle, da elementi inclinati a sezione piena a forma di V (cavalletti) che terminano, inferiormente, sulle pile (molto basse) e, superiormente, sulle travi metalliche piolate alla soletta. Dal punto di vista della sezione mista acciaio-clc (impalcato), il funzionamento del ponte in parola si avvicina a quello di un ponte a 3 campate di cui quella centrale, di luce maggiore (attorno ai 40 m), scavalca la viabilità inferiore mentre le due campate di riva sono appoggiate – sul bordo esterno – sui cavalletti anzidetti, i quali scaricano sempre sulle pile. Le spalle, pertanto, risultano scariche in esercizio (fungono solo da contenimento del terreno), solo in fase di varo risultano collegate all'impalcato per contrastarne il ribaltamento finché non vengono giuntati i diversi tronchi assemblati.

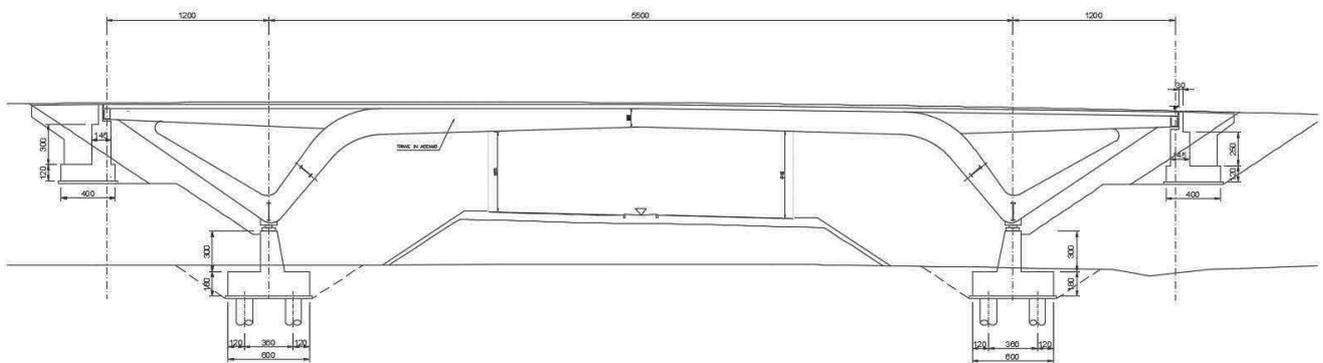


Figura 1: Profilo longitudinale opera

Per entrambe le spalle sono previste fondazioni dirette, mentre le pile del cavalcavia saranno realizzate su fondazioni profonde costituite da n.8 pali trivellati di diametro  $\phi 1200$  e lunghezza  $L=30$ m. Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00CV03GETDI01A – Carpenteria dei Pali di Fondazione*.

Per il modello geotecnico di sottosuolo, determinato a seguito di un'estesa campagna di indagini, si fa riferimento all'elaborato *T00GE00GETRE01A* "Relazione geotecnica generale".

Le azioni gravanti sulle strutture di fondazione del cavalcavia, sulla base delle quali si è proceduto alle verifiche, sono determinate dalle seguenti relazioni:

- *T00GE00GETRE02A* "Relazione sismica";
- *T00CV03STRRE01A* Relazione tecnica e di calcolo Cavalcavia

## **2. RIFERIMENTI NORMATIVI**

Ordinanza n. 3274 del 20/03/03 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

D.M. del 14/09/05 "Norme tecniche per le costruzioni";

Ordinanza n. 3519 del 29/04/06 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e

D.M. 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";

Circolare Ministero dei LL.PP. 02/02/09 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";

D.M. 11/03/88 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 "Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE»";

D. Lgs. n. 163 del 12 aprile 2006: "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE".

Circolare ministeriale LL.PP. 24/09/88 n. 30483 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI;

Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI;

Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI;

Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture.

### 3. BIBLIOGRAFIA

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

<b>Autore</b>	<b>Titolo</b>	<b>Editore</b>	<b>Anno</b>
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicamento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicamento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997
Di Francesco R.	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	Flaccovio	2010
Ferrari P. e Giannini F.	Ingegneria Stradale.	ISED	1979
Garbin F. e Storoni Ridolfi S.	Geologia e geotecnica stradale.	Flaccovio	2010
Ghersì A.	Il cemento armato.	Flaccovio	2010
Giangreco E.	Teoria e tecnica delle costruzioni.	Liguori	1963
Lai C. G., Foti S. e Rota	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	IUSS Press	2009

<i>M.</i>			
<i>Lancellotta R.</i>	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	<i>Levrotto e Bella</i>	1983
<i>Lancellotta R.</i>	Geotecnica.	<i>Zanichelli</i>	1987
<i>Lancellotta R. e Cavalera J.</i>	Fondazioni.	<i>McGraw-Hill</i>	1999
<i>Leonhardt F.</i>	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	<i>ETS</i>	1977
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Ghersi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

#### 4. TABELLA MATERIALI

a. Calcestruzzo Magro: Classe 12/15

b. Calcestruzzo per Muri di Sostegno: Classe 28/35

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,32 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo:	$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

c. Calcestruzzo per pali di grande diametro: Classe 25/30

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 14,11 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,558 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,19 \frac{N}{mm^2}$

-Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza:  $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,03 \frac{N}{mm^2}$

-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo:  $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,69 \frac{N}{mm^2}$

d. Acciaio per armatura Pali di Fondazione e Muri: B450C – ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

-Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione di snervamento di calcolo:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

## 5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Le conoscenze acquisite sulla base dei risultati delle indagini eseguite nell'area oggetto di studio hanno consentito di delineare un quadro soddisfacente della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei litotipi individuati, da cui sono stati ricavati i parametri fisici e meccanici dei modelli di sottosuolo in campo statico. Al termine del presente paragrafo sono sintetizzate le caratteristiche meccaniche principali dei diversi litotipi che interagiscono con le opere in progetto.

I materiali dei terreni di riporto disposti lungo il tracciato non hanno interazione diretta con le opere medesime e, pertanto, non sono presi in conto nella presente caratterizzazione. Le spalle del cavalcavia sono fondate sul rilevato stradale realizzato nell'ambito dei lavori dell'opera, pertanto anche tale strato è stato caratterizzato dal punto di vista geotecnico.

Sulla base dei risultati riscontrati nelle indagini sperimentali eseguite, a conferma delle indicazioni del modello geologico, è stata determinata la litologia adottata in fase di calcolo per l'opera in oggetto. In particolare le unità stratigrafica interessate dalla realizzazione del cavalcavia, sono:

### **Rilevato stradale**

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 34^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 15 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

### **Unità Geotecnica 1 – Ug1**

Classifica granulometrica: limo con sabbia, argilloso, debolmente ghiaioso;

$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 20 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

### **Unità Geotecnica 2 – Ug2**

Classifica granulometrica: sabbia con ghiaia, debolmente limosa, debolmente argillosa;

$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 36^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 30 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

### **Unità Geotecnica 3 – Ug3**

Classifica granulometrica: sabbia con limo, debolmente argillosa, debolmente ghiaiosa;

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 29^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 30 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

➤ **Stratigrafia di progetto**

Nelle seguenti tabelle è riportata la stratigrafia di progetto per le spalle e per le pile del cavalcavia, a partire dalla base della fondazione per le spalle, su rilevato, e dal piano campagna per le pile, e la quota del piano di posa dei plinti di fondazione delle pile.

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
<b>Rilevato stradale</b>	Da base fondazione fino a 6,40 m	6,40 m
<b>Ug1</b>	Da 6,40 m fino a 9,90 m	3,50 m
<b>Ug2</b>	Da 9,90 m fino a 18,90 m	9,00 m

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle spalle del cavalcavia CV03

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
<b>Ug1</b>	Da p.c. fino a 3,50 m	3,50 m
<b>Ug2</b>	Da 3,50 m fino a 12,50 m	9,00 m
<b>Ug3</b>	Da 12,50 m fino a 28,00 m	15,50 m
<b>Ug2</b>	≥ 28,00 m	-

Tabella 2: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle pile del cavalcavia CV03

Appoggio	Quota da p.c. [m]
<b>Pile</b>	2,00 m

Tabella 3: Quota piano di posa plinto di fondazione

Dalle indagini condotte la quota di falda in corrispondenza dell'opera si localizza a profondità pari a 8 m dal piano campagna.

## 6. Analisi dei carichi

Le sollecitazioni agenti sulle fondazioni, fornite dal progettista strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione, sono di seguito riportate sia per lo SLE che SLU:

### ➤ *Sollecitazioni pila*

#### Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI GEO-SIS

Comb.	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	3869	0	8828	5197	0
2	3869	0	13792	10161	0
3	3869	464	17731	14101	9225
4	4247	464	16746	15306	7718
5	4247	774	16746	15306	9850
6	3869	774	17731	14101	11357
7	6311	354	13883	20460	1577
8	5432	1180	13883	16855	5256
9	5432	354	14097	16828	1577
10	6311	354	13700	20483	1577
11	5432	1180	13700	16878	5256
12	5432	354	13486	16904	1577

#### Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

Comb.	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	5030	0	11476	6756	0
2	5030	0	17929	13210	0
3	5030	536	22475	17755	10644
4	5356	536	21338	18514	8906
5	5356	893	21338	18514	11366
6	5356	893	22475	19650	13104

#### Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

Comb.	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	3869	0	8828	5197	0
2	3869	0	13792	10161	0
3	3869	357	16822	13192	7096
4	4087	595	16064	13697	7577
5	4087	357	16064	13697	5937
6	4159	357	16822	14876	7096

➤ **Sollecitazioni spalla**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI GEO-SIS

	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
<b>Comb.</b>	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	4899	1305	249	105	2457
7	4899	958	831	350	896
8	4981	958	249	105	881
9	4829	1305	249	105	2469
10	4829	958	831	350	908
11	4747	958	249	105	922
12	4864	809	0	0	539

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
<b>Comb.</b>	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	6323	1052	0	0	700

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
<b>Comb.</b>	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	809	0	4864	539	0
2	809	0	4864	539	0
3	809	0	4864	539	0
4	809	0	4864	539	0
5	809	0	4864	539	0
6	809	0	4864	539	0

## 7. VERIFICA FONDAZIONI PILE

Le pile del cavalcavia saranno realizzate su fondazioni profonde costituite da n.8 pali trivellati di diametro  $\phi 1200$  e lunghezza  $L=30m$ . La zattera di fondazione avrà dimensioni in pianta di  $6,00m \times 13,20 m$ .

Nei seguenti paragrafi sono riportati i criteri progettuali mediante i quali sono state condotte le verifiche dimensionali.

### ➤ *Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione*

Per quanto riguarda l'espressione del carico limite del singolo palo ( $Q_{lim}$ ), questo viene convenzionalmente espresso come somma di un contributo dovuto resistenza del terreno sotto la punta del palo, (capacità portante limite di punta,  $Q_b$ ) ed un contributo dovuto all'attrito che si sviluppa lungo le superficie laterale del palo (capacità portante limite laterale,  $Q_l$ ). Pertanto si può scrivere:

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

La capacità portante limite alla base ( $Q_b$ ), in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si considera generalmente definita per mezzo della seguente espressione:

$$q_b = Nq \cdot \sigma_{vL} + Nc \cdot c$$

in cui  $\sigma_{vL}$  rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed  $Nq$  e  $Nc$  sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto  $L/D$ .

Tra i due parametri sussiste la relazione:

$$Nc = (Nq - 1) \cotg \varphi$$

Per la valutazione del coefficiente  $Nq$  sono state proposte varie teorie, tutte in ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo: nel presente calcolo è stata adottata la teoria di Berezantzev.

La capacità portante dovuta alla resistenza laterale, viene espressa diversamente a seconda che venga valutata in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali, in funzione del comportamento dei terreni attraversati. Nel caso in essere si applica solo la prima. L'espressione della capacità portante limite, in termini di tensioni efficaci, può essere espressa così:

$$Q_l = \pi D \int \mu k \sigma'_v dz$$

dove:

- $D$  = diametro del palo;
- $\mu$  = coefficiente di attrito palo-terreno;

- $k$  = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità  $z$  sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità, ([...] tale coefficiente è empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno. Viggiani, 1999);
- $\sigma'_v$  = tensione verticale efficace alla profondità  $z$ .

Nel caso in esame, il prodotto dei coefficienti  $\mu$  e  $k$ , equivalente alla tensione tangenziale sulla superficie laterale del palo, che a seconda del tipo di terreni assume un'espressione differente. Nel caso di terreni granulari la tensione tangenziale è funzione del parametro  $\beta$ , e varia con la profondità secondo la seguente relazione, proposta da Reese (1999)

$$\beta = 1.5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}$$

con le seguenti limitazioni ed indicazioni:

- $z$  espresso in piedi (1 m = 3,2808 feet);
- $1,2 \leq \beta \leq 0,25$  ;
- $\tau = \beta \cdot \sigma'_v \leq 192$  kPa.

Ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008, la fondazione è progettata in modo rispondente ai requisiti di legge, se si verifica che:

$$E_{cd} \leq R_{cd}$$

in cui:

- $E_{cd}$  è il carico assiale di progetto,
- $R_{cd}$  è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi assiali

Il calcolo dei termini sopra riportati, segue un processo che prevede la determinazione delle grandezze di calcolo, caratteristiche e di progetto, che come noto è riportato sulla norma, a cui si rimanda. Nell'ambito delle scelte demandate al progettista, si specifica però, che nel presente lavoro:

- e' stato utilizzato l'Approccio 2 per la definizione delle combinazioni di carico e dei coefficienti moltiplicativi, incrementali delle azioni e riduttivi delle resistenze;
- per la definizione delle azioni sull'intero gruppo di pali si rimanda alla relazione di calcolo del cavalcavia;
- si riportano in Tabella 4 i coefficienti parziali utilizzati per la determinazione dei valori delle resistenze di progetto dai valori caratteristici:

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1	1,7	1,35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1	1,45	1,15
Totale	$\gamma_t$	1	1,6	1,3
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1	1,6	1,25

Tabella 4: coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per pali trivellati

I valori caratteristici sono stati determinati come:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

In cui i valori  $\xi_3$  e  $\xi_4$  sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tabella successiva. Nel caso in esame le verticali indagate sono pari a 2.

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 5: fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

### ➤ **Cedimenti**

Per il calcolo del cedimento di una palificata si procede innanzitutto alla valutazione del cedimento del palo singolo. I vari approcci e modelli di sottosuolo prescelti conducono ad espressioni del cedimento del palo isolato del tipo:

$$\delta = \beta \cdot F_{ck} / E \cdot L$$

in cui:

- $\beta$  è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato;
- $F_{ck}$  è il carico caratteristico agente;
- E è il modulo elastico del terreno;
- L è lunghezza del palo.

Per l'espressione di  $\beta$  si può riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lu/D)$$

Secondo Viggiani (1999), il cedimento medio di una palificata può essere determinato mediante un metodo empirico che prevede che questo sia espresso come il prodotto del cedimento  $\delta$  del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione  $R_s$  legato alla geometria della fondazione. Successivamente, è stato anche introdotto il parametro  $R_G$  così definito:  $R_g = R_s/n$ , il cui significato è riferito al rapporto tra il cedimento del gruppo ed il cedimento che avrebbe un palo singolo che soggetto al carico totale abbia mantenuto un comportamento lineare; in cui  $n$  è il numero di elementi della palificata. Pertanto si può scrivere:

$$\delta_p = R_s \delta = n R_G \delta$$

È stato mostrato (Randolph e Clancy (1993) e Mandolini (1994)) che si può individuare una correlazione tra  $R_g$  e il parametro:

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot i}{L}}$$

in cui:  $i$  è l'interasse dei pali.

Analizzando opere in vera grandezza è stata proposta l'espressione (Mandolini et al., 1997):

$$R_g = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

### ➤ **Palo sottoposto a carichi orizzontali**

Per la determinazione del carico limite del complesso palo terreno in condizioni di sollecitazione orizzontale agente sul palo, si è fatto riferimento alla teoria di Broms.

Le ipotesi di base di questa teoria prevedono che: il terreno sia omogeneo; il comportamento dell'interfaccia palo/terreno, nonché del palo, sia di tipo rigido-perfettamente plastico; la forma del palo sia ininfluente; e l'interazione palo-terreno dipenda dal diametro del palo.

Pertanto, in condizioni drenate, risulta che la resistenza opposta del terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con la relazione:

$$p = 3 K_p \gamma z d$$

dove

$K_p$  è il coefficiente di spinta passiva;

$z$  è la profondità dal piano campagna;

$d$  è il peso dell'unità di volume di terreno.

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati in Figura 2, relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo".

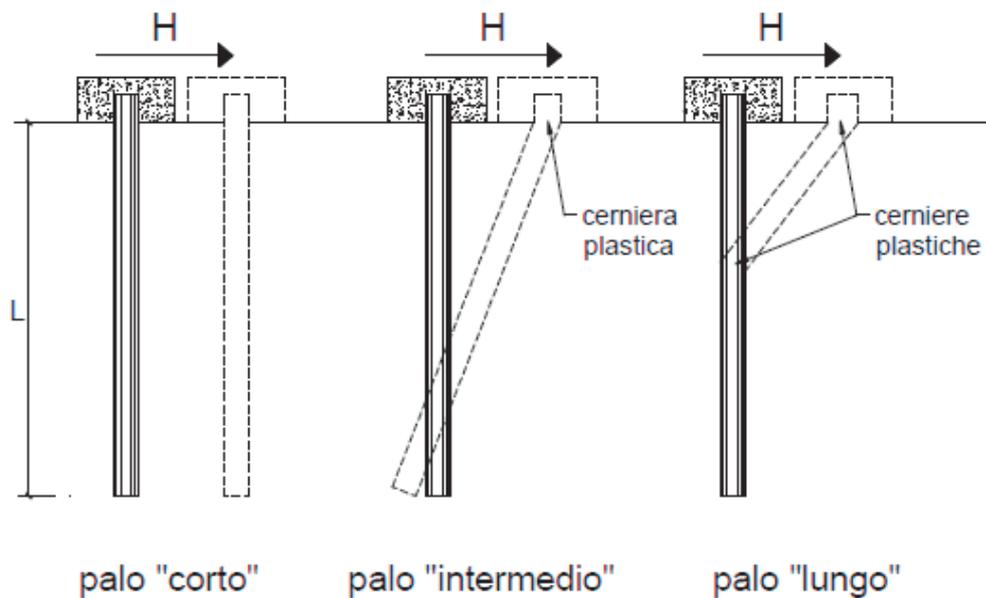


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale  
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

Facendo ricorso ad equazioni di equilibrio, che considerano la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, risulta definito attraverso le espressioni seguenti:

$$H = D 1,5 K_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 \quad \text{Palo corto}$$

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

$$H = K_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3,676 \frac{M_y}{K_p \gamma d^4} \right)^2} \quad \text{Palo lungo}$$

Secondo il calcolo agli stati limite, l'azione di progetto agente  $F_{trd}$  deve essere inferiore alla capacità portante di progetto  $R_{trd}$  secondo la relazione:  $F_{trd} \leq R_{trd}$ . Il coefficiente FS ottenuto secondo la teoria suddetta, può essere interpretato come rapporto tra le grandezze  $R_{trd}$  e  $F_{trd}$ .

Anche in questo caso si è scelto l'Approccio 2.

Per lo studio del palo in condizioni di esercizio, sempre in caso di sollecitazione orizzontale agente sul palo, il terreno può essere schematizzato come un mezzo alla Winkler. Pertanto lo spostamento  $y$  alla profondità  $z$  sarà pari a:

$$p = k_h y$$

dove:  $p$  è espressa dal rapporto tra  $P$ , ovvero la reazione del terreno per unità di lunghezza, ed il diametro del palo;  $k_h$  è il coefficiente di reazione orizzontale del terreno. Questo può essere determinato con metodo proposto da Reese e Matlock (1956) dove  $k_h$  è linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione:

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove  $n_h$  si determina con riferimento alle prove di carico su piastra, è può essere espressa secondo la seguente equazione:

$$n_h = \frac{A\gamma}{1.35}$$

in cui i valori orientativi di  $n_h$  e  $A$  sono riportati nella tabella seguente:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei Valori di $A$	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di $A$	200	600	1500
$n_h$ [ $N/cm^3$ ] Sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [ $N/cm^3$ ] Sabbie immerse	1,5	5,0	12

Tabella 6: Valori orientativi di  $n_h$  ed  $A$  per terreni incoerenti

Utilizzando il modello di Matlock e Reese l'equazione differenziale della linea elastica è del IV ordine a coefficienti variabili, che non ha soluzioni in forma chiusa. Pertanto si fa ricorso a soluzioni numeriche, e si introduce la lunghezza caratteristica:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{n_h}}$$

dove  $E_p$  è il modulo di elasticità longitudinale del materiale di cui è costituito il palo e  $J$  il momento di inerzia del palo. Anche in questo caso in funzione del rapporto tra la lunghezza del palo e la lunghezza caratteristica avremo soluzioni diverse. Per un palo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione all'attacco con la fondazione stessa si sviluppa un momento flettente  $M$  che può essere determinato con l'espressione

$$M = C_M T \lambda$$

dove  $T$  rappresenta lo sforzo di taglio agente sul palo e  $C_M$  un coefficiente funzione del rapporto  $L/\lambda$  secondo i valori seguenti:

$L/\lambda$	$C_M$
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
$\geq 5$	-0,93

### ➤ **Verifiche dei Pali**

Considerando la stratigrafia di progetto, i parametri geotecnici dei terreni, e le sollecitazioni agenti si riportano le verifiche di capacità portante e le verifiche alle forze orizzontali dei pali di fondazione, nonché l'analisi dei cedimenti.

Una volta noti i valori delle sollecitazioni sul plinto, e nota la disposizione geometrica dei pali in fondazione, (vedi tavole fondazione Cavalcavia CV03), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo palo tramite le relazioni:

$$N_i = \frac{A_i N}{\sum_i A_i} + \frac{A_i y_i M_x}{\sum_i (J_{y_i} + A_i y_i^2)} + \frac{A_i x_i M_y}{\sum_i (J_{x_i} + A_i x_i^2)}$$

per lo sforzo normale, dove:

$A_i$  rappresenta la superficie del singolo palo;

$x_i$  e  $y_i$  le coordinate del palo  $i$ -esimo rispetto al baricentro dell'area del plinto di fondazione;

$J_{x_i}$  e  $J_{y_i}$  i momenti di inerzia del palo  $i$ -esimo rispetto agli assi passanti per il baricentro della sua sezione trasversale;

$N$ ,  $M_x$  e  $M_y$  lo sforzo normale ed i momenti flettenti rispetto l'asse  $x$  ed  $y$  della fondazione.

Altresì, per lo sforzo di taglio si applica la relazione:

$$T_{\text{tot}} = (H_L^2 + H_T^2)^{(0,5)}$$

$$T_i = T_{\text{tot}} / \text{Numero\_pali}$$

Le sollecitazioni dimensionanti per i pali di fondazione risultano di conseguenza pari a:

$N_{\text{max}} = 4719,95 \text{ kN}$

$T_{\text{max}} = 678,8 \text{ kN}$

Si riporta di seguito la verifiche della capacità portante dei pali.

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{l,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale, min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{b, min}$ (kPa)	$Q_{lim, base, min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	$L_{palo}$
0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	9,8	0,0	9,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	19,5	0,0	19,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	29,3	0,0	29,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	39,0	0,0	39,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	48,8	0,0	48,8	39	37	24	334	378	244	14	201	187	0,5
3,0	58,5	0,0	58,5	43	114	73	387	438	282	28	273	245	1,0
3,5	68,3	0,0	68,3	46	197	127	439	497	321	42	348	306	1,5
4,0	78,3	0,0	78,3	48	285	184	2983	3373	2176	57	1772	1716	2,0
4,5	88,3	0,0	88,3	49	377	243	3364	3805	2455	71	2030	1959	2,5
5,0	98,3	0,0	98,3	50	470	304	3745	4236	2733	85	2288	2203	3,0
5,5	108,3	0,0	108,3	50	564	364	4126	4667	3011	99	2547	2448	3,5
6,0	118,3	0,0	118,3	49	657	424	4508	5098	3289	113	2805	2692	4,0
6,5	128,3	0,0	128,3	47	748	482	4889	5529	3567	127	3062	2935	4,5
7,0	138,3	0,0	138,3	45	835	539	5270	5960	3845	141	3317	3175	5,0
7,5	148,3	0,0	148,3	42	917	592	5651	6391	4123	156	3569	3413	5,5
8,0	158,3	0,0	158,3	40	994	641	6032	6822	4402	170	3818	3648	6,0
8,5	168,3	5,0	163,3	41	1070	690	6223	7038	4541	184	3964	3780	6,5
9,0	178,3	10,0	168,3	42	1148	741	6414	7253	4680	198	4110	3913	7,0
9,5	188,3	15,0	173,3	43	1228	793	6604	7469	4819	212	4259	4047	7,5
10,0	198,3	20,0	178,3	45	1311	846	6795	7685	4958	226	4408	4182	8,0
10,5	208,3	25,0	183,3	46	1396	901	6985	7900	5097	240	4559	4319	8,5
11,0	218,3	30,0	188,3	47	1484	957	7176	8116	5236	254	4711	4457	9,0
11,5	228,3	35,0	193,3	48	1574	1015	7366	8331	5375	269	4864	4596	9,5
12,0	238,3	40,0	198,3	50	1666	1075	7557	8547	5514	283	5019	4736	10,0
12,5	248,3	45,0	203,3	51	1761	1136	7748	8762	5653	297	5175	4878	10,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{b,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	$L_{palo}$
13,0	258,3	50,0	208,3	52	1858	1198	2017	2281	1472	311	2132	1821	11,0
13,5	268,3	55,0	213,3	53	1957	1263	2065	2336	1507	325	2214	1889	11,5
14,0	278,3	60,0	218,3	55	2059	1328	2114	2390	1542	339	2297	1958	12,0
14,5	288,3	65,0	223,3	56	2163	1395	2162	2445	1578	353	2382	2028	12,5
15,0	298,3	70,0	228,3	57	2269	1464	2210	2500	1613	368	2468	2100	13,0
15,5	308,3	75,0	233,3	58	2378	1534	2259	2555	1648	382	2555	2173	13,5
16,0	318,3	80,0	238,3	60	2489	1606	2307	2609	1684	396	2643	2248	14,0
16,5	328,3	85,0	243,3	61	2602	1679	2356	2664	1719	410	2733	2323	14,5
17,0	338,3	90,0	248,3	62	2718	1754	2404	2719	1754	424	2824	2400	15,0
17,5	348,3	95,0	253,3	63	2836	1830	2453	2774	1790	438	2917	2479	15,5
18,0	358,3	100,0	258,3	65	2957	1908	2501	2829	1825	452	3011	2558	16,0
18,5	368,3	105,0	263,3	66	3080	1987	2549	2883	1860	467	3106	2639	16,5
19,0	378,3	110,0	268,3	67	3205	2068	2598	2938	1896	481	3202	2721	17,0
19,5	388,3	115,0	273,3	68	3333	2150	2646	2993	1931	495	3300	2805	17,5
20,0	398,3	120,0	278,3	70	3462	2234	2695	3048	1966	509	3399	2890	18,0
20,5	408,3	125,0	283,3	71	3595	2319	2743	3102	2002	523	3499	2976	18,5
21,0	418,3	130,0	288,3	72	3729	2406	2792	3157	2037	537	3601	3064	19,0
21,5	428,3	135,0	293,3	73	3866	2494	2840	3212	2072	551	3704	3153	19,5
22,0	438,3	140,0	298,3	75	4006	2584	2888	3267	2108	565	3808	3243	20,0
22,5	448,3	145,0	303,3	76	4148	2676	2937	3321	2143	580	3914	3334	20,5
23,0	458,3	150,0	308,3	77	4292	2769	2985	3376	2178	594	4021	3427	21,0
23,5	468,3	155,0	313,3	78	4438	2863	3034	3431	2214	608	4129	3522	21,5
24,0	478,3	160,0	318,3	80	4587	2959	3082	3486	2249	622	4239	3617	22,0
24,5	488,3	165,0	323,3	81	4738	3057	3130	3540	2284	636	4350	3714	22,5
25,0	498,3	170,0	328,3	82	4891	3156	3179	3595	2319	650	4462	3812	23,0
25,5	508,3	175,0	333,3	83	5047	3256	3227	3650	2355	664	4576	3911	23,5
26,0	518,3	180,0	338,3	85	5206	3358	3276	3705	2390	679	4691	4012	24,0
26,5	528,3	185,0	343,3	86	5366	3462	3324	3760	2425	693	4807	4114	24,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ulm,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{b,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L-palo
27,0	538,3	190,0	348,3	87	5529	3567	3373	3814	2461	707	4925	4218	25,0
27,5	548,3	195,0	353,3	88	5694	3674	3421	3869	2496	721	5044	4323	25,5
28,0	558,3	200,0	358,3	90	5862	3782	3469	3924	2531	735	5164	4429	26,0
28,5	568,3	205,0	363,3	91	6032	3892	13847	15660	10103	749	10868	10119	26,5
29,0	578,3	210,0	368,3	92	6204	4003	14037	15876	10242	763	11068	10304	27,0
29,5	588,3	215,0	373,3	93	6379	4116	14228	16091	10382	778	11269	10491	27,5
30,0	598,3	220,0	378,3	95	6556	4230	14418	16307	10521	792	11471	10679	28,0
30,5	608,3	225,0	383,3	96	6736	4346	14609	16522	10660	806	11675	10869	28,5
31,0	618,3	230,0	388,3	97	6917	4463	14800	16738	10799	820	11880	11060	29,0
31,5	628,3	235,0	393,3	98	7101	4582	14990	16954	10938	834	12086	11252	29,5
32,0	638,3	240,0	398,3	100	7288	4702	15181	17169	11077	848	12294	11445	30,0

Tabella 7: calcolo capacità portante dei pali delle pile

La verifica dei pali ai carichi orizzontali alla rottura per carico limite del complesso palo-terreno è riportata di seguito alla luce dell'impostazione teorica richiamata in modo sintetico nei paragrafi precedenti. Considerando a favore di sicurezza il minimo carico normale agente sui pali derivante dalla ripartizione degli sforzi, pari a circa 400 kN, e ipotizzando un'armatura di 22 $\phi$ 26 è stato determinato il momento di plasticizzazione per i pali, quindi è stato determinato il meccanismo di rottura secondo la teoria di Broms, alla luce delle stratigrafie di calcolo, con il vincolo in testa di pali impediti di ruotare.

Le verifiche sono state svolte con i fogli di calcolo editi da M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI.

Il valore di  $H_{lim}$  di rottura del complesso palo terreno è superiore alle massime forze orizzontali agenti sul palo,  $T_{MAX}$ , pertanto la verifica risulta soddisfatta.

**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 1200 (mm)  
Raggio = 600 (mm)  
Sforzo Normale = 400 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

C28/35

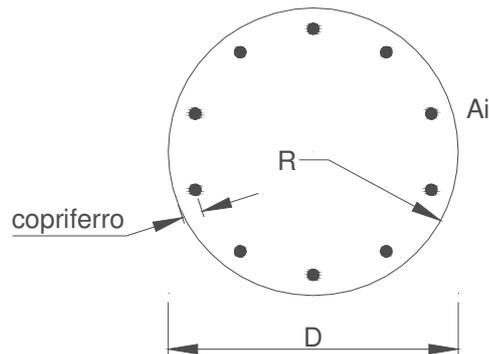
Rck = 35 (Mpa)

fck = 28 (Mpa)

$\gamma_c = 1,5$

$\alpha_{cc} = 0,85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 15,87$  (Mpa)



**Acciaio**

tipo di acciaio

B450C

$f_{yk} = 450$  (Mpa)

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$  (Mpa)

$E_s = 206000$  (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0,190\%$

$\epsilon_{uk} = 10,000\%$

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
22	26	11680	30
0	20	0	30
0	8	0	30

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 2354,4$  (kN m)

Inserisci

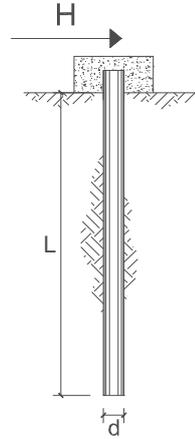
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_\phi$	$\gamma_r$
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		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.
$\xi_\phi$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\xi_r$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

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

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	36,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	2680,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	27,56	(°)	$\phi'_{min} =$	27,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	27,56	(°)	$\phi'_{min,d} =$	27,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$ )	$k_{p,med} =$	2,72	(-)	$k_{p,min} =$	2,66 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	478,36	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:  
 $H1_{med} = 120633,62$  (kN)       $H1_{min} = 118030,02$  (kN)

Palo intermedio:  
 $H2_{med} = 40285,65$  (kN)       $H2_{min} = 39417,78$  (kN)

Palo lungo:  
 $H3_{med} = 1819,41$  (kN)       $H3_{min} = 1806,23$  (kN)

$H_{med} = 1819,41$  (kN)      palo lungo       $H_{min} = 1806,23$  (kN)      palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_\phi; R_{min}/\xi_r) = 1062,49$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 817,30$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 478,36$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,71$

La verifica dei pali a presso-flessione è stata condotta determinando il momento massimo agente sul palo dalla formulazione di Matlock e Reese precedentemente riportata.

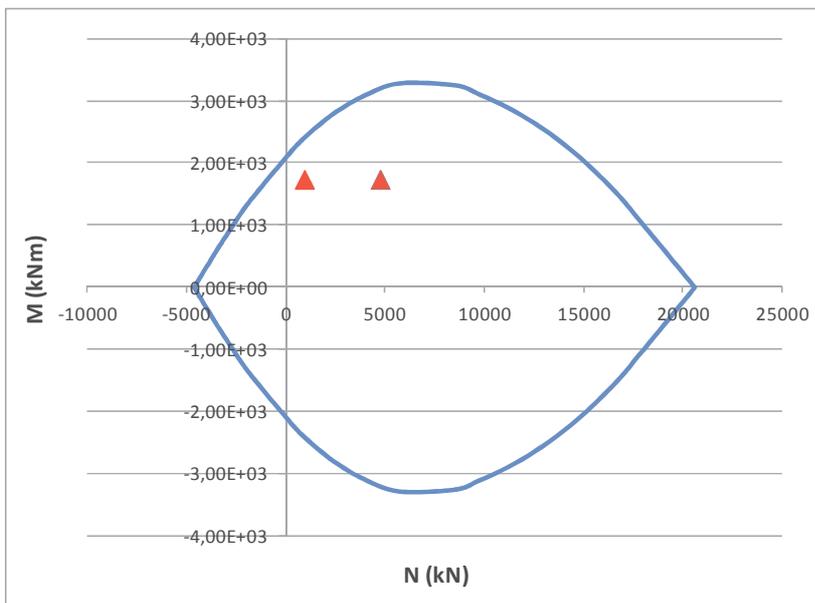
Come modulo di reazione orizzontale del terreno,  $n_h$ , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

$$n_h = 20000 \text{ kN/m}^3$$

da cui deriva un momento massimo in testa al palo pari a

$$M_s = 2092,0 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per soddisfare la verifica a taglio i pali saranno invece armati mediante spirali  $\phi 12$  con passo 10 cm.

<b>Verifica armatura a taglio</b>			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b <sub>e</sub>	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d <sub>e</sub>	834,4	mm
Braccio delle forze interno	z	750,96	mm
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	k	1,15	≤2
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	v <sub>min</sub>	0,23	MPa
Coefficiente di sicurezza	g <sub>c</sub>	1,50	-
Diametro barre	φ	12	mm
Braccia staffe	b <sub>r</sub>	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A <sub>sw</sub>	113,10	mm <sup>2</sup>
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	$\sigma_{cp} / f_{cd}$	0,00	
coefficiente maggiorativo	α <sub>c</sub>	1,00	-
	v	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctgθ	2,5	-
<b>Condizione limite</b>			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V <sub>Rcd</sub>	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V <sub>Rs d</sub>	830,84	kN
V <sub>Rd</sub> = min [V <sub>Rcd</sub> ; V <sub>Rs d</sub> ]	V <sub>Rd</sub>	830,84	kN
Sforzo di taglio agente	V <sub>ed</sub>	678,78	kN
	Verifica	V <sub>d</sub> < V <sub>Rd</sub>	
<b>OK</b>			

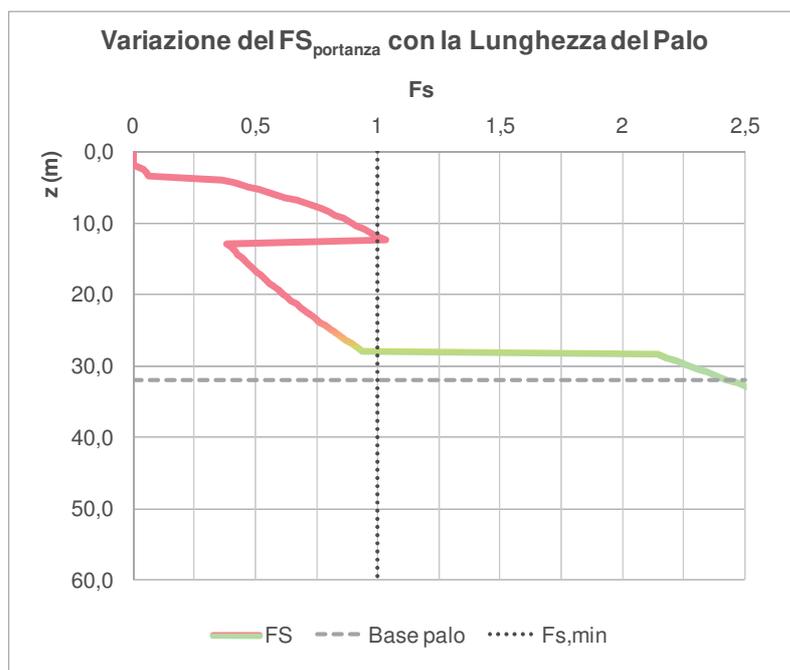
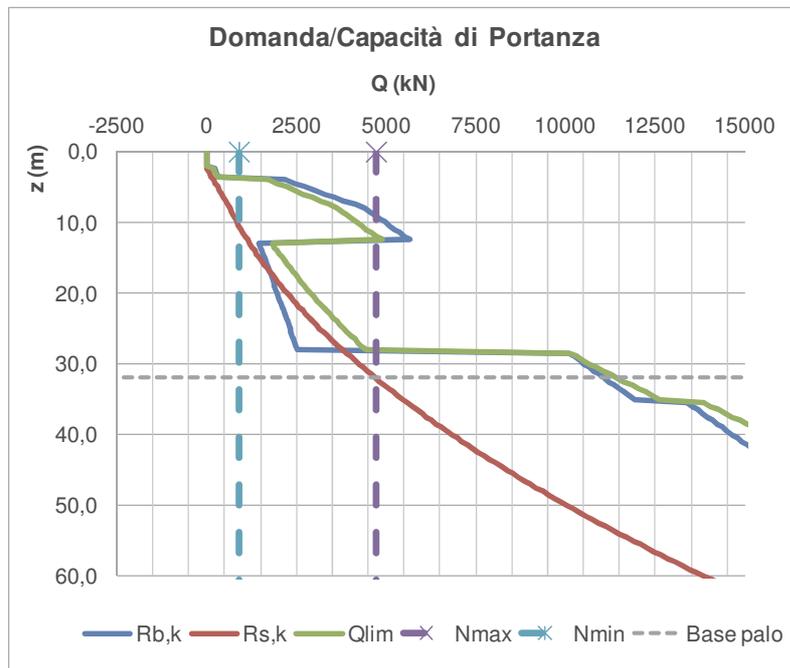
L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 2,4 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

<b>D</b>	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
<b>L</b>	30	m	<i>Lunghezza palo</i>
<b>L<sub>u</sub></b>	28,5	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
<b>F<sub>ck</sub></b>	2102,76	kN	<i>Carico medio su pali</i>
<b>E</b>	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
↓	1,88	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
↓	4,6	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
<b>Cedimento palificata</b>			
<b>n</b>	8		
<b>i</b>	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
<b>R</b>	0,9798	-	
<b>R<sub>g</sub></b>	0,65	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
↓ <sub>p</sub>	23,8	mm	<i>Cedimento palificata</i>

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle pile e le verifiche di capacità:

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m <sup>3</sup> ]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
8	1,20	30	22φ26	70	2,42	1,22	2,6

Come si osserva dai diagrammi seguenti, la lunghezza del palo è portata fino a 30m per ammorsare il palo dell'Ug2 e sfruttare il contributo alla punta, che aumenta significativamente.

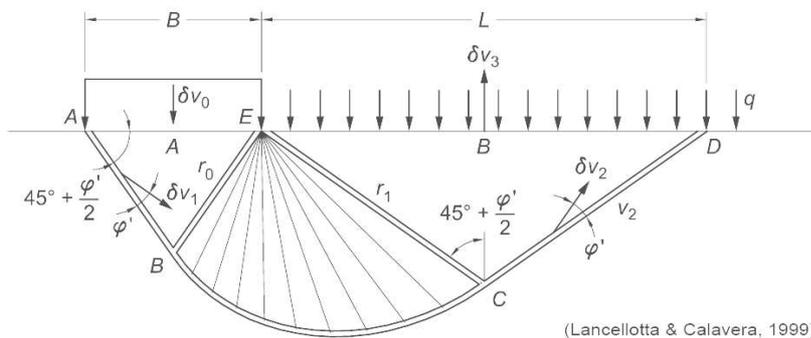


## 8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

Le spalle del cavalcavia sono realizzate su fondazioni superficiali. In relazione alla dimensioni della sede stradale e della sovrastruttura del cavalcavia la zattera di fondazione ha dimensioni in pianta pari 12,0 m x 4,0m ed altezza pari a 1,2 m.

### ➤ *Metodo di calcolo e di analisi fondazioni superficiali*

Il calcolo del carico limite del terreno di fondazione viene eseguito secondo la formula di Brinch Hansen, valutato con l'espressione:



$$q_{ult} = (c * N_c * d_c * i_c * \gamma_c * b_c + g * D * N_q * d_q * i_q * \gamma_q * b_q + 0.5 * g * N_g * d_g * i_g * \gamma_g * b_g) * B$$

dove i coefficienti di capacità portante sono dati da:

$$k_p = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

$$N_q = \exp(\pi * \tan\varphi) * k_p$$

$$N_g = 2 * (n_q + 1) * \tan\varphi$$

$$N_c = (n_q - 1) / \tan\varphi \quad (\text{per } \varphi > 0)$$

$$N_c = 5.14 \quad (\text{per } \varphi = 0)$$

I fattori di profondità d sono legati alla posizione D del piano di posa di fondazione dalle relazioni:

$$d_q = 1 + 2 * \tan\varphi * (1 - \sin\varphi)^2 * \arctg(D/B') \quad \text{se } D > B'$$

$$d_q = 1 + 2 * D/B' * \tan\varphi * (1 - \sin\varphi)^2 \quad \text{se } D \leq B'$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c * \tan\varphi) \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$d_c = 1 + 0.40 * D/B' \quad \text{se } D > B' \text{ e per } \varphi = 0$$

I fattori di inclinazione ed eccentricità del carico i sono legati alle componenti orizzontali e verticali T e N del carico nel caso lo stesso sia inclinato rispetto alla verticale:

$$i_q = i_c = (1 - 0.5 * T / (N + a * C_a * 1 / \tan \varphi))^5 \quad (\text{per } \varphi > 0)$$

$$i_q = i_c = 0.5 + 0.5 * (1 - T / (a * C_a))^2 \quad (\text{per } \varphi = 0)$$

$$i_g = (1 - (0.7 * T) / (N + a * C_a * 1 / \tan \varphi))^5$$

I fattori di inclinazione del piano di posa delle fondazione b sono dipendenti dell'angolo alfa del piano di fondazione rispetto all'orizzontale dalle relazioni:

$$b_q = b_c = \text{Exp}(-2 * \alpha * \tan \varphi)$$

$$b_g = \text{Exp}(-2.7 * \alpha * \tan \varphi)$$

dove:

B, D,  $\alpha$  larghezza, profondità e inclinazione della fondazione

B' larghezza di fondazione ridotta  $B' = B - 2 * e$

T, N, e Forze orizzontali, verticali ed eccentricità in fondazione

C,  $\gamma$ ,  $\varphi$  Coesione, peso specifico ed attrito del terreno di fondazione

La verifica a scorrimento è invece condotta determinando la resistenza a scorrimento della fondazione superficiale pari a:

$$S_d = N_d * \tan \varphi + c' * B' * L'$$

Le verifiche sono soddisfatte se i coefficienti di sicurezza risultano maggiori dei valori di seguito riportati:

	Capacità portante	Scorrimento
SLU STR	FS $\geq$ 1	FS $\geq$ 1
SLU SISMA	FS $\geq$ 1,8	FS $\geq$ 1,1
SLU GEO	FS $\geq$ 1,8	FS $\geq$ 1,1

➤ **Verifica delle fondazioni superficiali**

Sulla base delle sollecitazioni riportate al capitolo 6 sono quindi stati determinati i coefficienti di sicurezza relativi alle diverse combinazioni di carico, che risultano tutti soddisfatti:

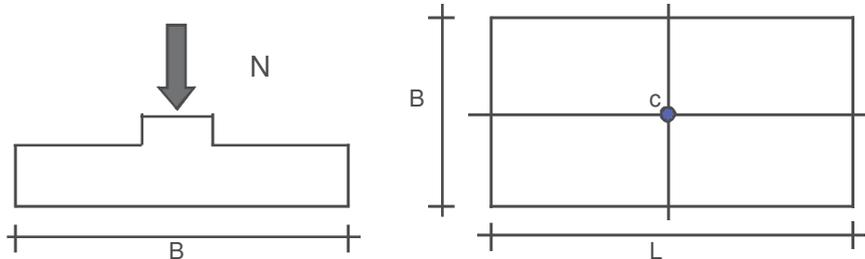
		F <sub>s</sub> capacità portante	F <sub>s</sub> scorrimento
1	SLU STR (A1)	2,22	1,66
8		1,96	2,13
9		2,37	2,29
10	SLU SISIMA	1,97	2,10
11	SLV - (A2M2)	1,97	2,10
12		2,45	2,18
13		2,85	2,67
14	SLU GEO (A2)	2,22	1,66

L'analisi dei cedimenti della fondazione superficiale è stata eseguita secondo la teoria di Poulos e Davis (1974), mediante i fogli di calcolo editi da M. Mancina, R. Nori, P.Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI.

Il cedimento delle spalle risulta pari a 2,62 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE**

**LAVORO:**



**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\rightarrow z_i = (q/2) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\rightarrow x_i = (q/2) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\rightarrow y_i = (q/2) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\rightarrow_{tot} = \sum_{i=1}^{ns} (z_i / i) \rightarrow x_i + y_i \rightarrow z_i / E_i$$

**DATI DI INPUT:**

B = 12,00 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 4,00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 4864 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 101,33 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	→z <sub>i</sub>	E	→	→c <sub>i</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	rilevato	6,40	0,0	6,4	0,5	15000	0,30	1,97
2	limo argilloso sabbioso	3,50	6,4	9,9	0,5	20000	0,30	0,37
3	sabbie e ghiaie in matrice limosa	9,00	9,9	18,9	0,5	30000	0,30	0,28
-	sabbia limosa argillosa	15,50	0,0	0,0	0,5	30000	0,30	-
-	sabbie e ghiaie limose	7,00	0,0	0,0	0,5	30000	0,30	-
-	0	0,00	0,0	0,0	0,5	0	0,30	-

$$\rightarrow_{ctot} = 2,62 \text{ (cm)}$$

## 9. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del cavalcavia "CV03" su s.p. Masserano - Rovasenda, previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme.

Le stratigrafie di calcolo assieme con la caratterizzazione geotecnica, definita in Relazione Geotecnica Generale, le sollecitazioni da sovrastruttura incluse quelle sismiche, definite nelle relative relazioni, hanno indotto al ricorso delle seguenti strutture:

- le Spalle avranno fondazioni superficiali aventi dimensioni in pianta pari a 12,0m x 4,0m;
- ciascuna Pila sarà fondata su n. 8 pali  $\phi$ 1200 di lunghezza pari a 30m.

In presenza di tali strutture fondali si stimano i seguenti valori di cedimento:

- Spalle: 2,6 cm.
- Pile: a 2,4 cm.

Le sottofondazioni sono dimensionate conformemente alle NT2008, e si attesta che le verifiche di norma, nonché di funzionalità con la sovrastruttura, risultano sempre soddisfatte.

Quanto qui dimensionato trova riscontro grafico nell'elaborato T00CV03GETDI01A.