

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. ROASIO-ROVASENDA - CV04**

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

DPT007\_D\_1701\_T00\_CV04\_GET\_RE01\_A.PDF

DPT007    D    1701

CODICE ELAB. T00 CV04 GET RE01

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 "CV04" su s.p. Roasio-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.

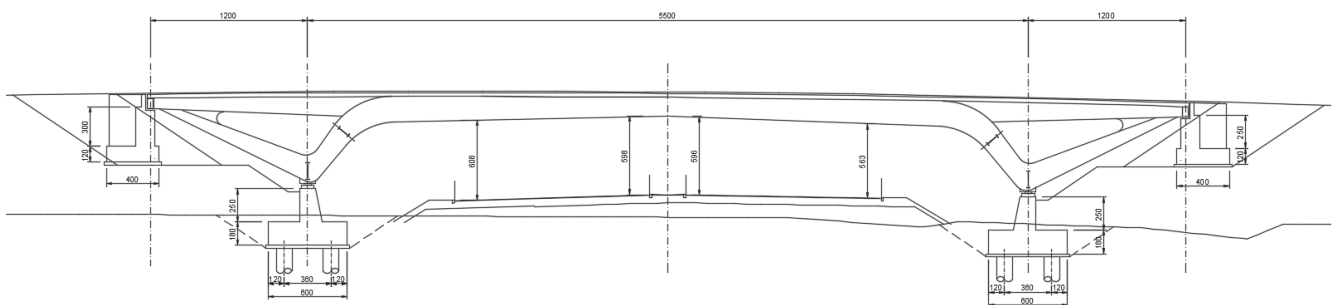


Figura 1: Profilo longitudinale opera

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  $L=30m$ .

Per il modello geotecnico di sottosuolo, determinato a seguito di un'estesa campagna di indagini, si fa riferimento all'elaborato *T00GE00GETRE01A* "Relazione geotecnica generale". Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00CV04GETDI01A – Carpenteria dei Pali di Fondazione*.

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";
- *T00CV04STRRE01A* 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 3,70 m	3,70 m
<b>Ug1</b>	Da 3,70 m fino a 8,20 m	4,50 m
<b>Ug2</b>	Da 8,20 m fino a 15,70 m	7,50 m

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle spalle del cavalcavia CV04

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
<b>Ug1</b>	Da p.c. fino a 4,50 m	4,50 m
<b>Ug2</b>	Da 4,50 m fino a 12,00 m	7,50 m
<b>Ug3</b>	≥ 12,00 m	-

Tabella 2: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle pile del cavalcavia CV04

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

	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	2402	0	7641	1338	0
2	2402	0	13511	7208	0
3	2402	464	17429	11127	9076
4	2780	464	16450	12148	7606
5	2780	774	16450	12148	9738
6	2402	774	17429	11127	11208
7	4182	284	13594	13567	1263
8	3449	946	13594	10860	4210
9	3449	284	13786	10859	1263
10	4182	284	13429	13567	1263
11	3449	946	13429	10860	4210
12	3449	284	13236	10860	1263

#### 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	3123	0	9933	1739	0
2	3123	0	17565	9371	0
3	3123	536	22086	13892	10472
4	3450	536	20955	14494	8776
5	3450	893	20955	14494	11236
6	3450	893	22086	15624	12932

#### 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	2402	0	8828	5197	0
2	2402	0	13792	10161	0
3	2402	357	16822	13192	7096
4	2620	595	16064	13697	7577
5	2620	357	16064	13697	5937
6	2693	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	4765	1295	235	102	2820
7	4765	955	784	341	1291
8	4844	955	235	102	1284
9	4697	1295	235	102	2826
10	4697	955	784	341	1298
11	4617	955	235	102	1305
12	4731	809	0	0	946

**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	6150	1052	0	0	1229

**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	4731	946	0
2	809	0	4731	946	0
3	809	0	4731	946	0
4	809	0	4731	946	0
5	809	0	4731	946	0
6	809	0	4731	946	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".

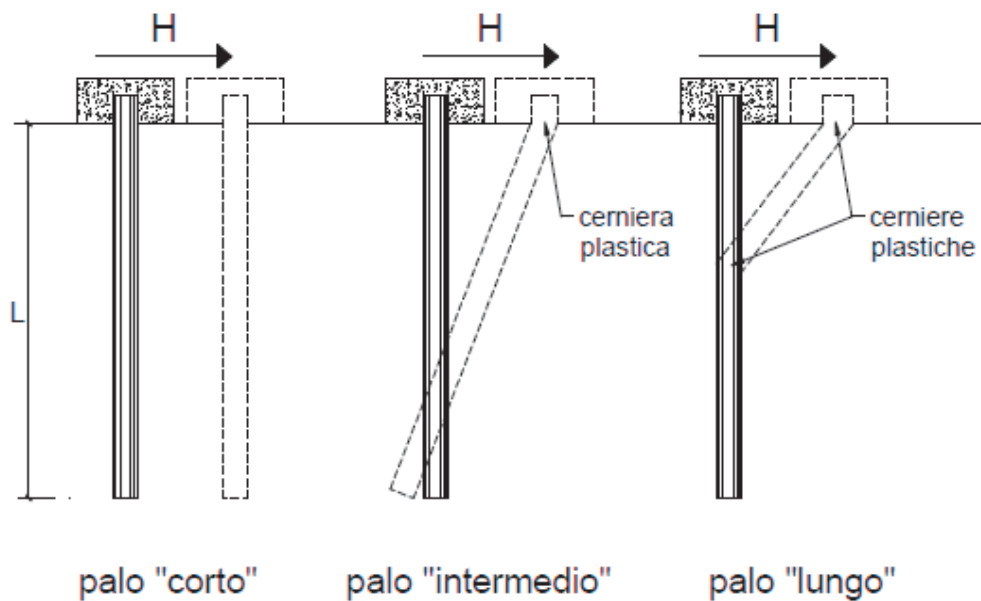


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale  
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 CV04), 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:

$N_{\text{max}} = 4384,5 \text{ kN}$

$T_{\text{max}} = 445,5 \text{ kN}$

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	78,0	0,0	78,0	48	285	184	492	556	359	57	426	369	2,0
4,5	87,8	0,0	87,8	49	376	243	545	616	397	71	505	435	2,5
5,0	97,8	0,0	97,8	50	469	303	3726	4214	2719	85	2277	2192	3,0
5,5	107,8	0,0	107,8	49	563	363	4107	4645	2997	99	2536	2437	3,5
6,0	117,8	0,0	117,8	49	655	423	4488	5076	3275	113	2794	2681	4,0
6,5	127,8	0,0	127,8	47	745	481	4870	5507	3553	127	3050	2923	4,5
7,0	137,8	0,0	137,8	45	832	537	5251	5939	3831	141	3305	3164	5,0
7,5	147,8	0,0	147,8	42	914	590	5632	6370	4109	156	3557	3401	5,5
8,0	157,8	0,0	157,8	39	991	639	6013	6801	4388	170	3806	3636	6,0
8,5	167,8	5,0	162,8	41	1066	688	6204	7016	4527	184	3951	3768	6,5
9,0	177,8	10,0	167,8	42	1144	738	6394	7232	4666	198	4098	3900	7,0
9,5	187,8	15,0	172,8	43	1225	790	6585	7448	4805	212	4246	4034	7,5
10,0	197,8	20,0	177,8	44	1307	843	6776	7663	4944	226	4395	4169	8,0
10,5	207,8	25,0	182,8	46	1392	898	6966	7879	5083	240	4546	4306	8,5
11,0	217,8	30,0	187,8	47	1479	954	7157	8094	5222	254	4698	4444	9,0
11,5	227,8	35,0	192,8	48	1569	1012	7347	8310	5361	269	4851	4583	9,5
12,0	237,8	40,0	197,8	49	1661	1072	7538	8525	5500	283	5006	4723	10,0
12,5	247,8	45,0	202,8	51	1755	1133	1963	2221	1433	297	2046	1749	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	257,8	50,0	207,8	52	1852	1195	2012	2275	1468	311	2126	1815	11,0
13,5	267,8	55,0	212,8	53	1951	1259	2060	2330	1503	325	2208	1883	11,5
14,0	277,8	60,0	217,8	54	2053	1324	2109	2385	1539	339	2291	1952	12,0
14,5	287,8	65,0	222,8	56	2156	1391	2157	2440	1574	353	2376	2022	12,5
15,0	297,8	70,0	227,8	57	2263	1460	2206	2494	1609	368	2461	2094	13,0
15,5	307,8	75,0	232,8	58	2371	1530	2254	2549	1645	382	2548	2167	13,5
16,0	317,8	80,0	237,8	59	2482	1601	2302	2604	1680	396	2637	2241	14,0
16,5	327,8	85,0	242,8	61	2595	1674	2351	2659	1715	410	2727	2317	14,5
17,0	337,8	90,0	247,8	62	2711	1749	2399	2714	1751	424	2818	2393	15,0
17,5	347,8	95,0	252,8	63	2829	1825	2448	2768	1786	438	2910	2472	15,5
18,0	357,8	100,0	257,8	64	2949	1903	2496	2823	1821	452	3004	2551	16,0
18,5	367,8	105,0	262,8	66	3072	1982	2545	2878	1857	467	3098	2632	16,5
19,0	377,8	110,0	267,8	67	3197	2062	2593	2933	1892	481	3195	2714	17,0
19,5	387,8	115,0	272,8	68	3324	2144	2641	2987	1927	495	3292	2798	17,5
20,0	397,8	120,0	277,8	69	3454	2228	2690	3042	1963	509	3391	2882	18,0
20,5	407,8	125,0	282,8	71	3586	2313	2738	3097	1998	523	3492	2969	18,5
21,0	417,8	130,0	287,8	72	3720	2400	2787	3152	2033	537	3593	3056	19,0
21,5	427,8	135,0	292,8	73	3857	2488	2835	3206	2069	551	3696	3145	19,5
22,0	437,8	140,0	297,8	74	3996	2578	2884	3261	2104	565	3800	3235	20,0
22,5	447,8	145,0	302,8	76	4138	2669	2932	3316	2139	580	3906	3326	20,5
23,0	457,8	150,0	307,8	77	4281	2762	2980	3371	2175	594	4013	3419	21,0
23,5	467,8	155,0	312,8	78	4428	2857	3029	3425	2210	608	4121	3513	21,5
24,0	477,8	160,0	317,8	79	4576	2952	3077	3480	2245	622	4230	3608	22,0
24,5	487,8	165,0	322,8	81	4727	3050	3126	3535	2281	636	4341	3705	22,5
25,0	497,8	170,0	327,8	82	4880	3149	3174	3590	2316	650	4453	3803	23,0
25,5	507,8	175,0	332,8	83	5036	3249	3222	3645	2351	664	4567	3902	23,5
26,0	517,8	180,0	337,8	84	5194	3351	3271	3699	2387	679	4682	4003	24,0
26,5	527,8	185,0	342,8	86	5354	3454	3319	3754	2422	693	4798	4105	24,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ulim,min}$ (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	537,8	190,0	347,8	87	5517	3559	3368	3809	2457	707	4915	4208	25,0
27,5	547,8	195,0	352,8	88	5682	3666	3416	3864	2493	721	5034	4313	25,5
28,0	557,8	200,0	357,8	89	5849	3774	3465	3918	2528	735	5154	4419	26,0
28,5	567,8	205,0	362,8	91	6019	3883	3513	3973	2563	749	5276	4526	26,5
29,0	577,8	210,0	367,8	92	6191	3994	3561	4028	2599	763	5398	4635	27,0
29,5	587,8	215,0	372,8	93	6366	4107	3610	4083	2634	778	5522	4745	27,5
30,0	597,8	220,0	377,8	94	6543	4221	3658	4137	2669	792	5648	4856	28,0
30,5	607,8	225,0	382,8	96	6722	4337	3707	4192	2705	806	5774	4969	28,5
31,0	617,8	230,0	387,8	97	6903	4454	3755	4247	2740	820	5902	5082	29,0
31,5	627,8	235,0	392,8	98	7087	4572	3804	4302	2775	834	6032	5198	29,5
32,0	637,8	240,0	397,8	99	7274	4693	3852	4356	2811	848	6162	5314	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, e pari a circa 1390 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 = 1390 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

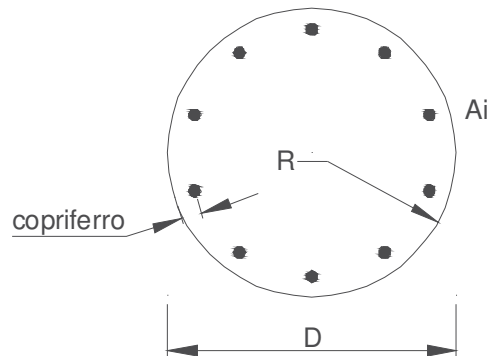
Rck = 35 (Mpa)

fck = 28 (Mpa)

$\beta_c = 1,5$

$\beta_{cc} \sum \Delta K = 0,85$

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



**Acciaio**

tipo di acciaio

f<sub>yk</sub> = 450 (Mpa)

$\beta_s = 1,15$

f<sub>yd</sub> = f<sub>yk</sub> /  $\beta_s = 391,3$  (Mpa)

E<sub>s</sub> = 206000 (Mpa)

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

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

**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<sub>y</sub> = 2680,6 (kN m)

Inserisci

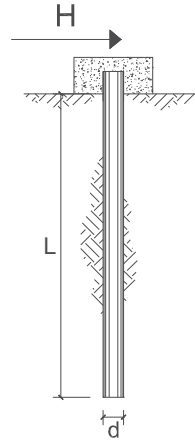
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:** Esempio

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_\phi$	$\gamma_r$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
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 =	30,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	2680,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	30,50	(°)	$\phi'_{min} =$	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	30,50	(°)	$\phi'_{min,d} =$	29,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$ )	$k_{p,med} =$	3,06	(-)	$k_{p,min} =$	2,88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	19,17	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	445,45	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 95051,19$  (kN)  $H1_{min} = 89487,97$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 31773,06$  (kN)  $H2_{min} = 29918,66$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1897,64$  (kN)  $H3_{min} = 1859,88$  (kN)

$H_{med} = 1897,64$  (kN) palo lungo  $H_{min} = 1859,88$  (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_\phi ; R_{min}/\xi_r) = 1150,09$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 884,68$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 445,45$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,99$

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.

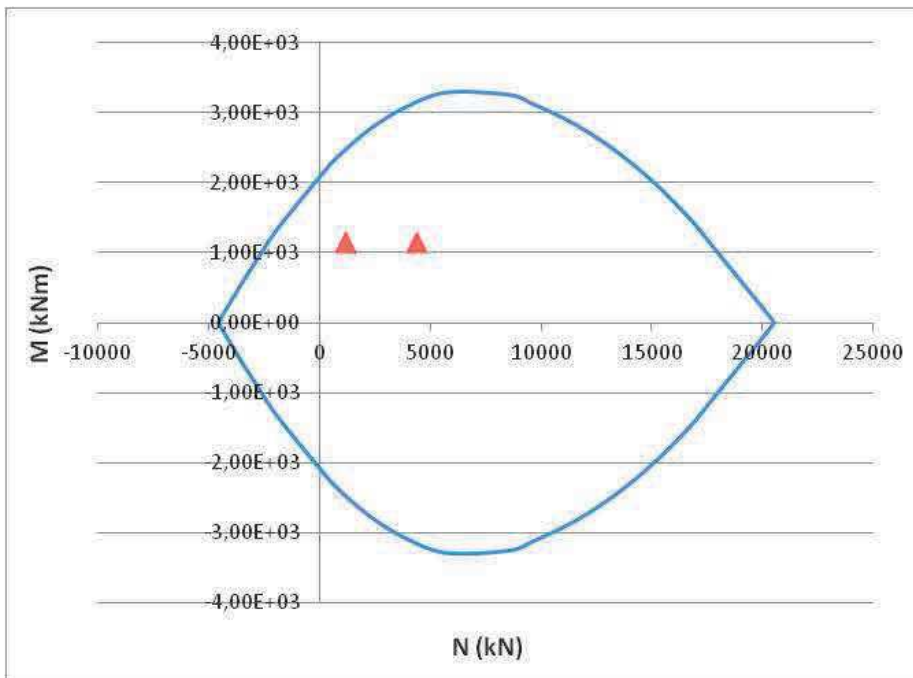
Come modulo di reazione orizzontale del terreno,  $n_{hr}$ , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 1141,5 \text{ kNm}$$

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.

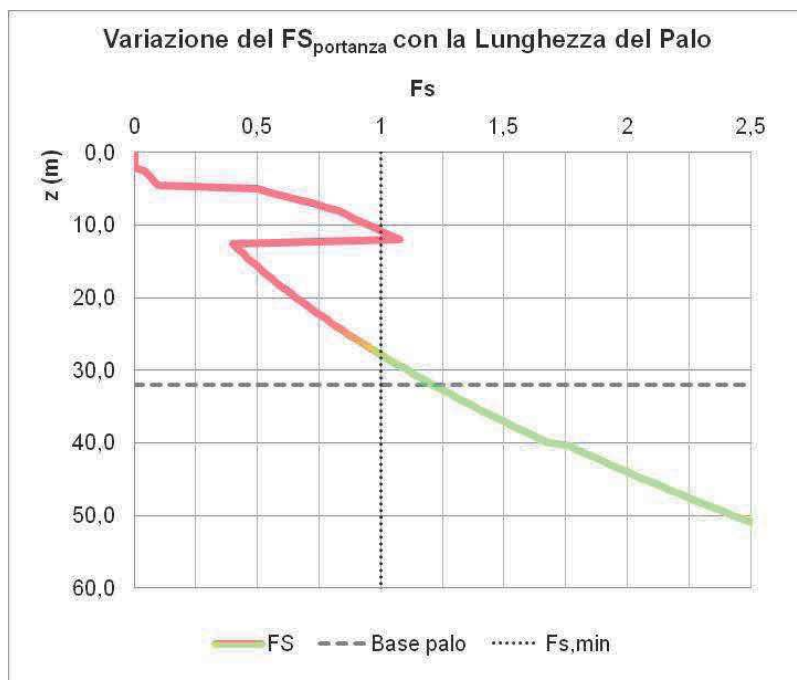
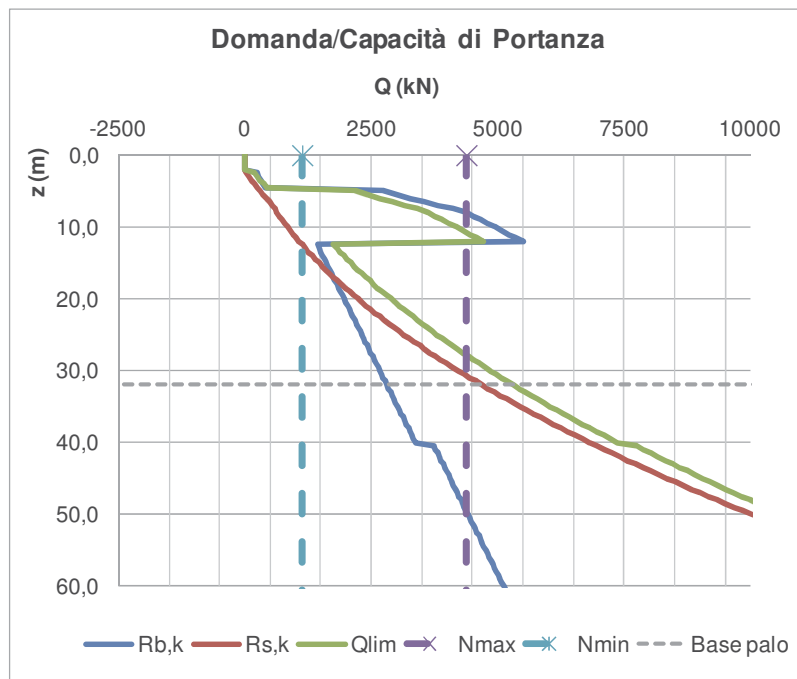
<b>Verifica armatura a taglio</b>			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b <sub>e</sub>	954	mm
Altezza utile della sezione 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>	445,45	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>	27,5	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
<b>F<sub>ck</sub></b>	2065,65	kN	<i>Carico medio su pali</i>
<b>E</b>	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
<b>ρ</b>	1,86	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
<b>ρ</b>	4,7	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>
<b>ρ<sub>p</sub></b>	24,1	mm	<i>Cedimento palificata</i>

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle pile del Cavalcavia CV04 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	1,21	1,99	2,4

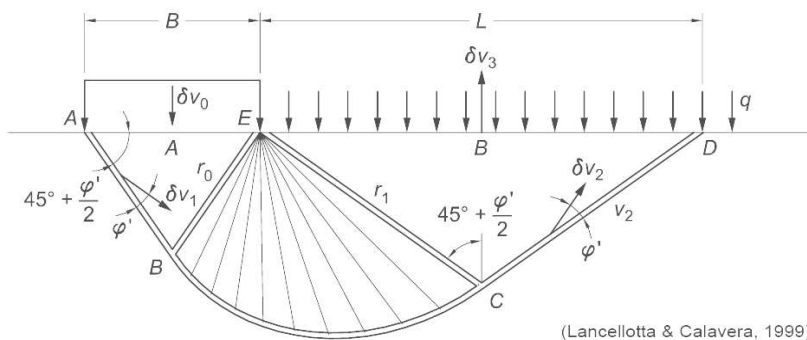


## 8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

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:

$$k_p = \tan(\pi / 4 + \varphi / 2)^2$$

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

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

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

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

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:

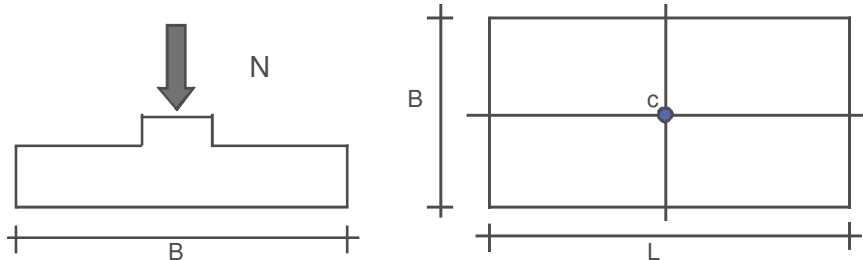
		$F_s$ capacità portante	$F_s$ scorrimento
1	SLU STR (A1)	2,28	1,63
8		2,08	2,08
9		2,47	2,24
10	SLU SISIMA	2,09	2,05
11	SLV - (A2M2)	2,09	2,05
12		2,55	2,13
13		2,92	2,59
14	SLU GEO (A2)	2,28	1,63

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 2,30 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE**

**LAVORO:**



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

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

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

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

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

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

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

$$\tau_{tot} = \tau = \tau / 2) z_i \tau / i_{\tau} (x_i + \tau y_i) \tau z_i / E_i$$

**DATI DI INPUT:**

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

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

N = 4731 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 98,56 (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>	$\tau z_i$	E	$\tau$	$\tau c_i$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	rilevato	3,70	0,0	3,7	0,5	15000	0,30	1,33
2	limo argilloso sabbioso	4,50	3,7	8,2	0,5	20000	0,30	0,68
3	sabbie e ghiaie in matrice limosa	7,50	8,2	15,7	0,5	30000	0,30	0,30
-	sabbia limosa argillosa	28,00	0,0	0,0	0,5	30000	0,30	-
-	0	0,00	0,0	0,0	0,5	0	0,30	-
-	0	0,00	0,0	0,0	0,5	0	0,30	-

$$\tau_{ctot} = 2,30 \text{ (cm)}$$

## 9. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del cavalcavia "CV04" su s.p. Roasio-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: 2,3 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 T00CV04GETDI01A.