

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

PONTE RIO S.GIORGIO - VI02

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007_D_1701_T00_VI02_GET_RE01_A.PDF

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00VI02GETRE01

A

-

C

B

A

Emissione

18/5/2018

Ing. A. Mangiola

Ing. E. Mittiga

Ing. A. Micheli

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3. BIBLIOGRAFIA.....	4
4. TABELLA MATERIALI	6
5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....	8
➤ <i>Stratigrafia di progetto</i>	<i>9</i>
6. ANALISI DEI CARICHI	10
➤ <i>Sollecitazioni spalle</i>	<i>10</i>
7. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE.....	11
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione</i>	<i>11</i>
➤ <i>Cedimenti</i>	<i>13</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali</i>	<i>14</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali</i>	<i>18</i>
8. CONCLUSIONI.....	29

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del ponte San Giorgio, denominato "VI02", previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme.

Il ponte attraversa il torrente omonimo e presenta due impalcati gemelli distinti, a campata singola di lunghezza 47.60 m (in asse appoggi).

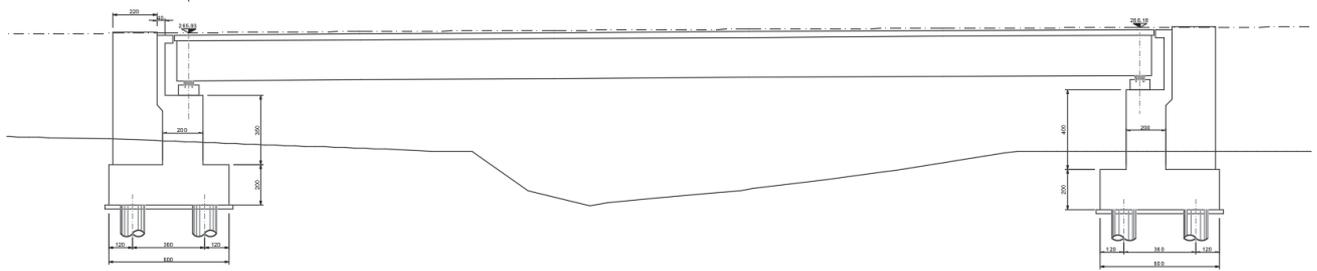


Figura 1: Profilo dell'opera

Per ciò che riguarda le sottostrutture si prevede un'unica fondazione che colleghi le spalle omologhe dei due impalcati. La fondazione sarà profonda, costituita da n.14 pali di fondazione trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=36$ m. Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00VI02GETDI01A – 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" ed al profilo geotecnico, elaborati da *T00GE00GETFG01A* a *T00GE00GETFG10A.*

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

- *T00GE00GETRE02A* "Relazione sismica";
- *T00VI02STRRE01A* Relazione tecnica e di calcolo Ponte

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.

Autore	Titolo	Editore	Anno
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: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

e. Acciaio per palancoato tipo AZ 36-700

Tipo UNI EN 10025-5 S275

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento MPa 275

E_s = modulo elastico MPa 210000

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.

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 ponte, sono:

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 del ponte, a partire dal piano campagna, e la quota del piano di posa dei plinti di fondazione.

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Ug1	da p.c. fino a 4,50 m	3,50 m
Ug2	da 4,50 m fino a 12,00 m	7,50 m
Ug3	≥ 12,00 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le spalle del ponte

Appoggio	Quota da p.c. [m]
Spalle	3,00 m

Tabella 2: Quota piano di posa plinto di fondazione

Dalle indagini condotte la quota di falda in corrispondenza dell'opera si localizza a profondità pari a 10 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 spalle

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI GEO-SIS

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	9429	0	22066	17786	0
2	9429	0	30066	25786	0
3	12113	390	36566	45264	13650
4	11885	390	34941	43494	11213
5	11847	650	34941	43225	13813
6	12113	650	36566	45264	16250
7	13345	456	30284	44243	1870
8	12280	1521	30284	39496	6232
9	12280	456	30795	39433	1870
10	13345	456	29847	44297	1870
11	12280	1521	29847	39550	6232
12	12280	456	29336	39613	1870

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	12258	0	28685	23122	0
2	12258	0	39085	33522	0
3	15346	450	46585	55934	15750
4	14964	450	44710	53063	12938
5	14926	750	44710	52795	15938
6	15722	750	46585	58566	18750

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	7459	0	20693	11892	0
2	7459	0	28693	19892	0
3	9324	300	33693	33294	10500
4	9095	500	32443	31602	10625
5	9127	300	32443	31826	8625
6	9624	300	33693	35394	10500

7. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

Le spalle del ponte saranno realizzate su fondazioni profonde costituite da n.14 pali trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=36m$. La zattera di fondazione avrà dimensioni in pianta di $24,00m \times 6,00 m$.

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 σ_{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;
- μ = 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);
- σ'_v = tensione verticale efficace alla profondità z .

Nel caso in esame, il prodotto dei coefficienti μ 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 β , 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 ponte;
- si riportano in Tabella 3 i coefficienti parziali utilizzati per la determinazione dei valori delle resistenze di progetto dai valori caratteristici:

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1	1,7	1,35
Laterale in compressione	γ_s	1	1,45	1,15
Totale	γ_t	1	1,6	1,3
Laterale in trazione	γ_{st}	1	1,6	1,25

Tabella 3: 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 ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate come riportato nella tabella successiva. Nel caso in esame le verticali indagate sono pari a 2.

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

Tabella 4: fattori di correlazione ξ 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:

- β 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 β si può riferire 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 δ 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".

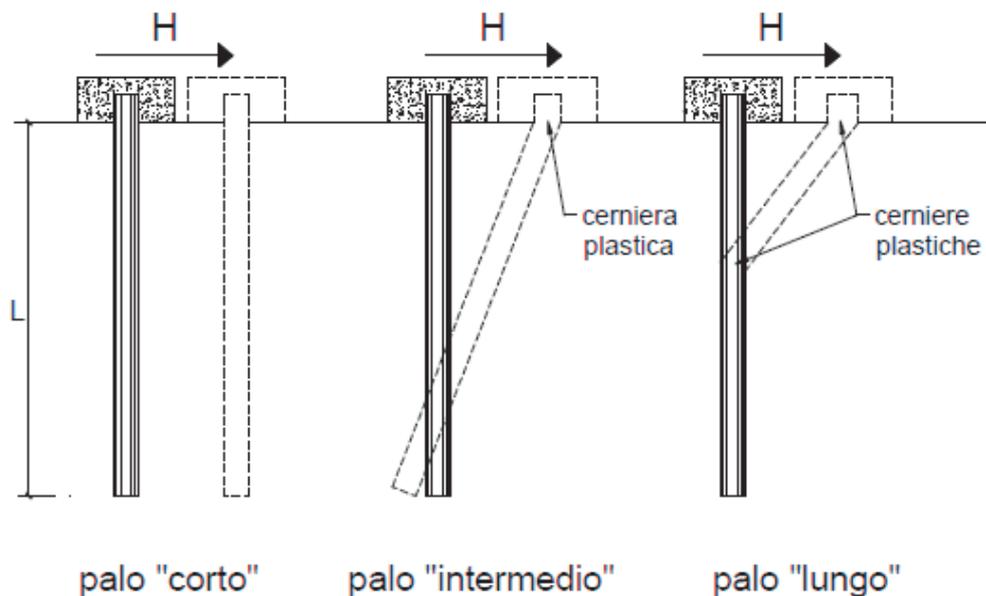


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 5: 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/λ secondo i valori seguenti:

L/λ	C_M
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
≥ 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 Ponte VI02), 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:

$N_{\text{max}} = 5930,6 \text{ kN}$

$T_{\text{max}} = 724,5 \text{ kN}$

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

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale_min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	q_{p_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	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	58,5	0,0	58,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	68,3	0,0	68,3	46	43	25	412	466	274	14	225	211	0,5
4,0	78,0	0,0	78,0	48	131	77	461	521	307	28	294	266	1,0
4,5	87,8	0,0	87,8	49	222	131	510	577	339	42	365	323	1,5
5,0	97,8	0,0	97,8	50	315	186	3577	4045	2379	57	1924	1867	2,0
5,5	107,8	0,0	107,8	49	409	240	3943	4459	2623	71	2152	2081	2,5
6,0	117,8	0,0	117,8	49	501	295	4308	4873	2866	85	2380	2295	3,0
6,5	127,8	0,0	127,8	47	591	348	4674	5287	3110	99	2606	2507	3,5
7,0	137,8	0,0	137,8	45	678	399	5040	5700	3353	113	2831	2718	4,0
7,5	147,8	0,0	147,8	42	760	447	5406	6114	3597	127	3053	2926	4,5
8,0	157,8	0,0	157,8	39	837	492	5772	6528	3840	141	3273	3131	5,0
8,5	167,8	0,0	167,8	42	914	537	6138	6942	4083	156	3492	3337	5,5
9,0	177,8	0,0	177,8	44	995	585	6504	7356	4327	170	3714	3544	6,0
9,5	187,8	0,0	187,8	47	1081	636	6870	7769	4570	184	3938	3755	6,5
10,0	197,8	0,0	197,8	49	1172	689	7236	8183	4814	198	4165	3967	7,0
10,5	207,8	5,0	202,8	51	1266	745	7419	8390	4935	212	4304	4092	7,5
11,0	217,8	10,0	207,8	52	1363	802	7602	8597	5057	226	4443	4217	8,0
11,5	227,8	15,0	212,8	53	1462	860	7784	8804	5179	240	4584	4344	8,5
12,0	237,8	20,0	217,8	54	1564	920	7967	9011	5301	254	4726	4472	9,0
12,5	247,8	25,0	222,8	56	1667	981	2038	2305	1356	269	1857	1589	9,5

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

Lotto 1

Progetto Definitivo

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (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	30,0	227,8	57	1774	1043	2084	2357	1386	283	1934	1651	10,0
13,5	267,8	35,0	232,8	58	1882	1107	2130	2409	1417	297	2012	1715	10,5
14,0	277,8	40,0	237,8	59	1993	1172	2176	2461	1447	311	2092	1780	11,0
14,5	287,8	45,0	242,8	61	2106	1239	2221	2512	1478	325	2172	1847	11,5
15,0	297,8	50,0	247,8	62	2222	1307	2267	2564	1508	339	2254	1914	12,0
15,5	307,8	55,0	252,8	63	2340	1376	2313	2616	1539	353	2336	1983	12,5
16,0	317,8	60,0	257,8	64	2460	1447	2359	2668	1569	368	2421	2053	13,0
16,5	327,8	65,0	262,8	66	2583	1519	2404	2719	1600	382	2506	2124	13,5
17,0	337,8	70,0	267,8	67	2708	1593	2450	2771	1630	396	2592	2196	14,0
17,5	347,8	75,0	272,8	68	2835	1668	2496	2823	1660	410	2680	2270	14,5
18,0	357,8	80,0	277,8	69	2965	1744	2542	2874	1691	424	2769	2345	15,0
18,5	367,8	85,0	282,8	71	3097	1822	2587	2926	1721	438	2859	2421	15,5
19,0	377,8	90,0	287,8	72	3231	1901	2633	2978	1752	452	2950	2498	16,0
19,5	387,8	95,0	292,8	73	3368	1981	2679	3030	1782	467	3043	2576	16,5
20,0	397,8	100,0	297,8	74	3507	2063	2725	3081	1813	481	3137	2656	17,0
20,5	407,8	105,0	302,8	76	3648	2146	2770	3133	1843	495	3231	2737	17,5
21,0	417,8	110,0	307,8	77	3792	2231	2816	3185	1874	509	3328	2819	18,0
21,5	427,8	115,0	312,8	78	3939	2317	2862	3237	1904	523	3425	2902	18,5
22,0	437,8	120,0	317,8	79	4087	2404	2908	3288	1934	537	3523	2986	19,0
22,5	447,8	125,0	322,8	81	4238	2493	2953	3340	1965	551	3623	3072	19,5
23,0	457,8	130,0	327,8	82	4391	2583	2999	3392	1995	565	3724	3159	20,0
23,5	467,8	135,0	332,8	83	4547	2675	3045	3444	2026	580	3826	3247	20,5
24,0	477,8	140,0	337,8	84	4705	2768	3091	3495	2056	594	3930	3336	21,0
24,5	487,8	145,0	342,8	86	4865	2862	3136	3547	2087	608	4034	3426	21,5
25,0	497,8	150,0	347,8	87	5028	2958	3182	3599	2117	622	4140	3518	22,0
25,5	507,8	155,0	352,8	88	5193	3055	3228	3651	2147	636	4247	3611	22,5
26,0	517,8	160,0	357,8	89	5360	3153	3274	3702	2178	650	4355	3705	23,0
26,5	527,8	165,0	362,8	91	5530	3253	3319	3754	2208	664	4465	3800	23,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (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	170,0	367,8	92	5702	3354	3365	3806	2239	679	4575	3897	24,0
27,5	547,8	175,0	372,8	93	5877	3457	3411	3858	2269	693	4687	3994	24,5
28,0	557,8	180,0	377,8	94	6054	3561	3457	3909	2300	707	4800	4093	25,0
28,5	567,8	185,0	382,8	96	6233	3666	3502	3961	2330	721	4914	4193	25,5
29,0	577,8	190,0	387,8	97	6414	3773	3548	4013	2361	735	5030	4294	26,0
29,5	587,8	195,0	392,8	98	6598	3881	3594	4065	2391	749	5146	4397	26,5
30,0	597,8	200,0	397,8	99	6784	3991	3640	4116	2421	763	5264	4501	27,0
30,5	607,8	205,0	402,8	101	6973	4102	3685	4168	2452	778	5383	4605	27,5
31,0	617,8	210,0	407,8	102	7164	4214	3731	4220	2482	792	5503	4712	28,0
31,5	627,8	215,0	412,8	103	7357	4328	3777	4272	2513	806	5625	4819	28,5
32,0	637,8	220,0	417,8	104	7553	4443	3823	4323	2543	820	5747	4927	29,0
32,5	647,8	225,0	422,8	106	7751	4559	3868	4375	2574	834	5871	5037	29,5
33,0	657,8	230,0	427,8	107	7951	4677	3914	4427	2604	848	5996	5148	30,0
33,5	667,8	235,0	432,8	108	8154	4797	3960	4479	2634	862	6122	5260	30,5
34,0	677,8	240,0	437,8	109	8359	4917	4006	4530	2665	877	6250	5373	31,0
34,5	687,8	245,0	442,8	111	8567	5039	4051	4582	2695	891	6379	5488	31,5
35,0	697,8	250,0	447,8	112	8777	5163	4097	4634	2726	905	6508	5604	32,0
35,5	707,8	255,0	452,8	113	8989	5288	4143	4686	2756	919	6640	5721	32,5
36,0	717,8	260,0	457,8	114	9203	5414	4189	4737	2787	933	6772	5839	33,0
36,5	727,8	265,0	462,8	116	9420	5541	4234	4789	2817	947	6905	5958	33,5
37,0	737,8	270,0	467,8	117	9639	5670	4280	4841	2848	961	7040	6079	34,0
37,5	747,8	275,0	472,8	118	9861	5801	4326	4893	2878	975	7176	6200	34,5
38,0	757,8	280,0	477,8	119	10085	5932	4372	4944	2908	990	7313	6323	35,0
38,5	767,8	285,0	482,8	121	10311	6065	4418	4996	2939	1004	7451	6448	35,5
39,0	777,8	290,0	487,8	122	10540	6200	4463	5048	2969	1018	7591	6573	36,0

Tabella 6: calcolo capacità portante dei pali delle spalle

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 700 kN, e ipotizzando un'armatura di $48\phi 26$ 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.

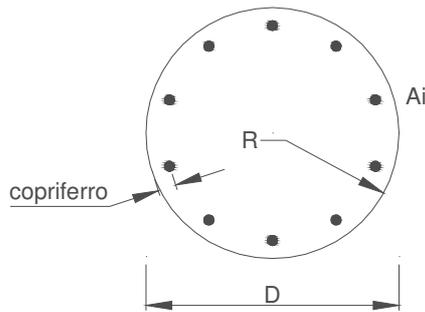
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 700 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1,5$
 $\alpha_{cc} = 0,85$



$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$ (Mpa)
 $E_s = 206000$ (Mpa)
 $\epsilon_{y,s} = 0,190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10,000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
48	φ 26	25485	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 4575,0$ (kN m)

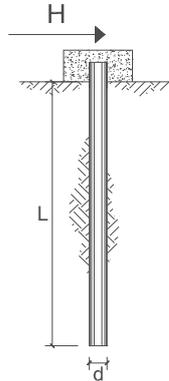
Inserisci

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

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Brons, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_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.
ξ_s	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_t	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: $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	36,00	(m)			
Diametro del palo	d =	1,20	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4500,00	(kN m)			
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	30,33	(°)	$\phi'_{min} =$	29,00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	30,33	(°)	$\phi'_{min,d} =$	29,00	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)	$k_{p,med} =$	3,04	(-)	$k_{p,min} =$	2,88	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19,50	(kN/m ³)			
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1124,27	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			

Palo corto:

$H1_{med} = 138317,84$ (kN) $H1_{min} = 131103,76$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 46230,95$ (kN) $H2_{min} = 43826,25$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2690,21$ (kN) $H3_{min} = 2642,60$ (kN)

$H_{med} = 2690,21$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2642,60$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_d) = 1554,47$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 1195,75$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1124,27$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,06$

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.

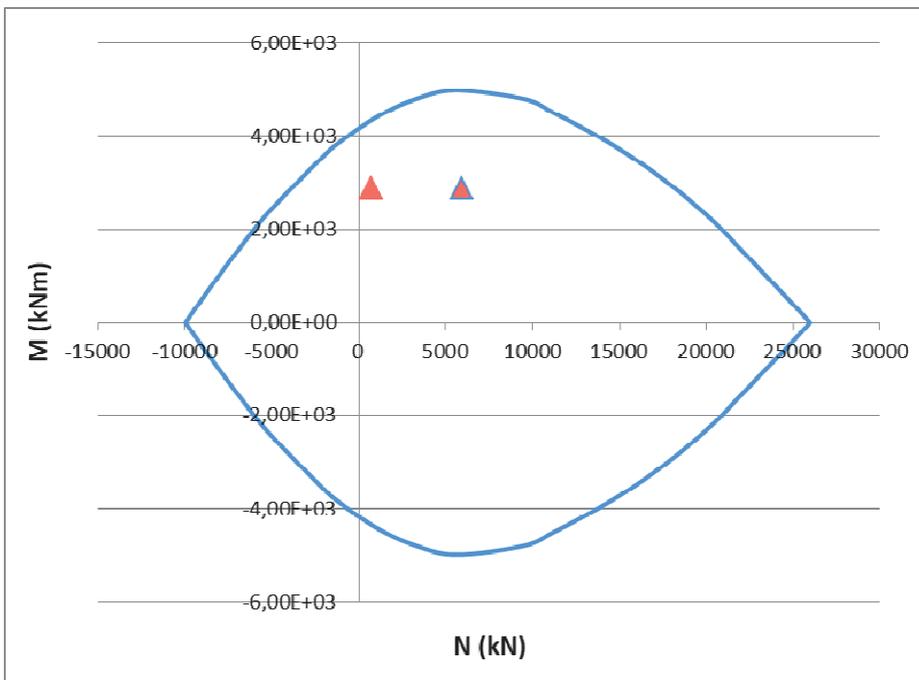
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_h , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 2881,2 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per soddisfare la verifica a taglio i pali saranno invece armati mediante spirali $\phi 14$ con passo 10 cm.

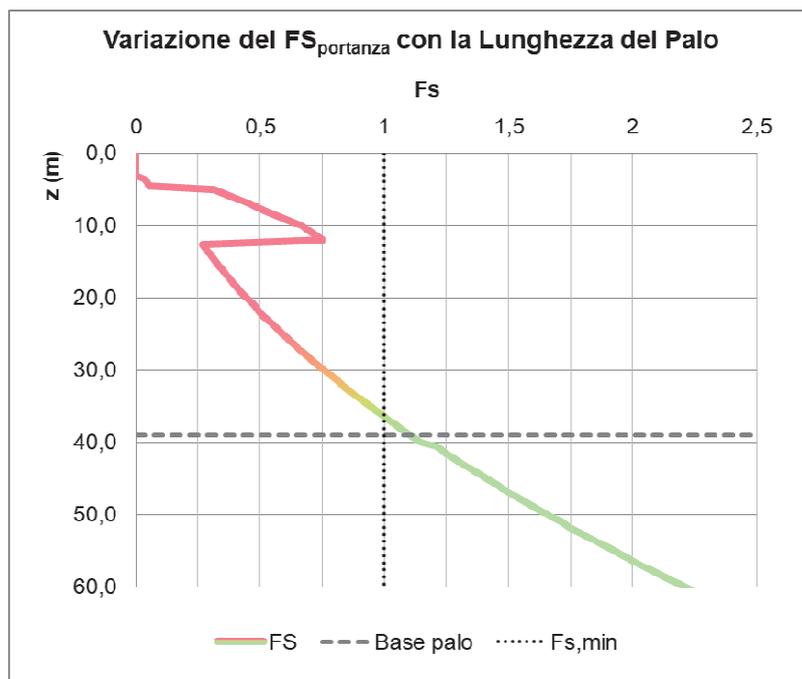
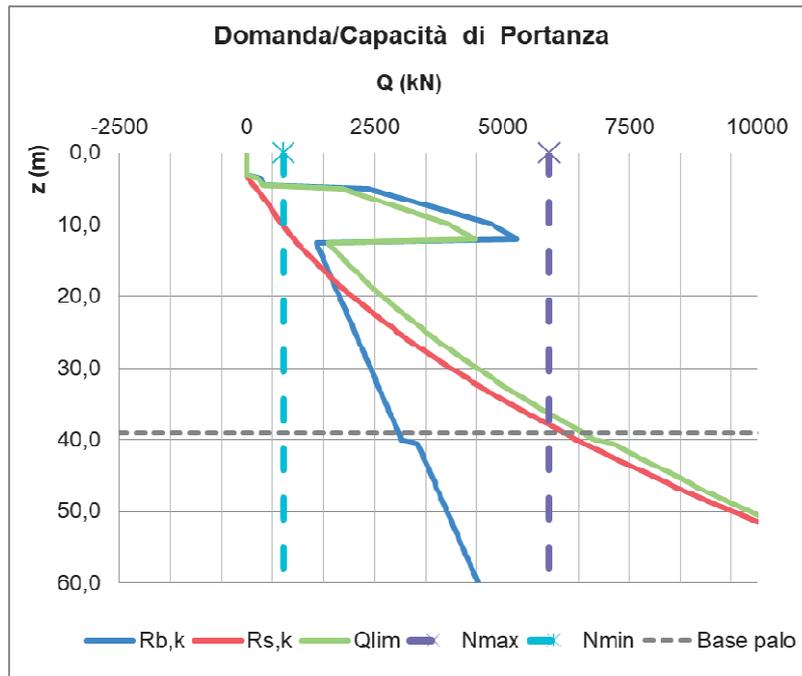
Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	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 _{min}	0,23	MPa
Coefficiente di sicurezza	g _c	1,50	-
Diametro barre	φ	14	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	153,94	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	-
	ν	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctgθ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V _{Rcd}	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V _{Rs d}	1130,87	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	1124,27	kN
	Verifica	Vd < VRd	
OK			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 3,7 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	36	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	30	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2406,64	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,90	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	5,1	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	14		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,18322	-	
R_g	0,52	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	36,6	mm	<i>Cedimento palificata</i>

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

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
14	1,20	36	48φ26	85	1,11	1,06	3,7



8. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del ponte "VI02" sul Rio Guarabione, 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 dei due impalcati saranno collegate da un'unica fondazione, costituita da una zattera di dimensioni in pianta 24,0 m x 6,0 m su n. 14 pali ϕ 1200 di lunghezza pari a 36m;

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

- Spalle: 3,7 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 T00VI02GETDI01A.