

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. 315 ROLINO-BURONZO - CV01

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007_D_1701_T00_CV01_GET_RE01_A.PDF

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00CV01GETRE01

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 pila.....</i>	<i>10</i>
➤ <i>Sollecitazioni spalla</i>	<i>11</i>
7. VERIFICA FONDAZIONI PILE	12
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione</i>	<i>12</i>
➤ <i>Cedimenti</i>	<i>14</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali.....</i>	<i>15</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali</i>	<i>19</i>
8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE.....	29
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi fondazioni superficiali.....</i>	<i>29</i>
➤ <i>Verifica delle fondazioni superficiali</i>	<i>31</i>
9. CONCLUSIONI.....	33

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del cavalcavia "CV01" su s.p. 315 Rolino-Buronzo, 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.

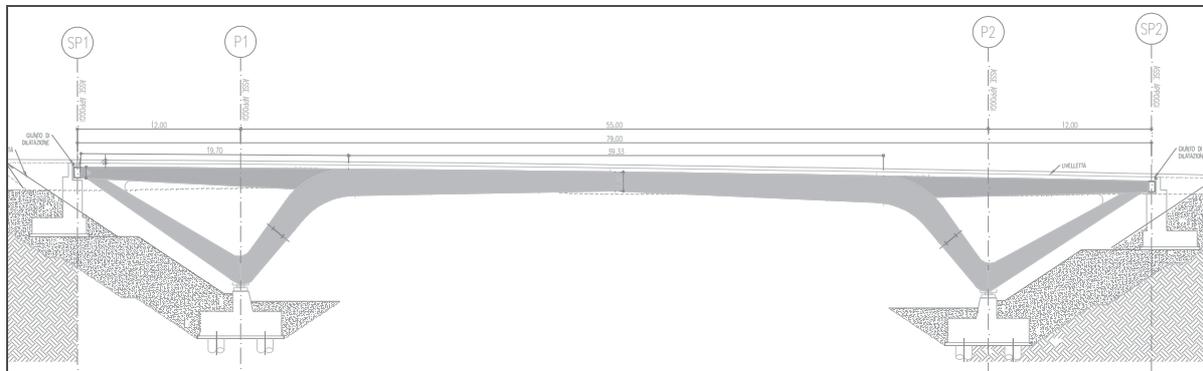


Figura 1: Profilo longitudinale opera

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 $L=20$ m. Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00CV01GETDI01A – 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";
- *T00CV01STRRE01A* 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.

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

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 cavalcavia, 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 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 dal piano campagna, e la quota del piano di posa dei plinti di fondazione.

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Terreno di riporto	da p.c. fino a 1,20 m	1,20 m
Ug1	Da 1,20 m fino a 5,00 m	3,80 m
Ug3	≥ 5,00 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le fondazioni del cavalcavia CV01

Appoggio	Quota da p.c. [m]
Spalle	3,50 m
Pile	9,00 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 20 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 _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	2276	0	7743	1362	0
2	2276	0	13613	7233	0
3	2276	463	17531	11151	9004
4	2654	463	16552	12362	7535
5	2654	771	16552	12362	9619
6	2276	771	17531	11151	11088
7	4024	286	13696	13770	1281
8	3286	953	13696	10847	4270
9	3286	286	13890	10852	1281
10	4024	286	13530	13766	1281
11	3286	953	13530	10843	4270
12	3286	286	13336	10838	1281

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	2959	0	10065	1771	0
2	2959	0	17697	9403	0
3	2959	534	22218	13924	10389
4	3286	534	21088	14689	8694
5	3286	890	21088	14689	11099
6	3286	890	22218	15819	12794

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	2276	0	7743	1362	0
2	2276	0	13613	7233	0
3	2276	357	16627	10247	6926
4	2494	595	15873	10757	7399
5	2494	357	15873	10757	5796
6	2567	357	16627	11932	6926

➤ **Sollecitazioni spalla**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI GEO-SIS

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	809	0	4731	946	0
7	1295	102	4765	2820	235
8	955	341	4765	1291	784
9	955	102	4844	1284	235
10	1295	102	4697	2826	235
11	955	341	4697	1298	784
12	955	102	4617	1305	235

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	1052	0	6150	1229	0

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[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 $L=20m$. 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 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 viadotto;
- 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 n come riportato nella tabella successiva. Nel caso in esame la verticale indagata è pari ad 1.

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 ininfluenza; 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".

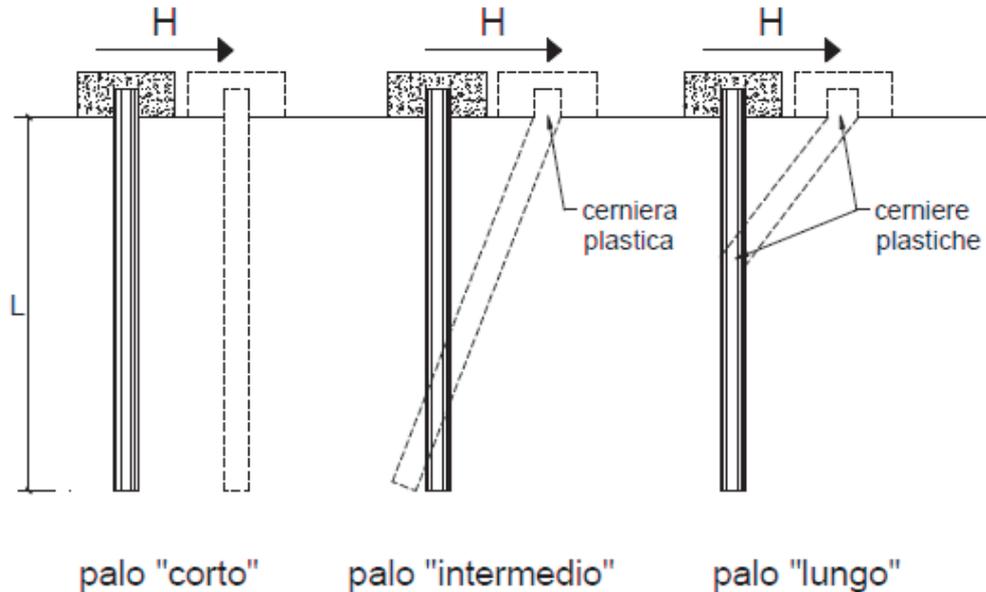


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 Cavalcavia CV01), 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:

$$N_{\text{max}} = 4408,9 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 425,5 \text{ kN}$$

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

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{LIM,min}$ (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	9,5	0,0	9,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	19,0	0,0	19,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	28,8	0,0	28,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	38,5	0,0	38,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	48,3	0,0	48,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	58,0	0,0	58,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	67,8	0,0	67,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,0	77,5	0,0	77,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,5	87,3	0,0	87,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,0	97,0	0,0	97,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,5	107,0	0,0	107,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,0	117,0	0,0	117,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,5	127,0	0,0	127,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
7,0	137,0	0,0	137,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
7,5	147,0	0,0	147,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
8,0	157,0	0,0	157,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
8,5	167,0	0,0	167,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
9,0	177,0	0,0	177,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
9,5	187,0	0,0	187,0	47	44	26	1911	2161	1271	14	964	950	0,5
10,0	197,0	0,0	197,0	49	135	79	2013	2277	1339	28	1061	1033	1,0
10,5	207,0	0,0	207,0	52	230	135	2115	2392	1407	42	1160	1117	1,5
11,0	217,0	0,0	217,0	54	330	194	2217	2508	1475	57	1261	1205	2,0
11,5	227,0	0,0	227,0	57	434	255	2319	2623	1543	71	1365	1294	2,5
12,0	237,0	0,0	237,0	59	544	320	2422	2739	1611	85	1471	1387	3,0
12,5	247,0	0,0	247,0	62	658	387	2524	2854	1679	99	1580	1481	3,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{UM,min}$ (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	257,0	0,0	257,0	64	776	457	2626	2970	1747	113	1691	1578	4,0
13,5	267,0	0,0	267,0	67	900	529	2728	3086	1815	127	1805	1677	4,5
14,0	277,0	0,0	277,0	69	1028	605	2830	3201	1883	141	1921	1779	5,0
14,5	287,0	0,0	287,0	72	1161	683	2933	3317	1951	156	2039	1883	5,5
15,0	297,0	0,0	297,0	74	1298	764	3035	3432	2019	170	2160	1990	6,0
15,5	307,0	0,0	307,0	77	1441	848	3137	3548	2087	184	2283	2099	6,5
16,0	317,0	0,0	317,0	79	1588	934	3239	3663	2155	198	2408	2210	7,0
16,5	327,0	0,0	327,0	82	1740	1023	3341	3779	2223	212	2536	2324	7,5
17,0	337,0	0,0	337,0	84	1896	1115	3443	3894	2291	226	2667	2441	8,0
17,5	347,0	0,0	347,0	87	2057	1210	3546	4010	2359	240	2800	2559	8,5
18,0	357,0	0,0	357,0	89	2223	1308	3648	4126	2427	254	2935	2680	9,0
18,5	367,0	0,0	367,0	92	2394	1408	3750	4241	2495	269	3072	2804	9,5
19,0	377,0	0,0	377,0	94	2569	1511	3852	4357	2563	283	3212	2930	10,0
19,5	387,0	0,0	387,0	97	2749	1617	3954	4472	2631	297	3355	3058	10,5
20,0	397,0	0,0	397,0	99	2934	1726	4057	4588	2699	311	3500	3189	11,0
20,5	407,0	5,0	402,0	101	3122	1836	4108	4646	2733	325	3621	3296	11,5
21,0	417,0	10,0	407,0	102	3313	1949	4159	4703	2767	339	3744	3405	12,0
21,5	427,0	15,0	412,0	103	3506	2062	4210	4761	2801	353	3868	3514	12,5
22,0	437,0	20,0	417,0	104	3701	2177	4261	4819	2835	368	3993	3625	13,0
22,5	447,0	25,0	422,0	106	3899	2293	4312	4877	2869	382	4119	3737	13,5
23,0	457,0	30,0	427,0	107	4099	2411	4363	4934	2903	396	4247	3851	14,0
23,5	467,0	35,0	432,0	108	4301	2530	4414	4992	2937	410	4375	3965	14,5
24,0	477,0	40,0	437,0	109	4506	2650	4465	5050	2971	424	4505	4081	15,0
24,5	487,0	45,0	442,0	111	4713	2772	4516	5108	3005	438	4636	4198	15,5
25,0	497,0	50,0	447,0	112	4922	2895	4567	5166	3039	452	4769	4316	16,0
25,5	507,0	55,0	452,0	113	5134	3020	4618	5223	3073	467	4902	4436	16,5
26,0	517,0	60,0	457,0	114	5348	3146	4670	5281	3107	481	5037	4556	17,0
26,5	527,0	65,0	462,0	116	5565	3273	4721	5339	3141	495	5173	4678	17,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{UM,min}$ (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	537,0	70,0	467,0	117	5784	3402	4772	5397	3175	509	5310	4801	18,0
27,5	547,0	75,0	472,0	118	6005	3532	4823	5455	3209	523	5448	4925	18,5
28,0	557,0	80,0	477,0	119	6229	3664	4874	5512	3243	537	5588	5051	19,0
28,5	567,0	85,0	482,0	121	6455	3797	4925	5570	3277	551	5729	5177	19,5
29,0	577,0	90,0	487,0	122	6683	3931	4976	5628	3311	565	5871	5305	20,0

Tabella 6: 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 1140 kN, e ipotizzando un'armatura di 20 ϕ 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_{MAXr} , pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

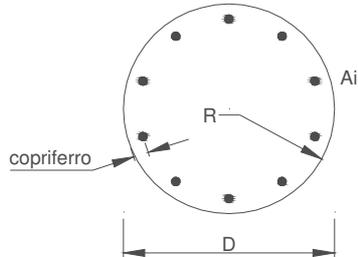
Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 1140 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

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

$f_{yk} = 450$ (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 ²)	copriferro (mm)
20	φ 26	10619	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2430,1$ (kN m)

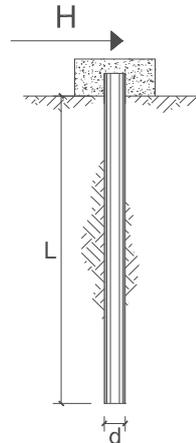
Inserisci

PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_r
			γ_G	γ_Q		
SIU	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_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 =	20,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	2430,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	29,00	(°)	$\phi'_{min} =$	26,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	29,00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	26,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi')/(1-\sin\phi')$)	$k_{p,med} =$	2,88	(-)	$k_{p,min} =$	2,56 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19,50	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	425,51	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 40464,12$ (kN) $H1_{min} = 35957,43$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 13609,54$ (kN) $H2_{min} = 12107,31$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1752,38$ (kN) $H3_{min} = 1684,74$ (kN)

$H_{med} = 1752,38$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1684,74$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_d) = 991,03$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 762,33$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 425,51$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,79$

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.

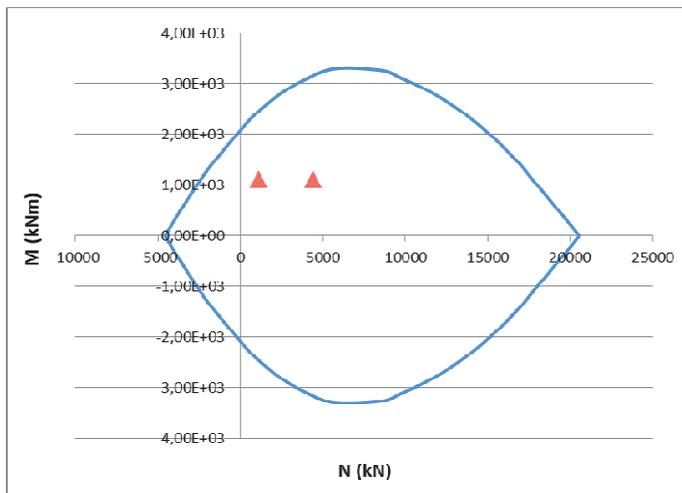
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 1090,5 \text{ kNm}$$

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.

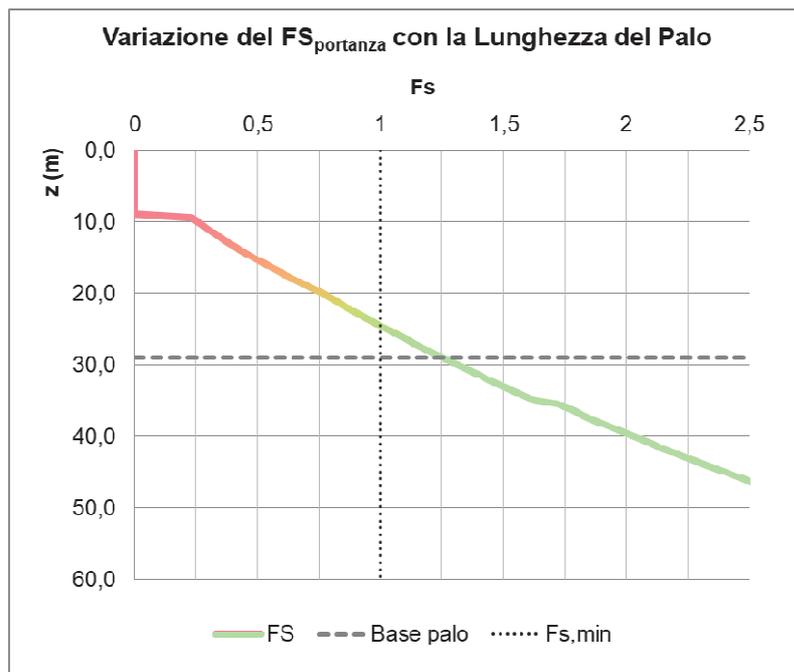
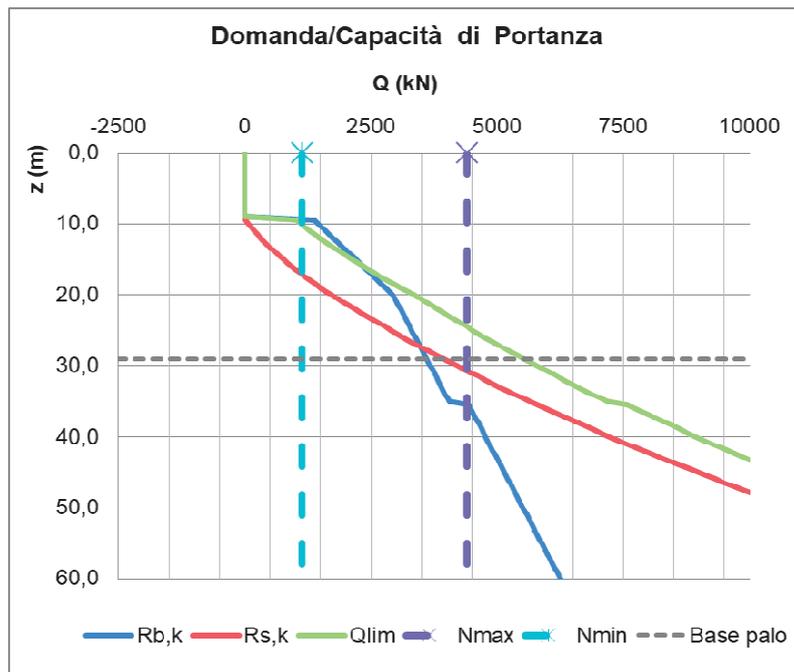
Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	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	12	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	113,10	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	-
	v	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}	830,84	kN
V _{Rd} = min [V _{Rcd} ; V _{Rs d}]	V _{Rd}	830,84	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	425,51	kN
	Verifica	V _d < V _{Rd}	
OK			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 2,6 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	20	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	18	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2078,37	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,68	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	6,5	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	8		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,2	-	
R_g	0,51	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	26,2	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 ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
8	1,20	20	20φ26	70	1,25	1,79	2,6

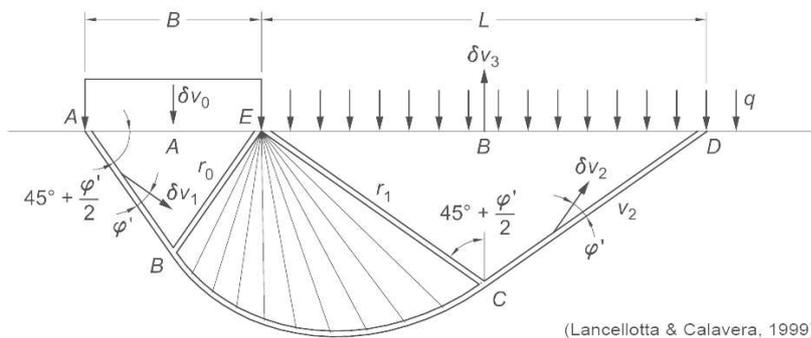


8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

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, α 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, γ , φ 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:

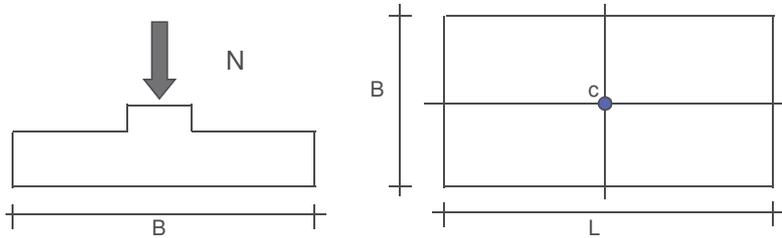
		F_s capacità portante	F_s scorrimento
1	SLU STR (A1)	4,15	3,24
8		2,28	1,63
9		2,08	2,08
10	SLU SISIMA	2,47	2,24
11	SLV - (A2M2)	2,09	2,05
12		2,09	2,05
13		2,55	2,13
14	SLU GEO (A2)	2,92	2,59

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 1,64 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

$$\Delta\sigma_z i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3) * (1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3) * R_1^2$$

$$\Delta\sigma_y i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3) * R_2^2$$

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

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

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

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma ((\Delta\sigma_z i - v_i(\Delta\sigma_x i + \Delta\sigma_y i)) \Delta z_i / E_i)$$

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 _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	terreno di riporto	0,00	0,0	0,0	0,5	0	0,30	0,00
2	limo argilloso sabbioso	0,80	0,0	0,8	0,5	20000	0,30	0,11
3	sabbia limosa argillosa	30,00	0,8	30,8	0,5	30000	0,30	1,53
-	0	0,00	0,0	0,0	0,5	0	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	-

$$\delta_{ctot} = 1,64 \text{ (cm)}$$

9. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del cavalcavia "CV01" su s.p. 315 Rolino-Burongo, 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 ϕ 1200 di lunghezza pari a 20m.

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

- Spalle: 1,6 cm.
- Pile: a 2,6 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 T00CV01GETDI01A.