

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. 317 ROLINO-ROVASENDA - CV02

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

DPT007_D_1701_T00_CV02_GET_RE01_A.PDF

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00 CV02 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

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>10</i>
6. ANALISI DEI CARICHI	11
➤ <i>Sollecitazioni pila.....</i>	<i>11</i>
➤ <i>Sollecitazioni spalla</i>	<i>12</i>
7. VERIFICA FONDAZIONI PILE	13
➤ <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>
8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE.....	30
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi fondazioni superficiali.....</i>	<i>30</i>
➤ <i>Verifica delle fondazioni superficiali</i>	<i>32</i>
9. CONCLUSIONI.....	34

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del cavalcavia "CV02" su s.p. 317 Rolino-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.

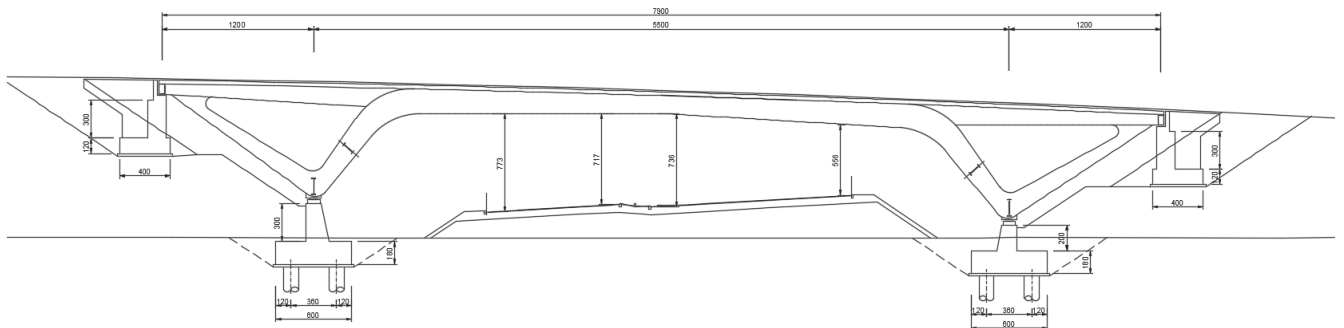


Figura 1: Profilo longitudinale opera

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 $L=28m$. Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00CV02GETD101A – 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"*;
- *T00CV02STRRE01A* 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. 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]
Rilevato stradale	Da base fondazione fino a 6,40 m	6,40 m
Ug1	Da 6,40 m fino a 7,80 m	1,40 m
Ug2	Da 1,40 m fino a 11,00 m	9,60 m

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle spalle del cavalcavia CV02

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Ug1	Da p.c. fino a 1,40 m	3,80 m
Ug2	Da 1,40 m fino a 11,00 m	9,60 m
Ug3	Da 11,00 m fino a 30,00 m	19,00 m
Ug2	≥ 30,00 m	-

Tabella 2: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle pile del cavalcavia CV02

Appoggio	Quota da p.c. [m]
Pile	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 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

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	4779	0	9329	8357	0
2	4779	0	14293	13321	0
3	4779	464	18233	17260	9225
4	5156	464	17248	18465	7718
5	5156	774	17248	18465	9850
6	4779	774	18233	17260	11357
7	6840	739	14510	30030	3397
8	5397	2463	14510	15731	11324
9	5397	739	15017	15495	3397
10	6840	739	14076	30232	3397
11	5397	2463	14076	15934	11324
12	5397	739	13570	16170	3397

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	6212	0	12128	10864	0
2	6212	0	18581	17317	0
3	6212	536	23127	21862	10644
4	6539	536	21990	22621	8906
5	6539	893	21990	22621	11366
6	6539	893	23127	23758	13104

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	4779	0	9329	8357	0
2	4779	0	14293	13321	0
3	4779	357	17324	16351	7096
4	4997	595	16566	16857	7577
5	4997	357	16566	16857	5937
6	5069	357	17324	18036	7096

➤ **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	4963	1750	468	197	3534
7	4963	1092	1559	657	1211
8	5192	1092	468	197	1171
9	4766	1750	468	197	3569
10	4766	1092	1559	657	1245
11	4536	1092	468	197	1286
12	6323	1052	0	0	700

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	6150	1052	0	0	1229

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	4864	539	0
2	809	0	4864	539	0
3	809	0	4864	539	0
4	809	0	4864	539	0
5	809	0	4864	539	0
6	809	0	4864	539	0

7. VERIFICA FONDAZIONI PILE

Le pile del cavalcavia saranno realizzate su fondazioni profonde costituite da n.8 pali trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=28m$. 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 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		
	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 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 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 5: 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".

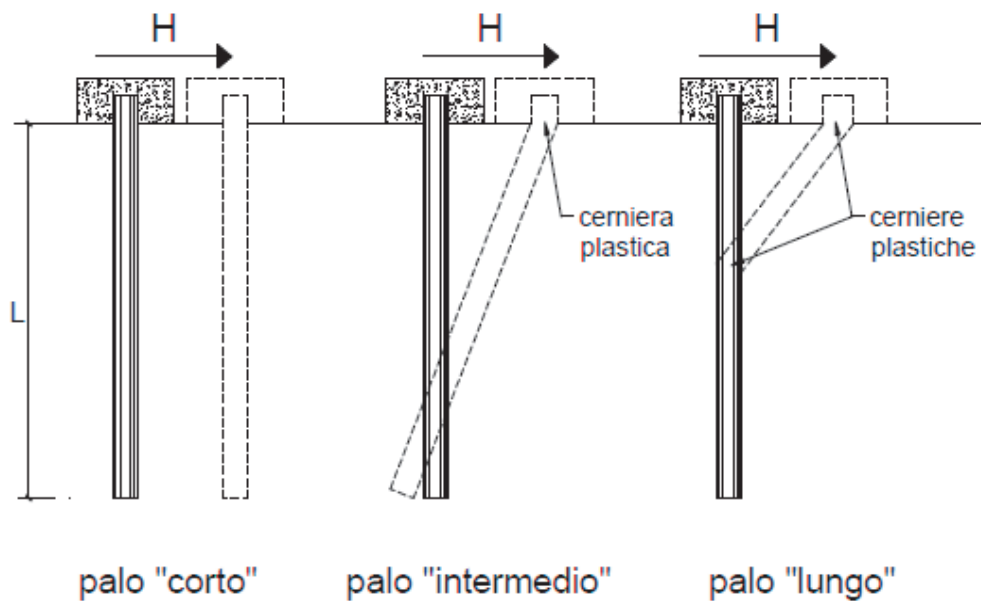


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 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/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 CV02), 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:

$N_{\text{max}} = 5086,7 \text{ kN}$

$T_{\text{max}} = 825,0 \text{ kN}$

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	9,8	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	22	1883	2130	1253	14	947	933	0,5
3,0	58,5	0,0	58,5	43	114	67	2260	2556	1503	28	1172	1143	1,0
3,5	68,3	0,0	68,3	46	197	116	2636	2982	1754	42	1400	1358	1,5
4,0	78,0	0,0	78,0	48	285	168	3013	3408	2005	57	1631	1574	2,0
4,5	87,8	0,0	87,8	49	376	221	3390	3834	2255	71	1863	1792	2,5
5,0	97,5	0,0	97,5	50	469	276	3766	4260	2506	85	2096	2011	3,0
5,5	107,3	0,0	107,3	49	562	331	4143	4686	2756	99	2329	2230	3,5
6,0	117,0	0,0	117,0	48	654	385	4520	5111	3007	113	2562	2449	4,0
6,5	126,8	0,0	126,8	47	744	438	4896	5537	3257	127	2793	2666	4,5
7,0	136,5	0,0	136,5	44	830	488	5273	5963	3508	141	3023	2882	5,0
7,5	146,3	0,0	146,3	42	911	536	5649	6389	3758	156	3250	3095	5,5
8,0	156,0	0,0	156,0	39	987	581	6026	6815	4009	170	3475	3305	6,0
8,5	165,8	0,0	165,8	41	1063	625	6403	7241	4260	184	3699	3515	6,5
9,0	175,5	0,0	175,5	44	1143	672	6779	7667	4510	198	3926	3728	7,0
9,5	185,3	0,0	185,3	46	1228	722	7156	8093	4761	212	4155	3943	7,5
10,0	195,0	0,0	195,0	49	1318	775	7533	8519	5011	226	4386	4160	8,0
10,5	204,8	0,0	204,8	51	1412	831	7909	8945	5262	240	4620	4380	8,5
11,0	214,5	0,0	214,5	54	1511	889	8286	9371	5512	254	4856	4602	9,0
11,5	224,5	0,0	224,5	56	1614	950	2214	2504	1473	269	1917	1648	9,5
12,0	234,5	0,0	234,5	59	1722	1013	2313	2616	1539	283	2021	1738	10,0
12,5	244,5	0,0	244,5	61	1835	1080	2411	2727	1604	297	2127	1830	10,5

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	254,5	0,0	254,5	64	1953	1149	2510	2839	1670	311	2236	1925	11,0
13,5	264,5	0,0	264,5	66	2075	1221	2609	2950	1735	325	2347	2022	11,5
14,0	274,5	0,0	274,5	69	2202	1295	2707	3062	1801	339	2460	2121	12,0
14,5	284,5	0,0	284,5	71	2334	1373	2806	3173	1867	353	2576	2223	12,5
15,0	294,5	0,0	294,5	74	2470	1453	2904	3285	1932	368	2695	2327	13,0
15,5	304,5	0,0	304,5	76	2611	1536	3003	3396	1998	382	2816	2434	13,5
16,0	314,5	0,0	314,5	79	2757	1622	3102	3508	2063	396	2939	2543	14,0
16,5	324,5	0,0	324,5	81	2908	1710	3200	3619	2129	410	3064	2654	14,5
17,0	334,5	0,0	334,5	84	3063	1802	3299	3731	2195	424	3192	2768	15,0
17,5	344,5	0,0	344,5	86	3223	1896	3398	3843	2260	438	3323	2885	15,5
18,0	354,5	0,0	354,5	89	3388	1993	3496	3954	2326	452	3456	3003	16,0
18,5	364,5	0,0	364,5	91	3557	2092	3595	4066	2392	467	3591	3124	16,5
19,0	374,5	0,0	374,5	94	3731	2195	3693	4177	2457	481	3729	3248	17,0
19,5	384,5	0,0	384,5	96	3910	2300	3792	4289	2523	495	3869	3374	17,5
20,0	394,5	0,0	394,5	99	4094	2408	3891	4400	2588	509	4011	3502	18,0
20,5	404,5	5,0	399,5	100	4281	2518	3940	4456	2621	523	4131	3608	18,5
21,0	414,5	10,0	404,5	101	4470	2630	3989	4512	2654	537	4252	3715	19,0
21,5	424,5	15,0	409,5	102	4662	2742	4039	4568	2687	551	4375	3823	19,5
22,0	434,5	20,0	414,5	104	4856	2857	4088	4623	2720	565	4498	3933	20,0
22,5	444,5	25,0	419,5	105	5053	2972	4137	4679	2752	580	4623	4044	20,5
23,0	454,5	30,0	424,5	106	5251	3089	4186	4735	2785	594	4749	4156	21,0
23,5	464,5	35,0	429,5	107	5453	3207	4236	4791	2818	608	4877	4269	21,5
24,0	474,5	40,0	434,5	109	5656	3327	4285	4846	2851	622	5005	4383	22,0
24,5	484,5	45,0	439,5	110	5862	3448	4334	4902	2884	636	5135	4498	22,5
25,0	494,5	50,0	444,5	111	6071	3571	4384	4958	2916	650	5265	4615	23,0
25,5	504,5	55,0	449,5	112	6281	3695	4433	5014	2949	664	5397	4733	23,5
26,0	514,5	60,0	454,5	114	6494	3820	4482	5069	2982	679	5531	4852	24,0
26,5	524,5	65,0	459,5	115	6710	3947	4532	5125	3015	693	5665	4972	24,5

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	534,5	70,0	464,5	116	6927	4075	4581	5181	3048	707	5801	5094	25,0
27,5	544,5	75,0	469,5	117	7147	4204	4630	5237	3080	721	5938	5217	25,5
28,0	554,5	80,0	474,5	119	7370	4335	4680	5293	3113	735	6076	5341	26,0
28,5	564,5	85,0	479,5	120	7594	4467	4729	5348	3146	749	6215	5466	26,5
29,0	574,5	90,0	484,5	121	7822	4601	4778	5404	3179	763	6356	5592	27,0
29,5	584,5	95,0	489,5	122	8051	4736	4828	5460	3212	778	6497	5720	27,5
30,0	594,5	100,0	494,5	124	8283	4872	4877	5516	3244	792	6640	5848	28,0

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 690 kN, e ipotizzando un'armatura di 32 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_{MAX} , pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

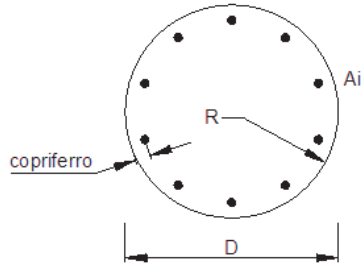
Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 690 (kN)

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)
32	26	16990	30
0	20	0	30
0	8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 3315,6$ (kN m)

Inserisci

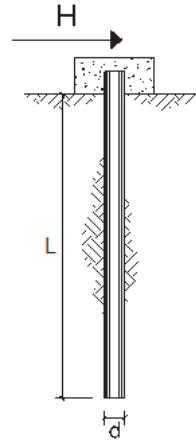
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	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_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	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 =	28,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	3300,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	31,25	(°)	φ'_{min} =	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	31,25	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	29,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$)	$k_{p,med}$ =	3,16	(-)	$k_{p,min}$ =	2,88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19,16	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	824,98	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 85338,19$ (kN) $H1_{min} = 77929,75$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 28563,92$ (kN) $H2_{min} = 26094,44$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2202,11$ (kN) $H3_{min} = 2136,44$ (kN)

$H_{med} = 2202,11$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2136,44$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1256,73$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_R = 966,72$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 824,98$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,17$

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.

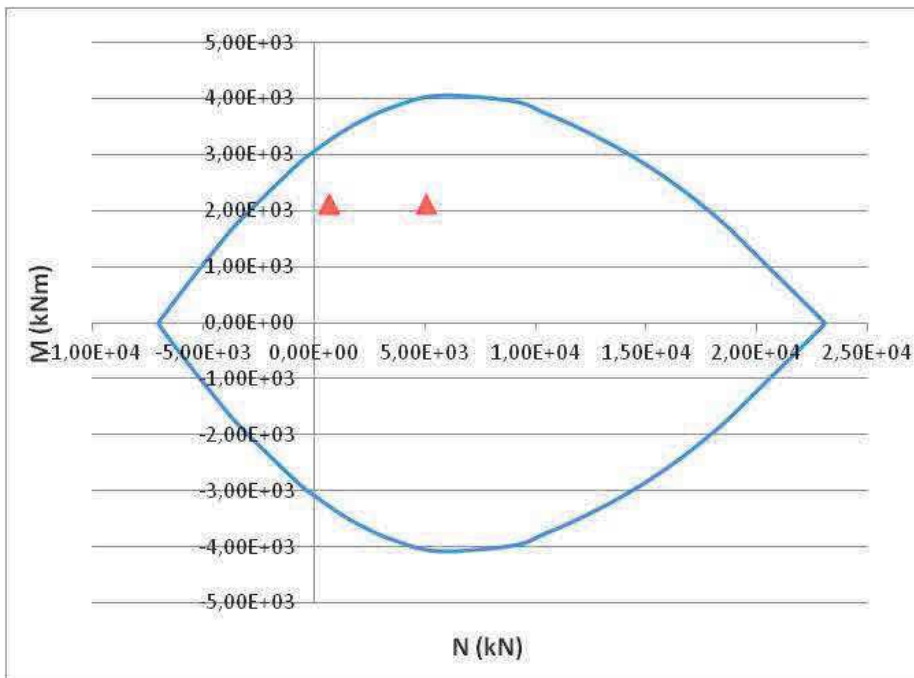
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_S = 2114,2 \text{ kNm}$$

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.

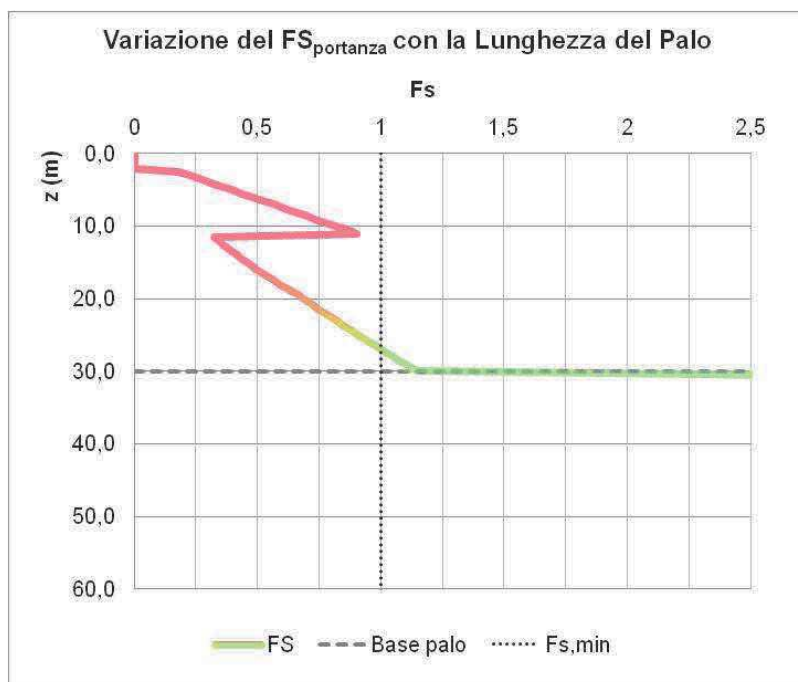
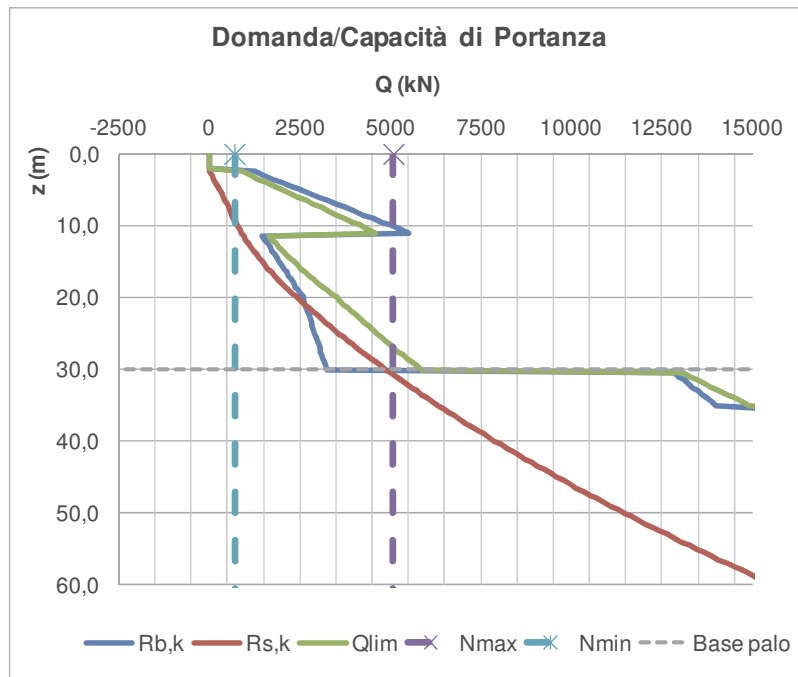
Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	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	-
	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}	1130,87	kN
V _{Rd} = min [V _{Rcd} ; V _{Rs d}]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	824,98	kN
	Verifica	V _d < V _{Rd}	
OK			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 2,7 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	28	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	24	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2165,46	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
γ	1,80	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
γ	5,4	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	8		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,01419	-	
R_g	0,62	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
γ_p	26,8	mm	<i>Cedimento palificata</i>

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

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
8	1,20	28	32φ26	80	1,15	1,17	2,7

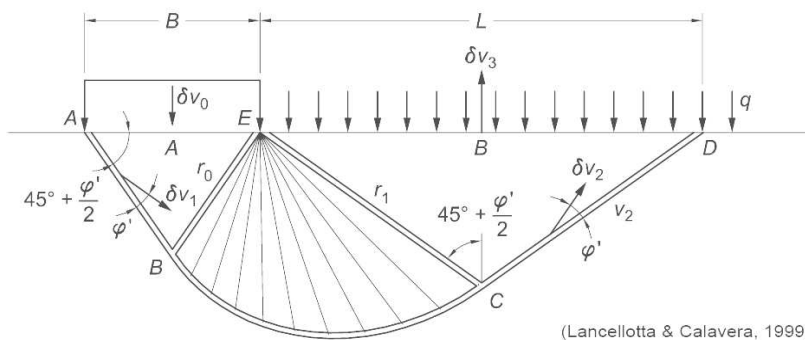


8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

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:

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

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

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

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

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

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:

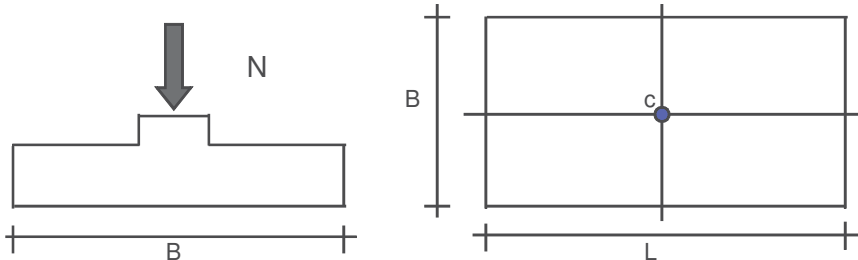
		F_s capacità portante	F_s scorrimento
1	SLU STR (A1)	2,80	1,52
8		2,28	2,10
9		3,33	2,53
10	SLU SISIMA	2,31	2,02
11	SLV - (A2M2)	2,31	2,02
12		3,61	2,21
13		3,47	3,24
14	SLU GEO (A2)	2,80	1,52

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 2,53 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

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

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma ((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

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

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

N = 4864 (kN) (Carico Verticale Agente)

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

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

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	rilevato	6,40	0,0	6,4	0,5	15000	0,30	1,97
2	limo argilloso sabbioso	1,40	6,4	7,8	0,5	20000	0,30	0,19
3	sabbia limosa argillosa	9,60	7,8	17,4	0,5	30000	0,30	0,37
-	sabbie e ghiaie in matrice limosa	19,00	0,0	0,0	0,5	30000	0,30	-
-	sabbia limosa argillosa	5,00	0,0	0,0	0,5	30000	0,30	-
-	0	0,00	0,0	0,0	0,5	0	0,30	-

$$\delta_{ctot} = 2,53 \text{ (cm)}$$

9. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del cavalcavia "CV02" su s.p. 317 Rolino-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 ϕ 1200 di lunghezza pari a 28m.

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

- Spalle: 2,5 cm.
- Pile: a 2,7 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 T00CV02GETDI01A.