

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. 594 DESTRA SESIA - CV05

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007_D_1701_T00_CV05_GET_RE01_A.PDF

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00 CV05 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>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.....	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 "CV05" su s.p. 594 Destra Sesia, 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.

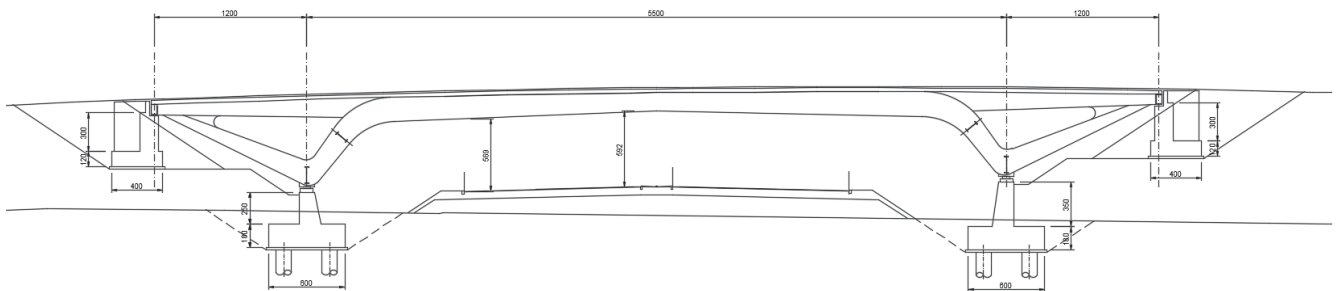


Figura 1: Profilo longitudinale opera

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 $L=36m$. Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00CV03GETDI01A – Carpenteria dei Pali di Fondazione*.

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

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

- *T00GE00GETRE02A "Relazione sismica"*;
- *T00CV05STRRE01A* 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 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

Unità Geotecnica 4 – Ug4

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

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 19,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 40 \text{ MPa}$	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 3,00 m	3,00 m
Ug1	Da 6,40 m fino a 10,90 m	4,50 m
Ug2	Da 10,90 m fino a 18,40 m	7,50 m

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle spalle del cavalcavia CV05

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Ug3	Da p.c. fino a 12,50 m	12,50 m
Ug4	≥ 12,50 m	-

Tabella 2: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle pile del cavalcavia CV05

Appoggio	Quota da p.c. [m]
Pile	2,50 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 6 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	2611	0	8259	1883	0
2	2611	0	14129	7753	0
3	2611	464	18047	11671	9076
4	2989	464	17068	13071	7606
5	2989	774	17068	13071	9738
6	2611	774	18047	11671	11208
7	4499	297	14216	15171	1331
8	3736	990	14216	11959	4437
9	3736	297	14419	11956	1331
10	4499	297	14042	15174	1331
11	3736	990	14042	11961	4437
12	3736	297	13840	11964	1331

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	3395	0	10736	2448	0
2	3395	0	18368	10079	0
3	3395	536	22889	14600	10472
4	3721	536	21759	15529	8776
5	3721	893	21759	15529	11236
6	3721	893	22889	16659	12932

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	2611	0	8259	1883	0
2	2611	0	14129	7753	0
3	2611	357	17143	10767	6981
4	2829	595	16390	11386	7491
5	2829	357	16390	11386	5851
6	2902	357	17143	12597	6981

➤ **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	4765	1295	235	102	2820
7	4765	955	784	341	1291
8	4844	955	235	102	1284
9	4697	1295	235	102	2826
10	4697	955	784	341	1298
11	4617	955	235	102	1305
12	4731	809	0	0	946

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

	H _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	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 $L=36m$. 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 come riportato nella tabella successiva. Nel caso in esame la verticale indagata è una.

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 riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

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

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

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

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

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

in cui: i è l'interasse dei pali.

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

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

➤ **Palo sottoposto a carichi orizzontali**

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

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

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

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

dove

K_p è il coefficiente di spinta passiva;

z è la profondità dal piano campagna;

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

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

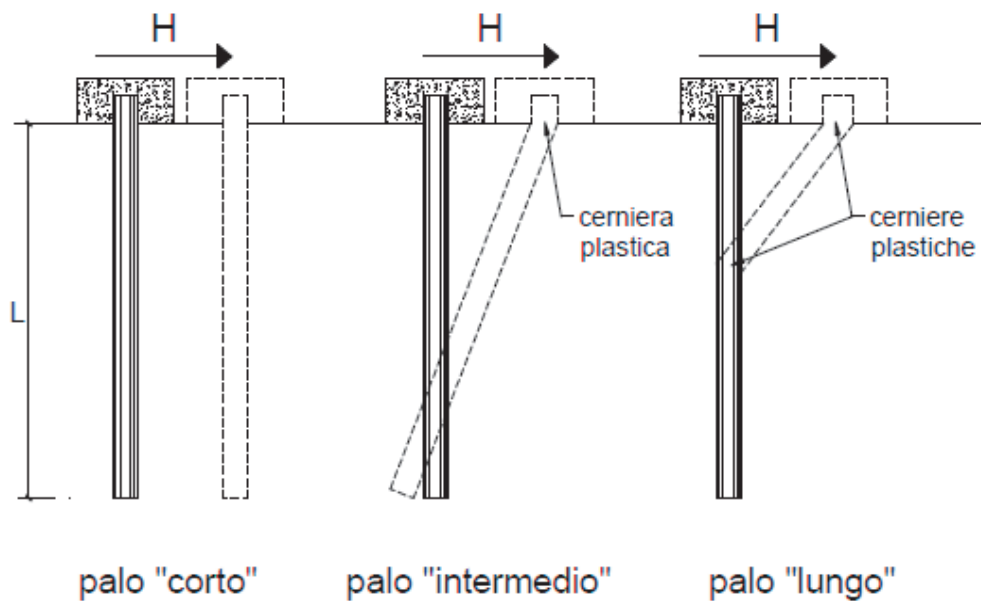


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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

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

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

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

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

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

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

$$p = k_h y$$

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

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

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

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

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

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

Tabella 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 CV05), 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:

$$N_{\text{max}} = 4556,8 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 478,4 \text{ kN}$$

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_{p_min} (kPa)	$Q_{lim, base_min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	10,0	0,0	10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	20,0	0,0	20,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	30,0	0,0	30,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	40,0	0,0	40,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	50,0	0,0	50,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	60,0	0,0	60,0	44	41	24	549	621	365	14	292	278	0,5
3,5	70,0	0,0	70,0	47	127	75	641	724	426	28	381	352	1,0
4,0	80,0	0,0	80,0	49	217	128	732	828	487	42	472	429	1,5
4,5	90,0	0,0	90,0	50	311	183	824	931	548	57	565	508	2,0
5,0	100,0	0,0	100,0	51	406	239	915	1035	609	71	659	588	2,5
5,5	110,0	0,0	110,0	51	502	295	1007	1138	670	85	753	668	3,0
6,0	120,0	0,0	120,0	50	596	351	1098	1242	731	99	846	747	3,5
6,5	130,0	5,0	125,0	46	686	404	1144	1294	761	113	915	801	4,0
7,0	140,0	10,0	130,0	42	769	453	1190	1345	791	127	980	853	4,5
7,5	150,0	15,0	135,0	38	845	497	1235	1397	822	141	1041	900	5,0
8,0	160,0	20,0	140,0	35	915	538	1281	1449	852	156	1099	944	5,5
8,5	170,0	25,0	145,0	36	982	578	1327	1501	883	170	1156	986	6,0
9,0	180,0	30,0	150,0	38	1051	618	1373	1552	913	184	1214	1030	6,5
9,5	190,0	35,0	155,0	39	1123	661	1418	1604	944	198	1274	1076	7,0
10,0	200,0	40,0	160,0	40	1197	704	1464	1656	974	212	1334	1122	7,5
10,5	210,0	45,0	165,0	41	1274	749	1510	1708	1004	226	1396	1170	8,0
11,0	220,0	50,0	170,0	43	1353	796	1556	1759	1035	240	1459	1218	8,5
11,5	230,0	55,0	175,0	44	1434	844	1601	1811	1065	254	1523	1268	9,0
12,0	240,0	60,0	180,0	45	1518	893	1647	1863	1096	269	1588	1320	9,5
12,5	250,0	65,0	185,0	46	1604	943	1693	1915	1126	283	1655	1372	10,0

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

Lotto 1

Progetto Definitivo

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{LIM, min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale, min}$ (kN)	$R_{s, k}$ (kN)	$q_{p, min}$ (kPa)	$Q_{lim, base, min}$ (kN)	$R_{b, k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c, d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c, d} - W$ (kN)	L_{palo}
13,0	259,8	70,0	189,8	47	1692	995	1220	1380	811	297	1467	1170	10,5
13,5	269,5	75,0	194,5	49	1783	1049	1249	1413	831	311	1527	1216	11,0
14,0	279,3	80,0	199,3	50	1876	1103	1278	1446	850	325	1589	1264	11,5
14,5	289,0	85,0	204,0	51	1971	1159	1308	1479	870	339	1652	1313	12,0
15,0	298,8	90,0	208,8	52	2068	1216	1337	1512	889	353	1716	1363	12,5
15,5	308,5	95,0	213,5	53	2167	1275	1366	1545	909	368	1782	1414	13,0
16,0	318,3	100,0	218,3	55	2269	1335	1395	1578	928	382	1848	1467	13,5
16,5	328,0	105,0	223,0	56	2373	1396	1425	1611	948	396	1916	1520	14,0
17,0	337,8	110,0	227,8	57	2479	1458	1454	1644	967	410	1985	1575	14,5
17,5	347,5	115,0	232,5	58	2588	1522	1483	1677	987	424	2054	1630	15,0
18,0	357,3	120,0	237,3	59	2698	1587	1512	1711	1006	438	2126	1687	15,5
18,5	367,0	125,0	242,0	61	2811	1654	1542	1744	1026	452	2198	1745	16,0
19,0	376,8	130,0	246,8	62	2926	1721	1571	1777	1045	467	2271	1805	16,5
19,5	386,5	135,0	251,5	63	3044	1790	1600	1810	1065	481	2346	1865	17,0
20,0	396,3	140,0	256,3	64	3163	1861	1630	1843	1084	495	2421	1926	17,5
20,5	406,0	145,0	261,0	65	3285	1933	1659	1876	1104	509	2498	1989	18,0
21,0	415,8	150,0	265,8	66	3409	2006	1688	1909	1123	523	2576	2053	18,5
21,5	425,5	155,0	270,5	68	3536	2080	1717	1942	1142	537	2655	2118	19,0
22,0	435,3	160,0	275,3	69	3664	2155	1747	1975	1162	551	2735	2184	19,5
22,5	445,0	165,0	280,0	70	3795	2232	1776	2008	1181	565	2816	2251	20,0
23,0	454,8	170,0	284,8	71	3928	2311	1805	2042	1201	580	2899	2319	20,5
23,5	464,5	175,0	289,5	72	4064	2390	1834	2075	1220	594	2983	2389	21,0
24,0	474,3	180,0	294,3	74	4201	2471	1864	2108	1240	608	3067	2459	21,5
24,5	484,0	185,0	299,0	75	4341	2553	1893	2141	1259	622	3153	2531	22,0
25,0	493,8	190,0	303,8	76	4483	2637	1922	2174	1279	636	3240	2604	22,5
25,5	503,5	195,0	308,5	77	4627	2722	1951	2207	1298	650	3328	2678	23,0
26,0	513,3	200,0	313,3	78	4774	2808	1981	2240	1318	664	3418	2753	23,5
26,5	523,0	205,0	318,0	80	4922	2896	2010	2273	1337	679	3508	2830	24,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
27,0	532,8	210,0	322,8	81	5073	2984	2039	2306	1357	693	3600	2907	24,5
27,5	542,5	215,0	327,5	82	5227	3074	2069	2339	1376	707	3693	2986	25,0
28,0	552,3	220,0	332,3	83	5382	3166	2098	2373	1396	721	3787	3066	25,5
28,5	562,0	225,0	337,0	84	5540	3259	2127	2406	1415	735	3882	3147	26,0
29,0	571,8	230,0	341,8	85	5700	3353	2156	2439	1435	749	3978	3229	26,5
29,5	581,5	235,0	346,5	87	5862	3448	2186	2472	1454	763	4075	3312	27,0
30,0	591,3	240,0	351,3	88	6026	3545	2215	2505	1473	778	4174	3396	27,5
30,5	601,0	245,0	356,0	89	6193	3643	2244	2538	1493	792	4274	3482	28,0
31,0	610,8	250,0	360,8	90	6362	3742	2273	2571	1512	806	4374	3569	28,5
31,5	620,5	255,0	365,5	91	6533	3843	2303	2604	1532	820	4476	3656	29,0
32,0	630,3	260,0	370,3	93	6706	3945	2332	2637	1551	834	4579	3745	29,5
32,5	640,0	265,0	375,0	94	6882	4048	2361	2670	1571	848	4684	3835	30,0
33,0	649,8	270,0	379,8	95	7060	4153	2390	2704	1590	862	4789	3927	30,5
33,5	659,5	275,0	384,5	96	7240	4259	2420	2737	1610	877	4896	4019	31,0
34,0	669,3	280,0	389,3	97	7422	4366	2449	2770	1629	891	5003	4113	31,5
34,5	679,0	285,0	394,0	99	7607	4474	2478	2803	1649	905	5112	4207	32,0
35,0	688,8	290,0	398,8	100	7793	4584	2507	2836	1668	919	5222	4303	32,5
35,5	698,5	295,0	403,5	101	7982	4695	2537	2869	1688	933	5333	4400	33,0
36,0	708,3	300,0	408,3	102	8174	4808	2566	2902	1707	947	5445	4498	33,5
36,5	718,0	305,0	413,0	103	8367	4922	2595	2935	1727	961	5559	4597	34,0
37,0	727,8	310,0	417,8	104	8563	5037	2625	2968	1746	975	5673	4698	34,5
37,5	737,5	315,0	422,5	106	8761	5153	2654	3001	1766	990	5789	4799	35,0
38,0	747,3	320,0	427,3	107	8961	5271	2683	3035	1785	1004	5906	4902	35,5
38,5	757,0	325,0	432,0	108	9164	5390	2712	3068	1804	1018	6024	5006	36,0

Tabella 7: calcolo capacità portante dei pali delle pile

La verifica dei pali ai carichi orizzontali alla rottura per carico limite del complesso palo-terreno è riportata di seguito alla luce dell'impostazione teorica richiamata in modo sintetico nei paragrafi precedenti. Considerando a favore di sicurezza il minimo carico normale agente sui pali derivante dalla ripartizione degli sforzi, pari a circa 1400 kN, e ipotizzando un'armatura di $22\phi 26$ è stato determinato il momento di plasticizzazione per i pali, quindi è stato determinato il meccanismo di rottura secondo la teoria di Broms, alla luce delle stratigrafie di calcolo, con il vincolo in testa di pali impediti di ruotare.

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

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

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 1400 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

C28/35

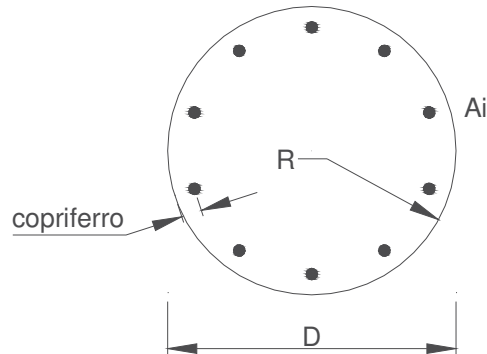
Rck = 35 (Mpa)

fck = 28 (Mpa)

$\gamma_c = 1,5$

$\alpha_{cc} = 0,85$

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



Acciaio

tipo di acciaio

B450C

$f_{yk} = 450$ (Mpa)

$\gamma_s = 1,15$

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

$E_s = 206000$ (Mpa)

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

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

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
22	26	11680	30
0	20	0	30
0	8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2683,6$ (kN m)

Inserisci

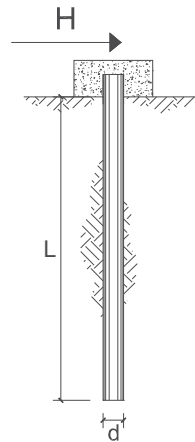
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_r
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_s	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_t	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

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

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

DATI DI INPUT:

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

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

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

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

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

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

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

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

$FS = H_d / F_d = 1,71$

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

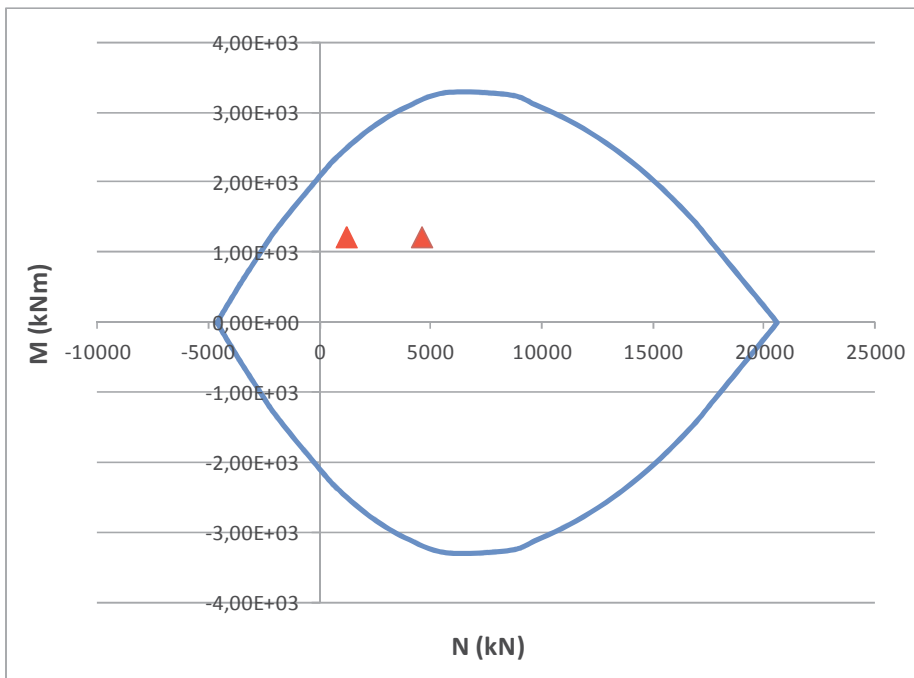
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 1225,9 \text{ kNm}$$

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.

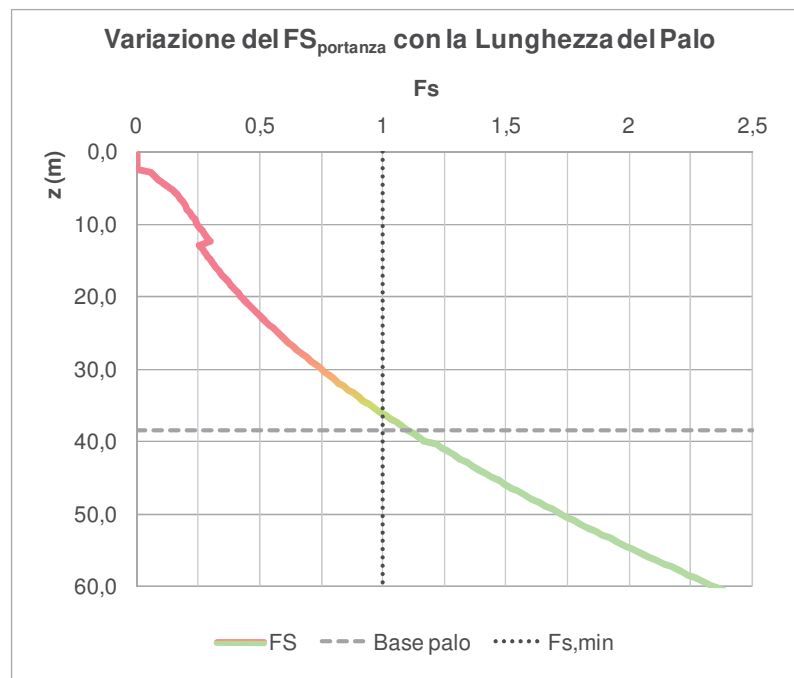
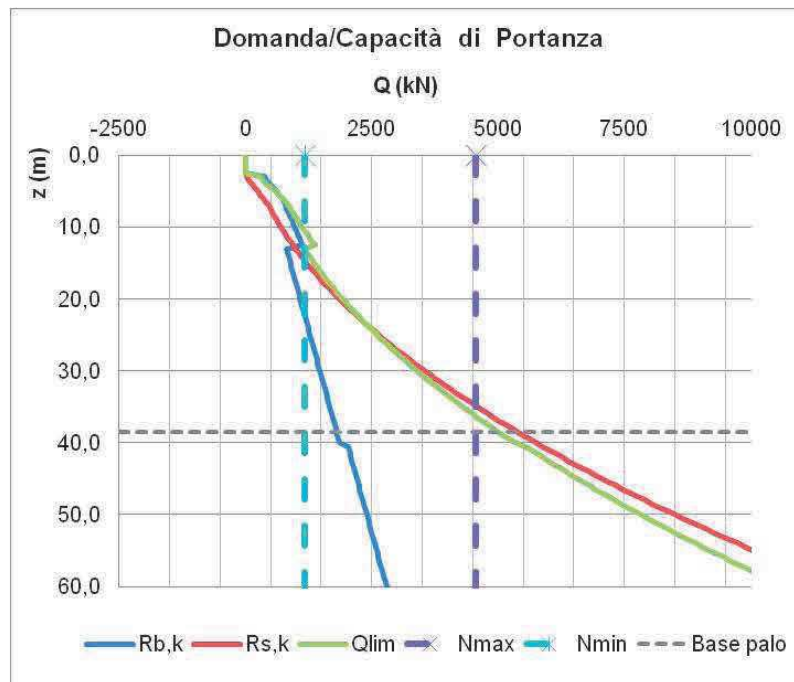
Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	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}	478,36	kN
	Verifica	V _d < V _{Rd}	
OK			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 1,9 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	36	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	34	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2142,88	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	37,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,95	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	3,3	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	8		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	0,89443	-	
R_g	0,72	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	19,2	mm	<i>Cedimento palificata</i>

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle pile del Cavalcavia CV05 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	36	22φ26	65	1,10	1,71	1,9

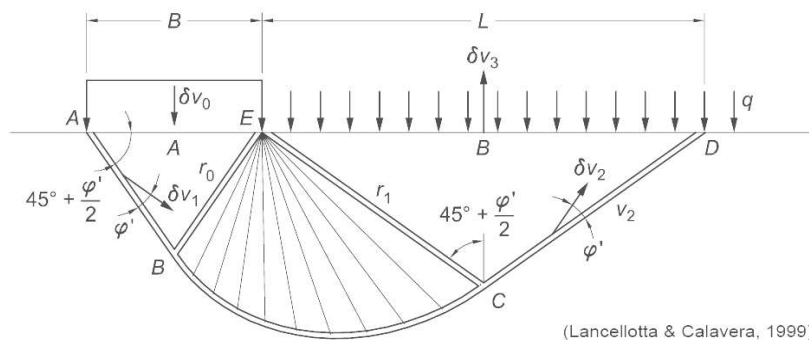


8. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

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

➤ *Metodo di calcolo e di analisi fondazioni superficiali*

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



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

dove i coefficienti di capacità portante sono dati da:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

B, D, 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:

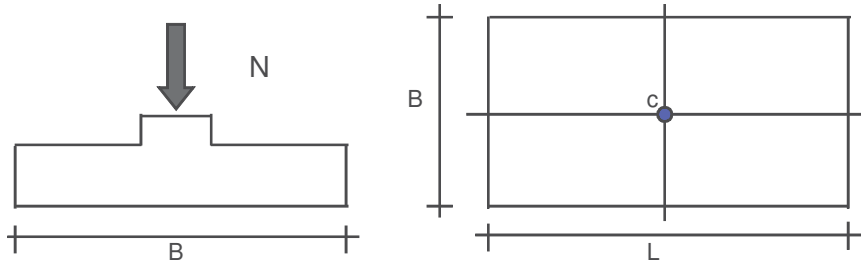
		F_s capacità portante	F_s scorrimento
1	SLU STR (A1)	2,34	1,63
8		2,24	2,08
9		2,60	2,24
10	SLU SISIMA	2,26	2,05
11	SLV - (A2M2)	2,26	2,05
12		2,68	2,13
13		3,12	2,59
14	SLU GEO (A2)	2,34	1,63

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

Il cedimento delle spalle risulta pari a 2,18 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

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

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

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	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	rilevato	3,00	0,0	3,0	0,5	15000	0,30	1,17
2	Sabbia limosa argillosa	12,50	3,0	15,5	0,5	30000	0,30	0,83
3	Limo sabbioso ghiaioso	27,50	15,5	43,0	0,5	40000	0,30	0,19
-	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	-

$$\delta_{ctot} = 2,18 \text{ (cm)}$$

9. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del cavalcavia "CV05" su s.p. 594 Destra Sesia, 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 36m.

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

- Spalle: 2,2 cm.
- Pile: a 1,9 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 T00CV05GETDI01A.