

Collegamento tra l'A4 (Torino–Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri–Gravellona) in località Ghemme. Lotto 1

PROGETTO DEFINITIVO

COD.

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n.3594
ing. Achille Devitofranceschi
Ordine Ing. di Roma n.19116

IL GEOLOGO:

geol. Serena Majetta
Ordine Geol. del Lazio n.928

RESPONSABILE DEL SIA

arch. Giovanni Magarò
Ordine Arch. di Roma n.16183

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

ing. Nicolò Canepa

PROTOCOLLO

DATA

GEOTECNICA

PONTE ROVASENDA E RELATIVE OPERE PROVVISORIALI - VI03

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

DPT007_D_1701_T00_VI03_GET_RE01_A.PDF

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00VI03GETRE01

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	4
3. BIBLIOGRAFIA.....	5
4. TABELLA MATERIALI	7
5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....	9
➤ <i>Stratigrafia di progetto</i>	<i>10</i>
6. ANALISI DEI CARICHI	11
➤ <i>Sollecitazioni pile.....</i>	<i>11</i>
➤ <i>Sollecitazioni spalle</i>	<i>12</i>
7. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI	14
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione</i>	<i>14</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali.....</i>	<i>17</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali delle pile</i>	<i>20</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali delle Spalle.....</i>	<i>29</i>
➤ <i>Riepilogo fondazioni</i>	<i>39</i>
8. VERIFICHE OPERE PROVVISORIALI	41
➤ <i>Palancole.....</i>	<i>41</i>
9. CONCLUSIONI.....	47

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del viadotto Rovasenda, denominato "VI03", previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme e la verifica delle opere provvisorie necessarie per l'esecuzione dei lavori (palancole di protezione scavi).

Il ponte attraversa il torrente Rovasenda e presenta due impalcati gemelli distinti, continui su 3 campate di lunghezza 30 m, 46 m e 30 m (lunghezza complessiva 106 m, interamente in rettilo). Le due pile sono collocate in alveo mentre le spalle risultano a margine (ma esterne) al corso d'acqua.

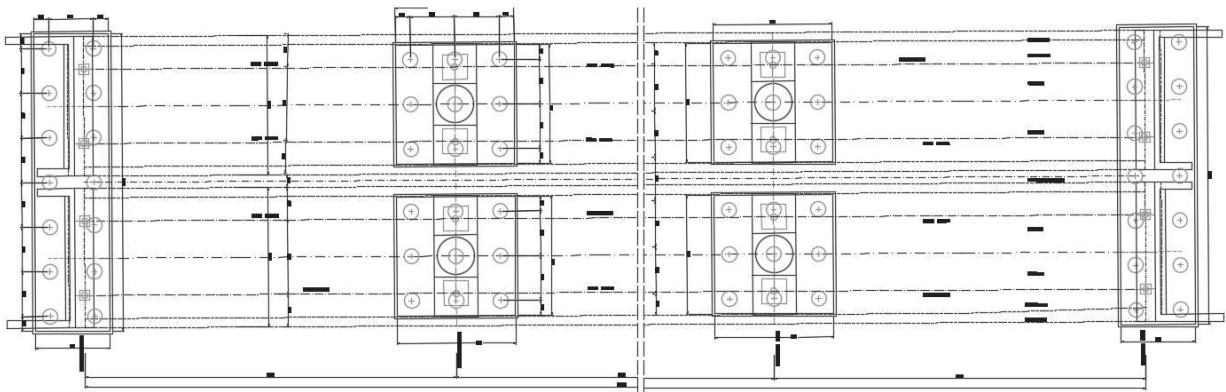


Figura 1: pianta dell'opera

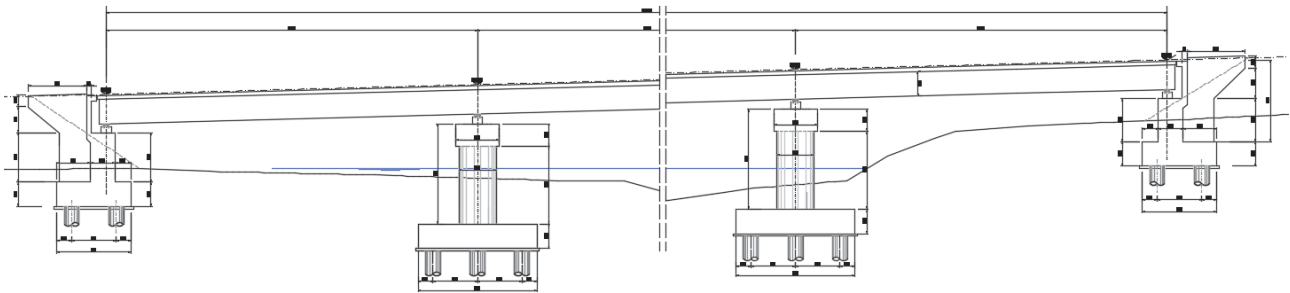


Figura 2: profilo longitudinale dell'opera

Le fondazioni delle spalle sono ubicate appena esterne agli argini e sono costituite da n.14 pali di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=42$ m. Le fondazioni delle pile sono invece costituite da n.9 pali di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=30$ m.

Stante la presenza di opere in alveo la realizzazione delle pile richiede la presenza di opere provvisorie costituite da palancole a protezione degli scavi, in modo da poter raggiungere la quota del piano di posa del plinto di fondazione delle pile, ubicato a circa 6 m di profondità dal piano alveo; gli scavi sono eseguiti in terreni ghiaiosi con falda a piano campagna, pertanto è necessario un sostegno strutturale costituito da palancole di tipo AZ 52-700, di lunghezza pari a 12m.

Per il modello geotecnico di sottosuolo, determinato a seguito di un'estesa campagna di indagini, si fa riferimento all'elaborato *T00GE00GETRE01A* "Relazione geotecnica generale" ed al profilo geotecnico, elaborati da *T00GE00GETFG01A* a *T00GE00GETFG10A*.

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

- *T00GE00GETRE02A* "Relazione sismica";
- *T00VI03STRRE01A* Relazione tecnica e di calcolo Viadotto
- *T00GE00IDRRE01A* *Relazione Idraulica*

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.

<i>Autore</i>	<i>Titolo</i>	<i>Editore</i>	<i>Anno</i>
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	<i>Liguori</i>	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	<i>Hevelius</i>	1997
<i>Aicap</i>	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	<i>Pubblicamento</i>	2011
<i>Aicap</i>	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	<i>Pubblicamento</i>	2011
<i>Aicap - AGI</i>	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	<i>AGI</i>	2012
<i>Annunziata F. et al.</i>	Progettazione Stradale Integrata.	<i>Zanichelli</i>	2004
<i>Associazione Geotecnica Italiana</i>	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	<i>Patron Editore</i>	2005
<i>Belluzzi O.</i>	Scienza delle Costruzioni.	<i>Zanichelli</i>	1941
<i>Boscolo Bielo M.</i>	Progettazione Strutturale.	<i>Legislazione Tecnica</i>	2010
<i>Bowles E. B.</i>	Fondazioni - progetto e analisi.	<i>McGraw-Hill</i>	1998
<i>Bruschi A.</i>	Meccanica delle Rocce.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Capurso M.</i>	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	<i>ESAC</i>	1986
<i>Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.</i>	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	<i>Hevelius</i>	1993
<i>Collotta T.</i>	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	1951
<i>Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.</i>	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	<i>Hevelius</i>	1997
<i>Di Francesco R.</i>	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Ferrari P. e Giannini F.</i>	Ingegneria Stradale.	<i>ISED</i>	1979
<i>Garbin F. e Storoni Ridolfi S.</i>	Geologia e geotecnica stradale.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Ghersi A.</i>	Il cemento armato.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Giangreco E.</i>	Teoria e tecnica delle costruzioni.	<i>Liguori</i>	1963
<i>Lai C. G., Foti S. e Rota</i>	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	<i>IUSS Press</i>	2009

<i>M.</i>			
<i>Lancellotta R.</i>	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	<i>Levrotto e Bella</i>	1983
<i>Lancellotta R.</i>	Geotecnica.	<i>Zanichelli</i>	1987
<i>Lancellotta R. e Cavalera J.</i>	Fondazioni.	<i>McGraw-Hill</i>	1999
<i>Leonhardt F.</i>	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	<i>ETS</i>	1977
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Ghersi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

4. TABELLA MATERIALI

a. Calcestruzzo Magro: Classe 12/15

b. Calcestruzzo per Muri di Sostegno: Classe 28/35

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.32 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza:	$f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo:	$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 2.97 \frac{N}{mm^2}$

c. Calcestruzzo per pali di grande diametro: Classe 25/30

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.11 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.558 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.19 \frac{N}{mm^2}$

-Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,03 \frac{N}{mm^2}$

-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,69 \frac{N}{mm^2}$

d. Acciaio per armatura Pali di Fondazione e Muri: B450C – ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

-Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

e. Acciaio per palancoato tipo AZ 36-700

Tipo UNI EN 10025-5 S275

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento MPa 275

E_s = modulo elastico MPa 210000

5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Le conoscenze acquisite sulla base dei risultati delle indagini eseguite nell'area oggetto di studio hanno consentito di delineare un quadro soddisfacente della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei litotipi individuati, da cui sono stati ricavati i parametri fisici e meccanici dei modelli di sottosuolo in campo statico. Al termine del presente paragrafo sono sintetizzate le caratteristiche meccaniche principali dei diversi litotipi che interagiscono con le opere oggetto della presente relazione.

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 viadotto, sono:

Unità Geotecnica 1 – Ug1

Classifica granulometrica: limo con sabbia, argilloso, debolmente ghiaioso;

$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 20 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

Unità Geotecnica 2 – Ug2

Classifica granulometrica: sabbia con ghiaia, debolmente limosa, debolmente argillosa;

$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 36^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 30 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

Unità Geotecnica 3 – Ug3

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

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 29^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 30 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

➤ **Stratigrafia di progetto**

Nelle seguenti tabelle è riportata la stratigrafia di progetto per le spalle e per le pile del viadotto, a partire dal piano campagna, e la quota del piano di posa dei plinti di fondazione.

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

Tabella 1: stratigrafia di progetto

Appoggio	Quota da p.c. [m]
Spalle	2,50 m
Pile	6,00 m

Tabella 2: Quota piano di posa plinto di fondazione

In considerazione della prossimità del viadotto all'alveo del Rio Rovasenda la quota di falda in corrispondenza delle spalle si assume al piano campagna. La quota di falda per il calcolo delle pile si assume invece pari a 1 m sopra il p.c., corrispondente alla quota di piena del fiume con tempo di ritorno 200 anni – come da Relazione Idraulica.

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 pile*

Combinazioni	P	V2	V3	T	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-18863	17	321	3	909	-143
GEO-1-1	-17648	0	323	3	4151	-116
GEO-1-2	-18863	0	-312	-3	7589	-143
GEO-1-3	-17648	0	-309	-3	10825	-116
GEO-1-4	-17752	0	530	5	-3154	-129
GEO-1-5	-16841	0	532	5	-727	-109
GEO-1-6	-17752	0	-524	-5	9047	-129
GEO-1-7	-16841	0	-522	-5	11474	-109

Combinazioni	P	V2	V3	T	M2	M3
STR	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
STR-1-0	-23593	21	370	4	1049	-175
STR-1-1	-22191	0	373	4	4789	-143
STR-1-2	-23593	0	-360	-3	8757	-175
STR-1-3	-22191	0	-357	-3	12490	-143
STR-1-4	-22311	0	612	6	-3639	-159
STR-1-5	-21259	0	614	6	-839	-136
STR-1-6	-22311	0	-605	-6	10439	-159
STR-1-7	-21259	0	-602	-6	13239	-136

Combinazioni	P	V2	V3	T	M2	M3
SIS	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SIS-1-0	-13926	927	271	0	1678	4722
SIS-1-1	-14028	-915	-271	0	-1666	-4875
SIS-1-2	-13926	282	904	0	2785	1363
SIS-1-3	-14028	-270	-904	0	-2773	-1516
SIS-1-4	-13806	282	760	0	1033	1363
SIS-1-5	-14148	-270	-760	0	-1021	-1516

Combinazioni	P	V2	V3	T	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-17396	15	247	2	700	-125
SLE-1-1	-16461	0	249	2	3193	-104
SLE-1-2	-17396	0	-240	-2	5838	-125
SLE-1-3	-16461	0	-238	-2	8327	-104
SLE-1-4	-16541	0	408	4	2426	-115
SLE-1-5	-15840	0	410	4	-559	-99
SLE-1-6	-16983	0	-403	-4	6959	-120
SLE-1-7	-16282	0	-402	-4	8826	-105

➤ **Sollecitazioni spalle**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI GEO-SIS

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	8365	0	21175	15547	0
7	8365	0	24553	18925	0
8	10942	304	29382	36352	10297
9	10834	304	28175	35746	7930
10	10756	506	28175	35198	8484
11	10942	506	29382	36352	10850
12	10239	928	25057	40314	3029

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	10875	0	27528	20211	0
2	10875	0	31919	24602	0
3	13547	350	37490	43225	11881
4	13357	350	36098	41917	9150
5	13278	584	36098	41368	9789
6	13995	584	37490	46367	12519

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	7459	0	20847	11300	0
2	7459	0	24225	14678	0
3	9374	234	27939	27144	7920
4	9167	389	27010	25928	6526
5	9232	234	27010	26385	6100
6	9703	234	27939	29449	7920

7. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI

Le pile del viadotto sono realizzate su fondazioni profonde costituite da n.9 pali trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=30\text{m}$.

Le spalle del viadotto saranno invece realizzate su fondazioni profonde costituite da n.14 pali trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=42\text{m}$.

Nei seguenti paragrafi sono riportati i criteri progettuali mediante i quali sono state condotte le verifiche dimensionali.

➤ *Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione*

Per quanto riguarda l'espressione del carico limite del singolo palo (Q_{lim}), questo viene convenzionalmente espresso come somma di un contributo dovuto resistenza del terreno sotto la punta del palo, (capacità portante limite di punta, Q_b) ed un contributo dovuto all'attrito che si sviluppa lungo le superficie laterale del palo (capacità portante limite laterale, Q_l). Pertanto si può scrivere:

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

La capacità portante limite alla base (Q_b), in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si considera generalmente definita per mezzo della seguente espressione:

$$q_b = Nq \cdot \sigma_{vL} + Nc \cdot c$$

in cui σ_{vL} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed Nq e Nc sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D .

Tra i due parametri sussiste la relazione:

$$Nc = (Nq - 1) \cotg \varphi$$

Per la valutazione del coefficiente Nq sono state proposte varie teorie, tutte in ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo: nel presente calcolo è stata adottata la teoria di Berezantzev.

La capacità portante dovuta alla resistenza laterale, viene espressa diversamente a seconda che venga valutata in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali, in funzione del comportamento dei terreni attraversati. Nel caso in essere si applica solo la prima. L'espressione della capacità portante limite, in termini di tensioni efficaci, può essere espressa così:

$$Q_l = \pi D \int \mu k \sigma'_v dz$$

dove:

- D = diametro del palo;
- μ = coefficiente di attrito palo-terreno;

- k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità, ([...] tale coefficiente è empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno. Viggiani, 1999);
- σ'_v = tensione verticale efficace alla profondità z .

Nel caso in esame, il prodotto dei coefficienti μ e k , equivalente alla tensione tangenziale sulla superficie laterale del palo, che a seconda del tipo di terreni assume un'espressione differente. Nel caso di terreni granulari la tensione tangenziale è funzione del parametro β , e varia con la profondità secondo la seguente relazione, proposta da Reese (1999)

$$\beta = 1.5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}$$

con le seguenti limitazioni ed indicazioni:

- z espresso in piedi (1 m = 3,2808 feet);
- $1,2 \leq \beta \leq 0,25$;
- $\tau = \beta \cdot \sigma'_v \leq 192$ kPa.

Ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008, la fondazione è progettata in modo rispondente ai requisiti di legge, se si verifica che:

$$E_{cd} \leq R_{cd}$$

in cui:

- E_{cd} è il carico assiale di progetto,
- R_{cd} è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi assiali

Il calcolo dei termini sopra riportati, segue un processo che prevede la determinazione delle grandezze di calcolo, caratteristiche e di progetto, che come noto è riportato sulla norma, a cui si rimanda. Nell'ambito delle scelte demandate al progettista, si specifica però, che nel presente lavoro:

- e' stato utilizzato l'Approccio 2 per la definizione delle combinazioni di carico e dei coefficienti moltiplicativi, incrementali delle azioni e riduttivi delle resistenze;
- per la definizione delle azioni sull'intero gruppo di pali si rimanda alla relazione di calcolo del viadotto;
- si riportano in Tabella 3 i coefficienti parziali utilizzati per la determinazione dei valori delle resistenze di progetto dai valori caratteristici:

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati
------------	---------	-----------------

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

Tabella 3: coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per pali trivellati

I valori caratteristici sono stati determinati come:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tabella successiva. Nel caso in esame le verticali indagate sono pari ad 2.

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

Tabella 4: fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

➤ **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 3, relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo".

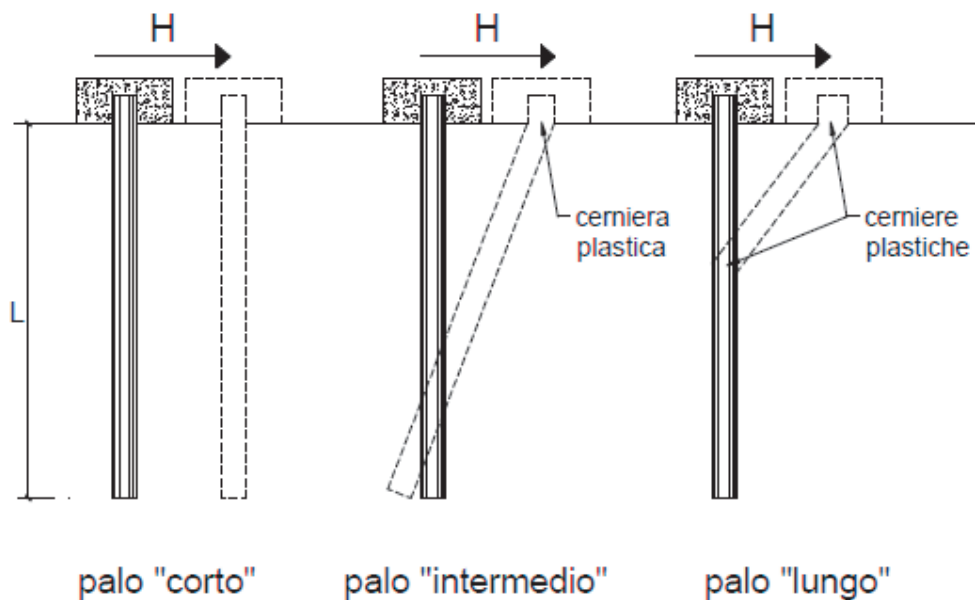


Figura 3: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 di orientativi di n_h e A sono riportati nella tabella seguente:

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

Tabella 5: Valori orientativi di n_h ed A per terreni incoerenti

Utilizzando il modello di Matlock e Reese l'equazione differenziale della linea elastica è del IV ordine a coefficienti variabili, che non ha soluzioni in forma chiusa. Pertanto si fa ricorso a soluzioni numeriche, e si introduce la lunghezza caratteristica:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{n_h}}$$

dove E_p è il modulo di elasticità longitudinale del materiale di cui è costituito il palo e J il momento di inerzia del palo. Anche in questo caso in funzione del rapporto tra la lunghezza del palo e la lunghezza caratteristica avremo soluzioni diverse. Per un palo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione all'attacco con la fondazione stessa si sviluppa un momento flettente M che può essere determinato con l'espressione

$$M = C_M T \lambda$$

dove T rappresenta lo sforzo di taglio agente sul palo e C_M un coefficiente funzione del rapporto L/λ secondo i valori seguenti:

L/λ	C_M
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
≥ 5	-0,93

➤ **Verifiche dei Pali delle pile**

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 VI03), 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:

$$N_{\text{max}} = 3234,6 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 143,9 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza l'azione resistente della fondazione è considerata nulla dalla quota di testa dei pali alla quota di scalzamento, determinata pari a 2 m dal p.c., pertanto si trascura il contributo resistente offerto dai primi 2 metri dei pali.

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)	$Q_{\lim, \text{laterale}_{\min}}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{b, \min}$ (kPa)	$Q_{\lim, \text{base}_{\min}}$ (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	5,0	5,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	20,0	10,0	10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	30,0	15,0	15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	40,0	20,0	20,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	50,0	25,0	25,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	60,0	30,0	30,0	22	21	13	233	264	170	14	138	124	0,5
3,5	70,0	35,0	35,0	23	63	41	260	295	190	28	176	148	1,0
4,0	80,0	40,0	40,0	24	109	70	287	325	210	42	216	174	1,5
4,5	90,0	45,0	45,0	25	155	100	314	355	229	57	257	201	2,0
5,0	100,0	50,0	50,0	25	203	131	1906	2156	1391	71	1144	1073	2,5
5,5	110,0	55,0	55,0	25	251	162	2097	2371	1530	85	1274	1189	3,0
6,0	120,0	60,0	60,0	25	298	192	2287	2587	1669	99	1403	1304	3,5
6,5	130,0	65,0	65,0	24	344	222	2478	2802	1808	113	1532	1419	4,0
7,0	140,0	70,0	70,0	23	388	250	2668	3018	1947	127	1660	1533	4,5
7,5	150,0	75,0	75,0	21	430	277	2859	3233	2086	141	1786	1645	5,0
8,0	160,0	80,0	80,0	20	469	302	3050	3449	2225	156	1911	1756	5,5
8,5	170,0	85,0	85,0	21	507	327	3240	3664	2364	170	2036	1866	6,0
9,0	180,0	90,0	90,0	23	549	354	3431	3880	2503	184	2162	1978	6,5
9,5	190,0	95,0	95,0	24	592	382	3621	4096	2642	198	2290	2092	7,0
10,0	200,0	100,0	100,0	25	638	412	3812	4311	2781	212	2418	2206	7,5
10,5	210,0	105,0	105,0	26	686	443	4002	4527	2920	226	2548	2322	8,0
11,0	220,0	110,0	110,0	28	737	476	4193	4742	3060	240	2680	2440	8,5
11,5	230,0	115,0	115,0	29	790	510	4384	4958	3199	254	2813	2558	9,0
12,0	240,0	120,0	120,0	30	846	546	4574	5173	3338	269	2947	2678	9,5
12,5	250,0	125,0	125,0	31	903	583	1211	1369	883	283	1161	878	10,0

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)	$q_{b,min}$ (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	260,0	130,0	130,0	33	963	622	1259	1424	919	297	1221	924	10,5
13,5	270,0	135,0	135,0	34	1026	662	1307	1479	954	311	1282	971	11,0
14,0	280,0	140,0	140,0	35	1091	704	1356	1533	989	325	1345	1019	11,5
14,5	290,0	145,0	145,0	36	1158	747	1404	1588	1025	339	1408	1069	12,0
15,0	300,0	150,0	150,0	38	1227	792	1453	1643	1060	353	1474	1120	12,5
15,5	310,0	155,0	155,0	39	1299	838	1501	1698	1095	368	1540	1173	13,0
16,0	320,0	160,0	160,0	40	1373	886	1549	1752	1131	382	1608	1226	13,5
16,5	330,0	165,0	165,0	41	1450	935	1598	1807	1166	396	1677	1281	14,0
17,0	340,0	170,0	170,0	43	1529	986	1646	1862	1201	410	1748	1338	14,5
17,5	350,0	175,0	175,0	44	1610	1039	1695	1917	1237	424	1819	1395	15,0
18,0	360,0	180,0	180,0	45	1694	1093	1743	1971	1272	438	1892	1454	15,5
18,5	370,0	185,0	185,0	46	1780	1148	1792	2026	1307	452	1967	1514	16,0
19,0	380,0	190,0	190,0	48	1868	1205	1840	2081	1343	467	2043	1576	16,5
19,5	390,0	195,0	195,0	49	1959	1264	1888	2136	1378	481	2120	1639	17,0
20,0	400,0	200,0	200,0	50	2052	1324	1937	2191	1413	495	2198	1703	17,5
20,5	410,0	205,0	205,0	51	2147	1385	1985	2245	1449	509	2278	1769	18,0
21,0	420,0	210,0	210,0	53	2245	1448	2034	2300	1484	523	2359	1836	18,5
21,5	430,0	215,0	215,0	54	2345	1513	2082	2355	1519	537	2441	1904	19,0
22,0	440,0	220,0	220,0	55	2448	1579	2131	2410	1555	551	2525	1973	19,5
22,5	450,0	225,0	225,0	56	2553	1647	2179	2464	1590	565	2610	2044	20,0
23,0	460,0	230,0	230,0	58	2660	1716	2227	2519	1625	580	2696	2116	20,5
23,5	470,0	235,0	235,0	59	2769	1787	2276	2574	1661	594	2784	2190	21,0
24,0	480,0	240,0	240,0	60	2881	1859	2324	2629	1696	608	2873	2265	21,5
24,5	490,0	245,0	245,0	61	2996	1933	2373	2683	1731	622	2963	2341	22,0
25,0	500,0	250,0	250,0	63	3112	2008	2421	2738	1767	636	3055	2418	22,5
25,5	510,0	255,0	255,0	64	3231	2085	2469	2793	1802	650	3147	2497	23,0
26,0	520,0	260,0	260,0	65	3353	2163	2518	2848	1837	664	3242	2577	23,5
26,5	530,0	265,0	265,0	66	3476	2243	2566	2902	1873	679	3337	2659	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)	$q_{b,min}$ (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	540,0	270,0	270,0	68	3602	2324	2615	2957	1908	693	3434	2741	24,5
27,5	550,0	275,0	275,0	69	3731	2407	2663	3012	1943	707	3532	2826	25,0
28,0	560,0	280,0	280,0	70	3861	2491	2712	3067	1979	721	3632	2911	25,5
28,5	570,0	285,0	285,0	71	3995	2577	2760	3122	2014	735	3733	2998	26,0
29,0	580,0	290,0	290,0	73	4130	2665	2808	3176	2049	749	3835	3086	26,5
29,5	590,0	295,0	295,0	74	4268	2753	2857	3231	2085	763	3938	3175	27,0
30,0	600,0	300,0	300,0	75	4408	2844	2905	3286	2120	778	4043	3266	27,5
30,5	610,0	305,0	305,0	76	4551	2936	2954	3341	2155	792	4149	3358	28,0
31,0	620,0	310,0	310,0	78	4696	3029	3002	3395	2191	806	4257	3451	28,5
31,5	630,0	315,0	315,0	79	4843	3124	3051	3450	2226	820	4366	3546	29,0
32,0	640,0	320,0	320,0	80	4992	3221	3099	3505	2261	834	4476	3642	29,5
32,5	650,0	325,0	325,0	81	5144	3319	3147	3560	2297	848	4587	3739	30,0

Tabella 6: calcolo capacità portante dei pali delle pile

La verifica dei pali ai carichi orizzontali alla rottura per carico limite del complesso palo-terreno è riportata di seguito alla luce dell'impostazione teorica richiamata in modo sintetico nei paragrafi precedenti. Considerando a favore di sicurezza il minimo carico normale agente sui pali derivante dalla ripartizione degli sforzi, pari a circa 2000 kN, e ipotizzando un'armatura di 22 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, $T_{MAX,r}$, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

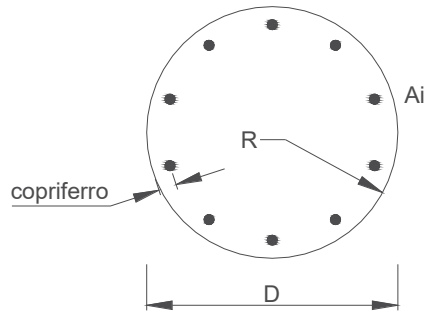
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 2000 (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)
22	ϕ 26	11680	30
0	ϕ 20	0	30
0	ϕ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2858,2$ (kN m)

Inserisci

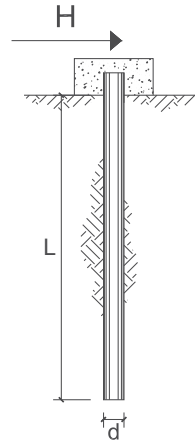
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

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
definiti dal progettista			●	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:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

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 =	30,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	2850,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	30,40	(°)	$\phi'_{min} =$	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	30,40	(°)	$\phi'_{min,d} =$	29,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	3,05	(-)	$k_{p,min} =$	2,88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10,00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	143,86	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 49391,53$ (kN) $H1_{min} = 46689,37$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 16558,84$ (kN) $H2_{min} = 15658,12$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1589,47$ (kN) $H3_{min} = 1559,94$ (kN)

$H_{med} = 1589,47$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1559,94$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 963,32$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 741,01$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 143,86$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 5,15$

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.

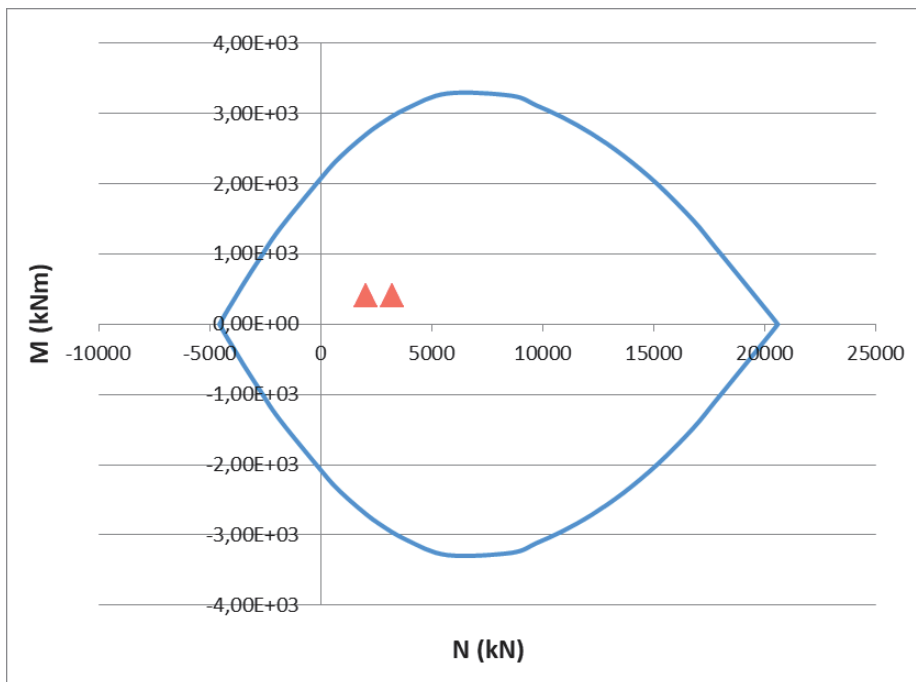
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 402,8 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per il soddisfacimento della verifica a taglio i pali saranno armati mediante spirali $\phi 8$ con passo 15 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	8	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	150	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	50,27	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00	-
	ν	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctg θ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V _{Rcd}	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V _{Rsd}	246,18	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	246,18	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	143,86	kN
	Verifica	Vd < VRd	
		OK	

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

D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	30	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	30	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	1886,97	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,90	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	4,0	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	9		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,03923	-	
R_g	0,60	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	21,5	mm	<i>Cedimento palificata</i>

➤ **Verifiche dei Pali delle Spalle**

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 Viadotto VI03), 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:

$N_{\text{max}} = 4704,2 \text{ kN}$

$T_{\text{max}} = 1000,5 \text{ kN}$

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

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{b,min}$ (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	10,0	5,0	5,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	20,0	10,0	10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	30,0	15,0	15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	40,0	20,0	20,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	50,0	25,0	25,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	60,0	30,0	30,0	22	21	13	203	230	148	14	121	107	0,5
3,5	70,0	35,0	35,0	23	63	41	227	256	165	28	158	130	1,0
4,0	80,0	40,0	40,0	24	109	70	250	283	183	42	196	154	1,5
4,5	90,0	45,0	45,0	25	155	100	274	310	200	57	235	179	2,0
5,0	100,0	50,0	50,0	25	203	131	1753	1983	1279	71	1061	991	2,5
5,5	110,0	55,0	55,0	25	251	162	1928	2181	1407	85	1183	1098	3,0
6,0	120,0	60,0	60,0	25	298	192	2104	2379	1535	99	1304	1205	3,5
6,5	130,0	65,0	65,0	24	344	222	2279	2577	1663	113	1425	1312	4,0
7,0	140,0	70,0	70,0	23	388	250	2454	2776	1791	127	1544	1417	4,5
7,5	150,0	75,0	75,0	21	430	277	2630	2974	1919	141	1662	1521	5,0
8,0	160,0	80,0	80,0	20	469	302	2805	3172	2047	156	1779	1623	5,5
8,5	170,0	85,0	85,0	21	507	327	2980	3370	2174	170	1895	1726	6,0
9,0	180,0	90,0	90,0	23	549	354	3155	3569	2302	184	2013	1830	6,5
9,5	190,0	95,0	95,0	24	592	382	3331	3767	2430	198	2132	1935	7,0
10,0	200,0	100,0	100,0	25	638	412	3506	3965	2558	212	2253	2041	7,5
10,5	210,0	105,0	105,0	26	686	443	3681	4164	2686	226	2375	2149	8,0
11,0	220,0	110,0	110,0	28	737	476	3857	4362	2814	240	2498	2258	8,5
11,5	230,0	115,0	115,0	29	790	510	4032	4560	2942	254	2623	2368	9,0
12,0	240,0	120,0	120,0	30	846	546	4207	4758	3070	269	2748	2480	9,5
12,5	250,0	125,0	125,0	31	903	583	1077	1218	786	283	1089	806	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)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
13,0	260,0	130,0	130,0	33	963	622	1120	1267	817	297	1146	849	10,5
13,5	270,0	135,0	135,0	34	1026	662	1163	1316	849	311	1204	893	11,0
14,0	280,0	140,0	140,0	35	1091	704	1206	1364	880	325	1264	939	11,5
14,5	290,0	145,0	145,0	36	1158	747	1249	1413	912	339	1325	986	12,0
15,0	300,0	150,0	150,0	38	1227	792	1293	1462	943	353	1387	1034	12,5
15,5	310,0	155,0	155,0	39	1299	838	1336	1511	975	368	1451	1083	13,0
16,0	320,0	160,0	160,0	40	1373	886	1379	1559	1006	382	1516	1134	13,5
16,5	330,0	165,0	165,0	41	1450	935	1422	1608	1037	396	1582	1186	14,0
17,0	340,0	170,0	170,0	43	1529	986	1465	1657	1069	410	1649	1239	14,5
17,5	350,0	175,0	175,0	44	1610	1039	1508	1706	1100	424	1718	1294	15,0
18,0	360,0	180,0	180,0	45	1694	1093	1551	1754	1132	438	1789	1350	15,5
18,5	370,0	185,0	185,0	46	1780	1148	1594	1803	1163	452	1860	1408	16,0
19,0	380,0	190,0	190,0	48	1868	1205	1637	1852	1195	467	1933	1466	16,5
19,5	390,0	195,0	195,0	49	1959	1264	1680	1900	1226	481	2007	1526	17,0
20,0	400,0	200,0	200,0	50	2052	1324	1723	1949	1258	495	2083	1588	17,5
20,5	410,0	205,0	205,0	51	2147	1385	1767	1998	1289	509	2159	1651	18,0
21,0	420,0	210,0	210,0	53	2245	1448	1810	2047	1320	523	2238	1715	18,5
21,5	430,0	215,0	215,0	54	2345	1513	1853	2095	1352	537	2317	1780	19,0
22,0	440,0	220,0	220,0	55	2448	1579	1896	2144	1383	551	2398	1847	19,5
22,5	450,0	225,0	225,0	56	2553	1647	1939	2193	1415	565	2480	1914	20,0
23,0	460,0	230,0	230,0	58	2660	1716	1982	2242	1446	580	2563	1984	20,5
23,5	470,0	235,0	235,0	59	2769	1787	2025	2290	1478	594	2648	2054	21,0
24,0	480,0	240,0	240,0	60	2881	1859	2068	2339	1509	608	2734	2126	21,5
24,5	490,0	245,0	245,0	61	2996	1933	2111	2388	1540	622	2822	2200	22,0
25,0	500,0	250,0	250,0	63	3112	2008	2154	2436	1572	636	2910	2274	22,5
25,5	510,0	255,0	255,0	64	3231	2085	2197	2485	1603	650	3000	2350	23,0
26,0	520,0	260,0	260,0	65	3353	2163	2240	2534	1635	664	3092	2427	23,5
26,5	530,0	265,0	265,0	66	3476	2243	2284	2583	1666	679	3184	2506	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	540,0	270,0	270,0	68	3602	2324	2327	2631	1698	693	3278	2586	24,5
27,5	550,0	275,0	275,0	69	3731	2407	2370	2680	1729	707	3374	2667	25,0
28,0	560,0	280,0	280,0	70	3861	2491	2413	2729	1761	721	3470	2749	25,5
28,5	570,0	285,0	285,0	71	3995	2577	2456	2778	1792	735	3568	2833	26,0
29,0	580,0	290,0	290,0	73	4130	2665	2499	2826	1823	749	3668	2918	26,5
29,5	590,0	295,0	295,0	74	4268	2753	2542	2875	1855	763	3768	3005	27,0
30,0	600,0	300,0	300,0	75	4408	2844	2585	2924	1886	778	3870	3093	27,5
30,5	610,0	305,0	305,0	76	4551	2936	2628	2972	1918	792	3973	3182	28,0
31,0	620,0	310,0	310,0	78	4696	3029	2671	3021	1949	806	4078	3272	28,5
31,5	630,0	315,0	315,0	79	4843	3124	2714	3070	1981	820	4184	3364	29,0
32,0	640,0	320,0	320,0	80	4992	3221	2757	3119	2012	834	4291	3457	29,5
32,5	650,0	325,0	325,0	81	5144	3319	2801	3167	2043	848	4400	3552	30,0
33,0	660,0	330,0	330,0	83	5299	3419	2844	3216	2075	862	4510	3647	30,5
33,5	670,0	335,0	335,0	84	5455	3520	2887	3265	2106	877	4621	3744	31,0
34,0	680,0	340,0	340,0	85	5614	3622	2930	3314	2138	891	4733	3843	31,5
34,5	690,0	345,0	345,0	86	5776	3726	2973	3362	2169	905	4847	3942	32,0
35,0	700,0	350,0	350,0	88	5940	3832	3016	3411	2201	919	4962	4043	32,5
35,5	710,0	355,0	355,0	89	6106	3939	3059	3460	2232	933	5079	4146	33,0
36,0	720,0	360,0	360,0	90	6274	4048	3102	3508	2264	947	5197	4249	33,5
36,5	730,0	365,0	365,0	91	6445	4158	3145	3557	2295	961	5316	4354	34,0
37,0	740,0	370,0	370,0	93	6618	4270	3188	3606	2326	975	5436	4461	34,5
37,5	750,0	375,0	375,0	94	6794	4383	3231	3655	2358	990	5558	4568	35,0
38,0	760,0	380,0	380,0	95	6972	4498	3275	3703	2389	1004	5681	4677	35,5
38,5	770,0	385,0	385,0	96	7152	4614	3318	3752	2421	1018	5805	4788	36,0
39,0	780,0	390,0	390,0	98	7334	4732	3361	3801	2452	1032	5931	4899	36,5
39,5	790,0	395,0	395,0	99	7519	4851	3404	3850	2484	1046	6058	5012	37,0
40,0	800,0	400,0	400,0	100	7707	4972	3447	3898	2515	1060	6187	5126	37,5
40,5	810,0	405,0	405,0	101	7896	5094	3888	4398	2837	1074	6532	5457	38,0

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)	$q_{b,min}$ (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}
41,0	820,0	410,0	410,0	103	8088	5218	3932	4446	2869	1089	6663	5574	38,5
41,5	830,0	415,0	415,0	104	8283	5344	3975	4495	2900	1103	6795	5692	39,0
42,0	840,0	420,0	420,0	105	8480	5471	4018	4544	2932	1117	6929	5812	39,5
42,5	850,0	425,0	425,0	106	8679	5599	4061	4593	2963	1131	7064	5933	40,0
43,0	860,0	430,0	430,0	108	8880	5729	4104	4641	2994	1145	7200	6055	40,5
43,5	870,0	435,0	435,0	109	9084	5861	4147	4690	3026	1159	7338	6178	41,0
44,0	880,0	440,0	440,0	110	9290	5994	4190	4739	3057	1173	7477	6303	41,5
44,5	890,0	445,0	445,0	111	9499	6128	4233	4788	3089	1188	7617	6429	42,0

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 650 kN e ipotizzando un'armatura di 52 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.

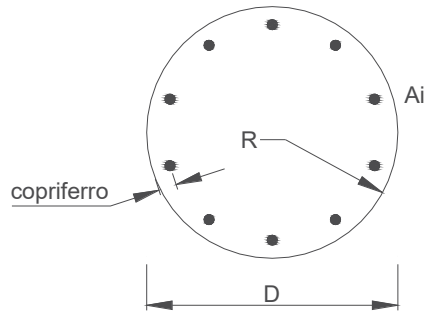
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 650 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

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



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

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$ (Mpa)

$E_s = 206000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0,190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10,000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
52	ϕ 26	27608	30
0	ϕ 20	0	30
0	ϕ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 4882,4$ (kN m)

Inserisci

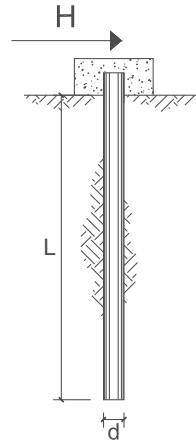
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

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
definiti dal progettista			●	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:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

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 =	42,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4880,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	30,24	(°)	$\varphi'_{min} =$	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	30,24	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	29,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$)	$k_{p,med} =$	3,03	(-)	$k_{p,min} =$	2,88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10,00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1000,54	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 96183,07$ (kN) $H1_{min} = 91511,17$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 32177,21$ (kN) $H2_{min} = 30619,91$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2270,04$ (kN) $H3_{min} = 2232,67$ (kN)

$H_{med} = 2270,04$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2232,67$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 1375,78$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 1058,29$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1000,54$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,06$

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

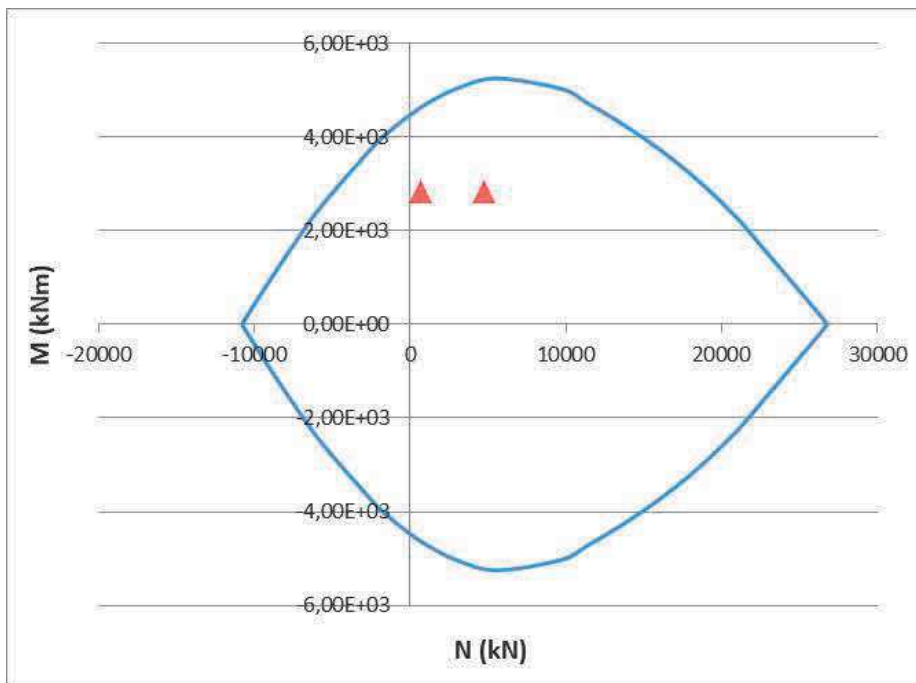
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 2839,9 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



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

Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	834,4	mm
Braccio delle forze interno	z	750,96	mm
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	k	1,15	≤2
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	v _{min}	0,23	MPa
Coefficiente di sicurezza	g _c	1,50	-
Diametro barre	φ	14	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	153,94	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	-
	ν	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctgθ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V _{Rcd}	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V _{Rsdl}	1130,87	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	1000,54	kN
	Verifica	Vd < VRd	
OK			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 2,9 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

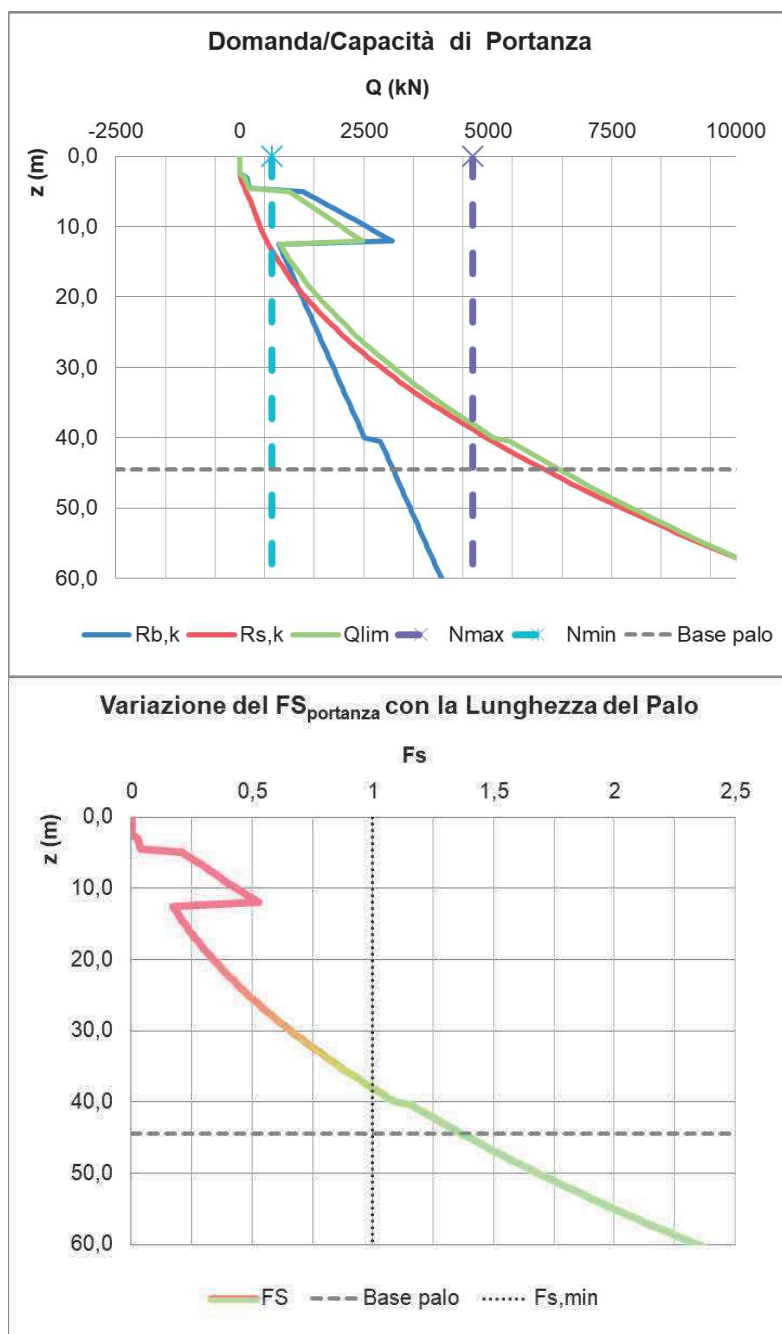
D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	42	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	36	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	1995,65	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,98	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	3,7	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	14		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,09545	-	
R_g	0,56	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	28,9	mm	<i>Cedimento palificata</i>

➤ **Riepilogo fondazioni**

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle pile e delle spalle del Viadotto VI03 e le verifiche di capacità:

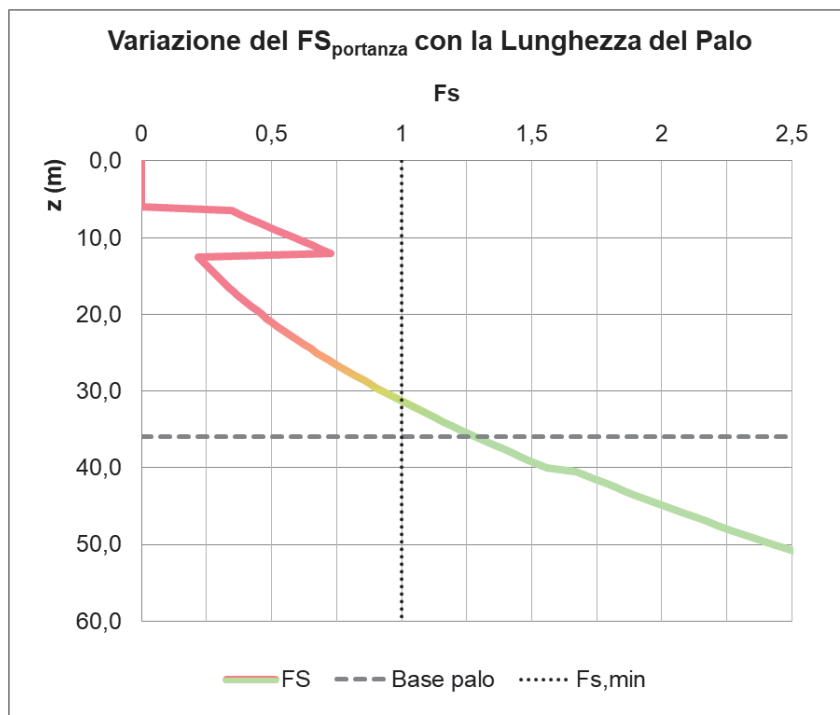
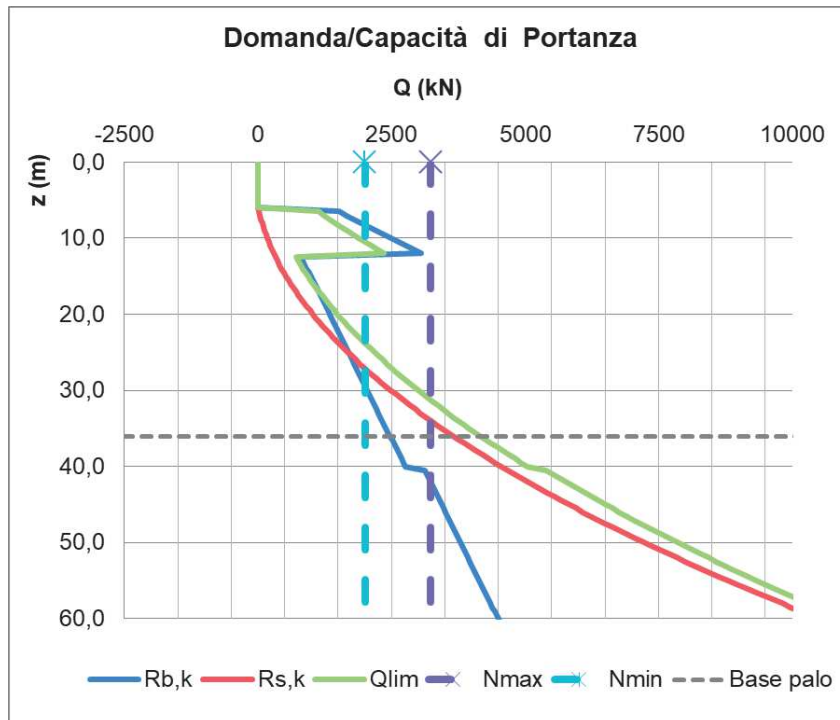
Spalle

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
14	1,20	42	52φ26	85	1,37	1,06	2,9



Pile

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
9	1,20	30	22φ26	65	1,29	5,15	2,2



8. VERIFICHE OPERE PROVVISORIALI

➤ Palancole

La stabilità degli scavi necessari alla realizzazione delle fondazioni sarà assicurata mediante palancole tipo AZ 52-700, verificate per le massime altezze di scavo pari a 6m.

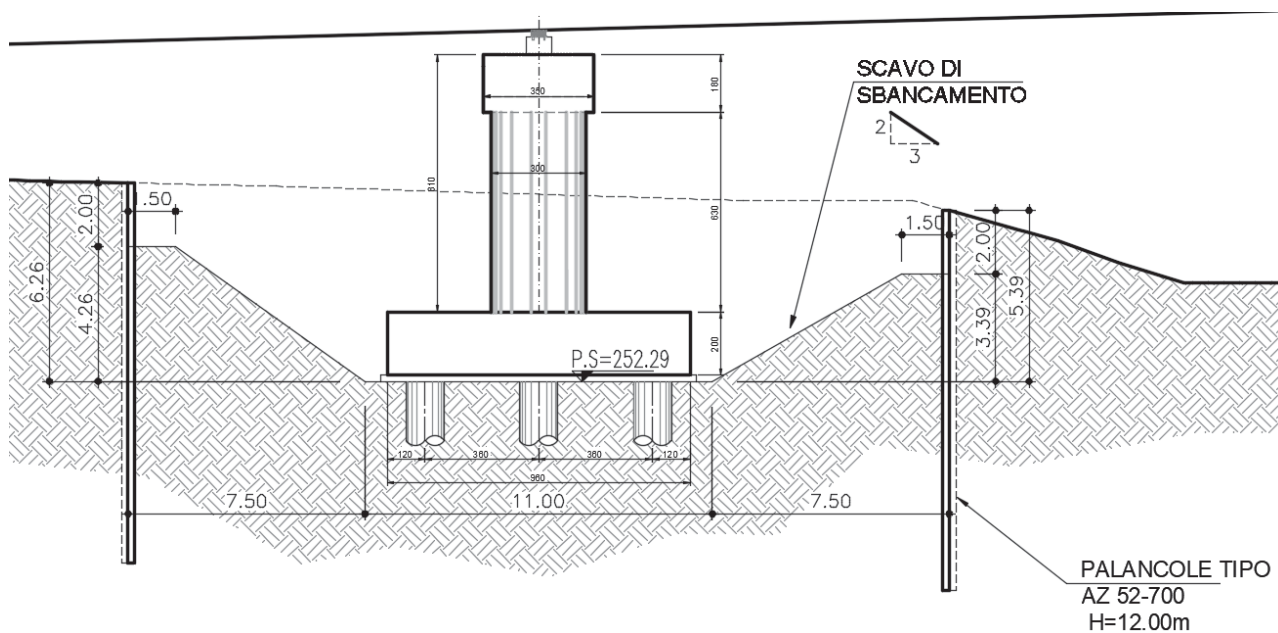


Figura 4: Schema palancole e ture tipologico

La scelta sulla tipologia di palancole è stata basata sulle correlazioni di letteratura tra i risultati delle prove SPT ed il modulo della rigidità delle palancole. La palancole selezionata, oltre che garantire la resistenza necessaria per la stabilità degli scavi, deve difatti poter essere infissa nel terreno attraverso i vari strati.

SPT minimum Dominant N value	Wall modulus (cm ³ /m)	
	Low-yield steel	High yield steel
0- 10	500	500
11- 20		500
21- 25	1000	
26- 30		1000
31- 35	1300	
36- 40		1300
41- 45	2300	
46- 50		2300
51- 60	3000	
61- 70		3000
71- 80	4000	
81-140		4000

Where N represents the Standard Penetration Test value. "Dominant" means the average of the high values for the soils to be penetrated.

Where piles are to be driven only to a toe-hold in rock, the N value shall be divided by a factor of 4 for that stratum only.

Tabella 8: Correlazione tra prove SPT e rigidità delle Palancole, tratta da "Installation of steel sheet piles" (edito da TESPA: Technical European Sheet Piling Association, 1998).

Per il caso in oggetto le prove SPT condotte nei sondaggi di riferimento, S8-dh e S9-dh, hanno evidenziato alle profondità di infissione delle palancole valori $N_{SPT} > 50$, in relazione ai quali la scelta è ricaduta sull'utilizzo di palancole con modulo di rigidezza W non inferiore a $3000 \text{ cm}^3/\text{m}$.

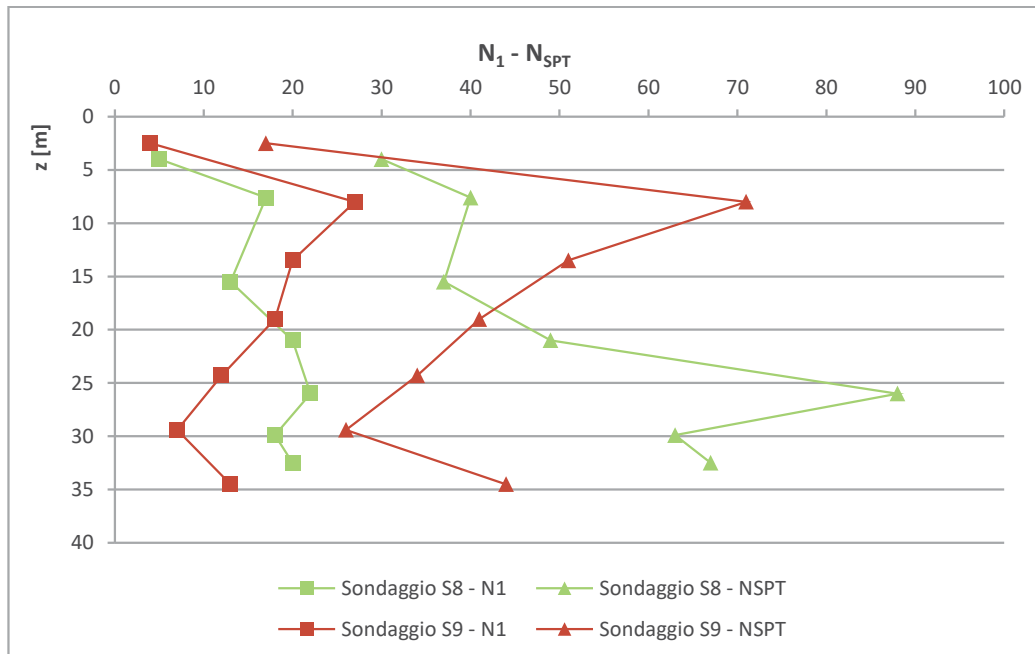


Figura 5: Risultati prove SPT sondaggi S8 e S9

L'analisi delle paratie è stata condotta mediante un programma di calcolo operante agli elementi finiti ("Paratie 2017 plus" - Lic. ANAS 2320 , in grado di modellare la parete flessibile con elementi tipo *Beam* e di simulare l'interazione terreno-struttura attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse ai nodi della parete stessa. Scopo precipuo di tale analisi è il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno. In tale metodo si assume che gli elementi del terreno reagiscano elasticamente fino al valore limite, corrispondente al valore massimo della pressione attiva o passiva, oltre il quale il comportamento diventa di tipo elasto-plastico. Ogni molla è un elemento finito la cui legge costitutiva incorpora sia il criterio di rottura tipico dei terreni, sia una correlazione, in campo elastico ed elastoplastico, fra le deformazioni (estensioni o compressioni) e lo sforzo.

Tale modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali, permettendo di seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

In una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti, dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La legge costitutiva è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

Il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolata mediante l'espressione $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$;

I coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p corrispondenti alle condizioni d'equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot – Kerisel ipotizzando un angolo di attrito terreno –calcestruzzo $\delta=2/3\phi$ in condizioni statiche.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarica. La verifica strutturale dell'opera è stata condotta con riferimento alla sezione maggiormente sollecitata, operando con il metodo agli stati limite ultimi.

Oltre alla spinta del terreno, nel modello di calcolo sono stati considerati i seguenti carichi:

- Sovraccarico accidentale

Si considera un sovraccarico accidentale caratteristico uniformemente distribuito, dovuto al transito dei mezzi di cantiere e di automezzi pesanti, pari a $q_v = 5 \text{ kN/m}^2$.

- Spinta dell'acqua

Durante le fasi di scavo la spinta idrostatica dell'acqua viene valutata considerando la quota della falda esterna corrispondente al p.c. e la falda interna alla quota del fondo scavo.

Si considera una spinta dell'acqua sui diaframmi laterali che ha un andamento triangolare delle tensioni triangolare il cui valore massimo alla base è pari a:

$$S_{a_h} = \gamma_w * h$$

Le massime sollecitazioni agenti sulla palanca risultano pari a:

$$M_S = 185,6 \text{ kNm}$$

$$T_S = 59,2 \text{ kN}$$

La palanca AZ 52-700 risulta pertanto verificata in quanto momento e taglio resistente sono rispettivamente pari a:

$$M_R = 1350,1 \text{ kNm}$$

$$T_R = 3137,1 \text{ kN}$$

Inoltre è stata condotta l'analisi di stabilità globale con i metodi all'equilibrio limite. Il codice di calcolo utilizzato per effettuare le analisi è SLOPE/W (Licenza n.3995-102525-102092), prodotto dalla Software House Geostudio.

Il codice Slope/W è in grado di fornire una soluzione generale del problema bidimensionale di stabilità, ricavandone il coefficiente di sicurezza FS come il fattore di cui deve essere ridotta la resistenza disponibile lungo la superficie di rottura per portare la massa potenzialmente instabile in uno stato di equilibrio limite.

La valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un gran numero di superfici di scivolamento con un algoritmo pseudo-casuale.

Nelle analisi di stabilità è stato utilizzato il criterio di Morgenstern & Price (1965); tale metodo stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $x = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

Le ipotesi di calcolo e i fondamenti teorici del metodo sono diffusamente presenti in letteratura, alla quale si rimanda per un'analisi teorica più approfondita.

Il calcolo viene effettuato in modo iterativo, calcolando i fattori di sicurezza rispetto all'equilibrio globale delle forze e dei momenti, fino ad ottenere una soddisfacente convergenza dei risultati, con la restituzione di un unico coefficiente di sicurezza FS. Il codice di calcolo sottopone a verifica tutta la famiglia di superfici cinematicamente compatibili con le condizioni a contorno imposte, fino ad individuare la superficie di minima resistenza.

Il livello di sicurezza di un fronte di scavo o di un rilevato è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi.

Ai sensi del DM 14/01/2008 la verifica di stabilità globale SLU/SLV è soddisfatta se avviene il rispetto della condizione $E_d \leq R_d$, con E_d valore di progetto dell'azione o del suo effetto e R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche di sicurezza di stabilità globale, in ottemperanza alle prescrizioni normative, si è fatto riferimento all'Approccio Progettuale 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2 per il caso statico SLU, M2+R2 per quello sismico SLV).

La resistenza di progetto R_d del sistema geotecnico viene dedotta come (cfr. §6.2.3.1 di NTC2008):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Dove il coefficiente di sicurezza parziale γ_R è pari a 1.1.

Ciò sta a significare che, una volta amplificate le azioni e abbattuti i parametri geotecnici dei terreni ($\gamma_\phi=1.25$; $\gamma_c=1.25$ Tab.6.2.II), si adotta un coefficiente di sicurezza minimo pari a $FS_{adm} = \gamma_R = 1.1$, in condizioni statiche e pseudostatiche.

Le verifiche di stabilità globale del fronte di sbancamento protetto con opere di protezione provvisoria con palancole sono state condotte secondo la topografia riportata in sezione.

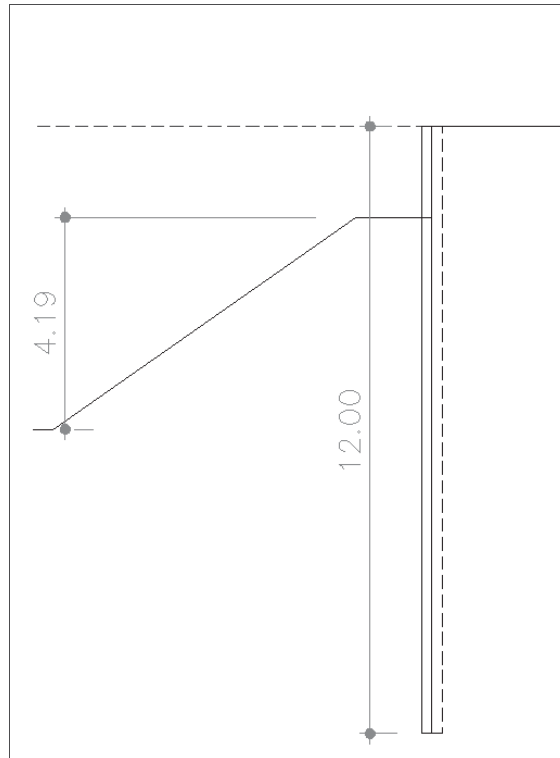


Figura 6: sezione di calcolo sbancamento con inserimento di palancole

Le analisi condotte sono rappresentate graficamente nella figura seguente:

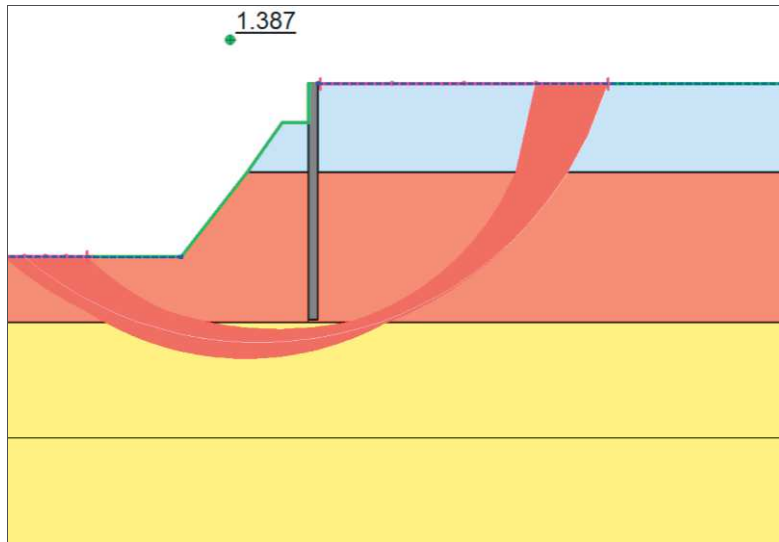


Figura 2: Verifica stabilità globale sbancamento con inserimento di palanca VI03- $FS_{min}=1.387$

Si riporta in Tabella 4 il valore del Coefficiente di Sicurezza FS ottenuto dalle verifiche condotte in corrispondenza delle sezioni topografiche, ritenute più svantaggiose:

ID	Descrizione	Combinazione A2+M2+R2
N°		FS_min
1	Sbancamento con palanca VI03	1,387

Tabella 4: tabella di sintesi dei fattori di sicurezza

La analisi condotte si concludono sempre con esisto positivo $FS > 1,1$.

9. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del viadotto "VI03" su Rio 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, nonché le verifiche delle opere provvisoriale necessarie alla realizzazione dei lavori.

Le stratigrafie di calcolo assieme alla 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 fondali:

- Spalle: fondazioni profonde costituite da n.14 pali $\phi 1200$ L = 42 m;
- Pile: fondazioni profonde costituite da n.9 pali $\phi 1200$ L = 30m.

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

- Spalle: 2,9 cm
- Pile: 2,2 cm

Stante la presenza di opere in alveo sarà inoltre necessaria la realizzazione delle seguenti opere provvisoriale che sono state dimensionate e verificate:

- palancole a protezione degli scavi, costituite da profili di tipo AZ 52-700, di lunghezza pari a 12m.

Allegati:

Relazione di calcolo palancole (con Tabelle di Calcolo)

Tabelle di Calcolo

- Verifiche di Stabilità del complesso delle opere provvisoriale