

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 TORBOLA E RELATIVE OPERE PROVVISORIALI - VI04

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007_D_1701_T00_VI04_GET_RE01_A.PDF

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00VI04GETRE01

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 spalle</i>	<i>11</i>
7. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI	12
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione</i>	<i>12</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali</i>	<i>15</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali delle spalle</i>	<i>18</i>
➤ <i>Riepilogo fondazioni</i>	<i>28</i>
8. VERIFICHE OPERE PROVVISORIALI	29
➤ <i>Palancole.....</i>	<i>29</i>
9. CONCLUSIONI.....	35

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del ponte Torbola, denominato "VI04", 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 omonimo e presenta due impalcati gemelli distinti, a campata singola di lunghezza 42.40 m (in asse appoggi). Per entrambe le spalle sono previsti pali di fondazione trivellati.

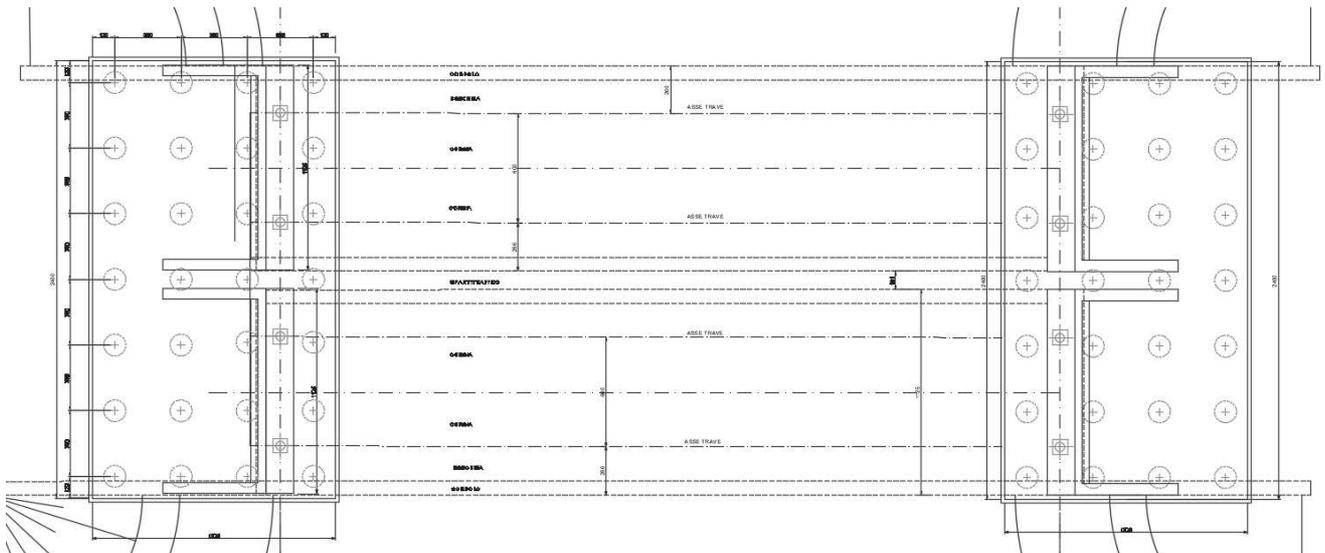


Figura 1: pianta dell'opera

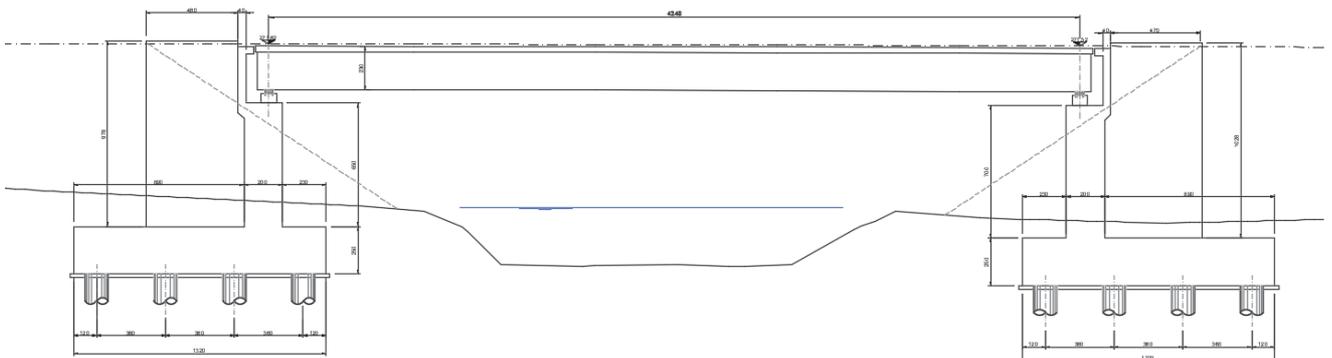


Figura 2: profilo longitudinale dell'opera

Le fondazioni delle spalle sono ubicate appena esterne agli argini e sono costituite da n.28 pali di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=36$ m.

La realizzazione delle opere di fondazione richiede la presenza di opere provvisorie costituite da palancole a protezione degli scavi; 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";
- *T00VI04STRRE01A* 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>Gherzi 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 2,70 m	2,70 m
Ug2	da 2,70 m fino a 10,30 m	7,60 m
Ug3	≥ 10,30 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto

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

Tabella 2: Quota piano di posa plinto di fondazione

La quota di falda in corrispondenza delle spalle si assume a 3,5 m dal piano campagna.

6. Analisi dei carichi

Le sollecitazioni agenti sulle fondazioni, fornite dal progettista strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione, sono di seguito riportate sia per lo SLE che SLU:

➤ Sollecitazioni spalle

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI GEO-SIS

	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
1	16220	0	44420	37258	0
7	16220	0	50220	47698	0
8	19737	273	53600	77032	10446
9	19541	273	52755	76870	8756
10	19517	455	52755	76618	11213
11	19737	455	53600	77032	12903
12	19922	1711	51188	104362	9684

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	21086	0	57746	48435	0
2	21086	0	65286	62007	0
3	24737	315	69186	93157	12053
4	24420	315	68211	91622	10103
5	24396	525	68211	91370	12938
6	25324	525	69186	99315	14888

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	14349	0	50365	78387	0
2	14349	0	56165	99267	0
3	16898	210	58765	124489	8035
4	16644	350	58115	122200	8625
5	16664	210	58115	122410	6735
6	17398	210	58765	129739	8035

7. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI

Le spalle del viadotto saranno realizzate su fondazioni profonde costituite da n.28 pali trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=36m$.

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".

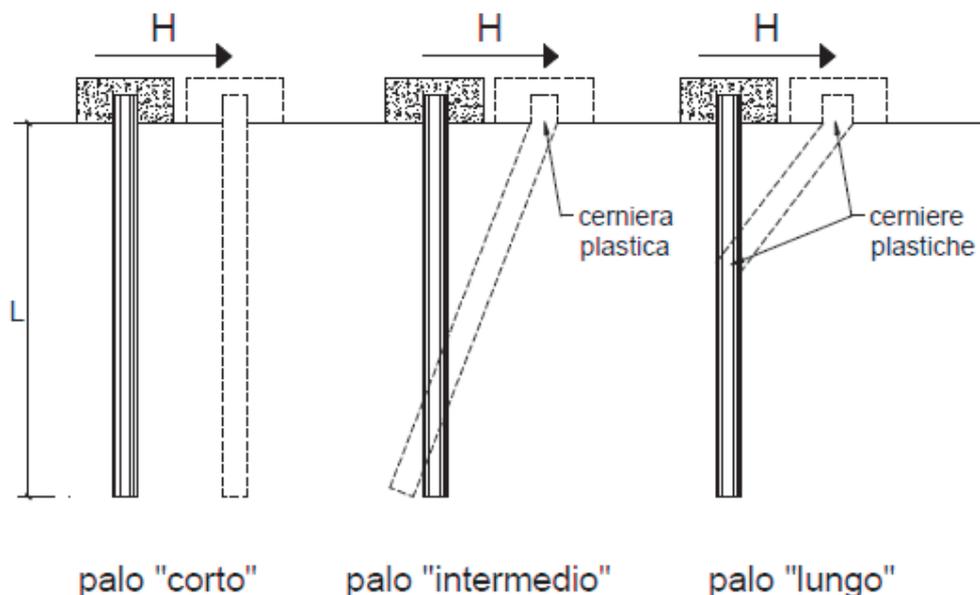


Figura 3: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 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 VI04), 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:

$$N_{\text{max}} = 5246,6 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 904,6 \text{ kN}$$

Si evidenzia inoltre che lo sforzo assiale minimo agente sui pali risulta di trazione e pari a

$$N_{\text{min}} = -300,0 \text{ kN}$$

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

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{LIM, min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale, min}$ (kN)	$R_{s, k}$ (kN)	$q_{b, min}$ (kPa)	$Q_{lim, base, min}$ (kN)	$R_{b, k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c, d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c, d} - W$ (kN)	L_{palo}
0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	9,8	0,0	9,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	19,5	0,0	19,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	29,3	0,0	29,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	39,0	0,0	39,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	48,8	0,0	48,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	58,8	0,0	58,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	68,8	0,0	68,8	46	43	28	2516	2845	1835	14	1384	1370	0,5
4,0	78,8	5,0	73,8	45	129	83	2698	3052	1969	28	1531	1503	1,0
4,5	88,8	10,0	78,8	44	213	138	2881	3259	2102	42	1677	1635	1,5
5,0	98,8	15,0	83,8	43	295	190	3064	3466	2236	57	1822	1765	2,0
5,5	108,8	20,0	88,8	41	373	241	3247	3673	2369	71	1965	1894	2,5
6,0	118,8	25,0	93,8	39	448	289	3430	3880	2503	85	2106	2021	3,0
6,5	128,8	30,0	98,8	36	519	335	3613	4086	2636	99	2244	2145	3,5
7,0	138,8	35,0	103,8	34	585	378	3796	4293	2770	113	2380	2267	4,0
7,5	148,8	40,0	108,8	31	646	417	3979	4500	2903	127	2513	2386	4,5
8,0	158,8	45,0	113,8	28	702	453	4162	4707	3037	141	2644	2502	5,0
8,5	168,8	50,0	118,8	30	757	488	4345	4914	3170	156	2773	2618	5,5
9,0	178,8	55,0	123,8	31	814	525	4528	5121	3304	170	2904	2734	6,0
9,5	188,8	60,0	128,8	32	874	564	4711	5328	3437	184	3036	2853	6,5
10,0	198,8	65,0	133,8	33	936	604	4894	5535	3571	198	3170	2972	7,0
10,5	208,8	70,0	138,8	35	1000	645	1270	1436	926	212	1247	1035	7,5
11,0	218,8	75,0	143,8	36	1066	688	1315	1488	960	226	1309	1083	8,0
11,5	228,8	80,0	148,8	37	1135	732	1361	1539	993	240	1373	1132	8,5
12,0	238,8	85,0	153,8	38	1207	778	1407	1591	1027	254	1437	1183	9,0
12,5	248,8	90,0	158,8	40	1280	826	1453	1643	1060	269	1503	1235	9,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{b,min}$ (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	258,8	95,0	163,8	41	1356	875	1498	1695	1093	283	1571	1288	10,0
13,5	268,8	100,0	168,8	42	1435	925	1544	1746	1127	297	1639	1343	10,5
14,0	278,8	105,0	173,8	43	1515	978	1590	1798	1160	311	1709	1398	11,0
14,5	288,8	110,0	178,8	45	1598	1031	1636	1850	1193	325	1781	1456	11,5
15,0	298,8	115,0	183,8	46	1684	1086	1681	1902	1227	339	1853	1514	12,0
15,5	308,8	120,0	188,8	47	1771	1143	1727	1953	1260	353	1927	1574	12,5
16,0	318,8	125,0	193,8	48	1862	1201	1773	2005	1294	368	2003	1635	13,0
16,5	328,8	130,0	198,8	50	1954	1261	1819	2057	1327	382	2079	1698	13,5
17,0	338,8	135,0	203,8	51	2049	1322	1864	2109	1360	396	2157	1761	14,0
17,5	348,8	140,0	208,8	52	2146	1385	1910	2160	1394	410	2236	1826	14,5
18,0	358,8	145,0	213,8	53	2246	1449	1956	2212	1427	424	2317	1893	15,0
18,5	368,8	150,0	218,8	55	2348	1515	2002	2264	1461	438	2399	1961	15,5
19,0	378,8	155,0	223,8	56	2452	1582	2047	2316	1494	452	2482	2030	16,0
19,5	388,8	160,0	228,8	57	2558	1651	2093	2367	1527	467	2567	2100	16,5
20,0	398,8	165,0	233,8	58	2667	1721	2139	2419	1561	481	2653	2172	17,0
20,5	408,8	170,0	238,8	60	2779	1793	2185	2471	1594	495	2740	2245	17,5
21,0	418,8	175,0	243,8	61	2892	1866	2230	2523	1627	509	2828	2319	18,0
21,5	428,8	180,0	248,8	62	3008	1941	2276	2574	1661	523	2918	2395	18,5
22,0	438,8	185,0	253,8	63	3127	2017	2322	2626	1694	537	3009	2472	19,0
22,5	448,8	190,0	258,8	65	3248	2095	2368	2678	1728	551	3102	2550	19,5
23,0	458,8	195,0	263,8	66	3371	2175	2414	2730	1761	565	3195	2630	20,0
23,5	468,8	200,0	268,8	67	3496	2256	2459	2781	1794	580	3291	2711	20,5
24,0	478,8	205,0	273,8	68	3624	2338	2505	2833	1828	594	3387	2793	21,0
24,5	488,8	210,0	278,8	70	3754	2422	2551	2885	1861	608	3485	2877	21,5
25,0	498,8	215,0	283,8	71	3887	2508	2597	2937	1895	622	3584	2962	22,0
25,5	508,8	220,0	288,8	72	4022	2595	2642	2988	1928	636	3684	3048	22,5
26,0	518,8	225,0	293,8	73	4159	2683	2688	3040	1961	650	3786	3136	23,0
26,5	528,8	230,0	298,8	75	4298	2773	2734	3092	1995	664	3889	3225	23,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{b,min}$ (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	538,8	235,0	303,8	76	4440	2865	2780	3144	2028	679	3993	3315	24,0
27,5	548,8	240,0	308,8	77	4585	2958	2825	3195	2061	693	4099	3406	24,5
28,0	558,8	245,0	313,8	78	4731	3053	2871	3247	2095	707	4206	3499	25,0
28,5	568,8	250,0	318,8	80	4880	3149	2917	3299	2128	721	4314	3593	25,5
29,0	578,8	255,0	323,8	81	5032	3246	2963	3351	2162	735	4424	3689	26,0
29,5	588,8	260,0	328,8	82	5186	3346	3008	3402	2195	749	4535	3786	26,5
30,0	598,8	265,0	333,8	83	5342	3446	3054	3454	2228	763	4647	3884	27,0
30,5	608,8	270,0	338,8	85	5500	3548	3100	3506	2262	778	4761	3983	27,5
31,0	618,8	275,0	343,8	86	5661	3652	3146	3558	2295	792	4876	4084	28,0
31,5	628,8	280,0	348,8	87	5824	3757	3191	3609	2329	806	4992	4186	28,5
32,0	638,8	285,0	353,8	88	5990	3864	3237	3661	2362	820	5110	4290	29,0
32,5	648,8	290,0	358,8	90	6158	3973	3283	3713	2395	834	5229	4395	29,5
33,0	658,8	295,0	363,8	91	6328	4082	3329	3765	2429	848	5349	4501	30,0
33,5	668,8	300,0	368,8	92	6500	4194	3374	3816	2462	862	5471	4608	30,5
34,0	678,8	305,0	373,8	93	6675	4307	3420	3868	2495	877	5593	4717	31,0
34,5	688,8	310,0	378,8	95	6853	4421	3466	3920	2529	891	5718	4827	31,5
35,0	698,8	315,0	383,8	96	7032	4537	3512	3972	2562	905	5843	4938	32,0
35,5	708,8	320,0	388,8	97	7214	4654	3557	4023	2596	919	5970	5051	32,5
36,0	718,8	325,0	393,8	98	7399	4773	3603	4075	2629	933	6098	5165	33,0
36,5	728,8	330,0	398,8	100	7585	4894	3649	4127	2662	947	6228	5280	33,5
37,0	738,8	335,0	403,8	101	7774	5016	3695	4178	2696	961	6358	5397	34,0
37,5	748,8	340,0	408,8	102	7966	5139	3740	4230	2729	975	6491	5515	34,5
38,0	758,8	345,0	413,8	103	8160	5264	3786	4282	2763	990	6624	5634	35,0
38,5	768,8	350,0	418,8	105	8356	5391	3832	4334	2796	1004	6759	5755	35,5
39,0	778,8	355,0	423,8	106	8554	5519	3878	4385	2829	1018	6895	5877	36,0

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 -300 kN, e ipotizzando un'armatura di $48\phi 26$ è stato determinato il momento di plasticizzazione per i pali, quindi è stato determinato il meccanismo di rottura secondo la teoria di Broms, alla luce delle stratigrafie di calcolo, con il vincolo in testa di pali impediti di ruotare.

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

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

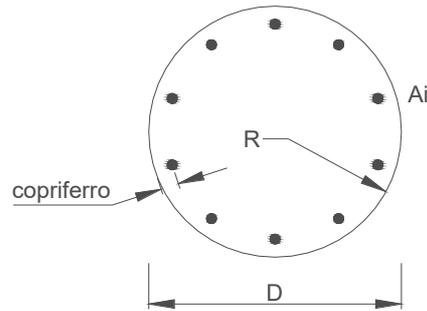
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = -300 (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)
48	ϕ 26	25485	30
0	ϕ 20	0	30
0	ϕ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 4320,1$ (kN m)

Inserisci

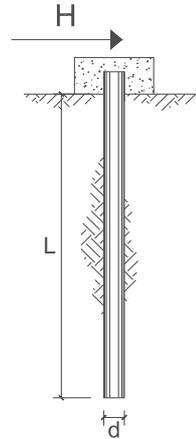
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	36,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4300,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	30,42	(°)	$\phi'_{min} =$	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	30,42	(°)	$\phi'_{min,d} =$	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 =	904,61	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 71179,80$ (kN) $H1_{min} = 67232,70$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 23846,04$ (kN) $H2_{min} = 22530,34$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2091,46$ (kN) $H3_{min} = 2052,06$ (kN)

$H_{med} = 2091,46$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2052,06$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 1267,55$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 975,04$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 904,61$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,08$

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

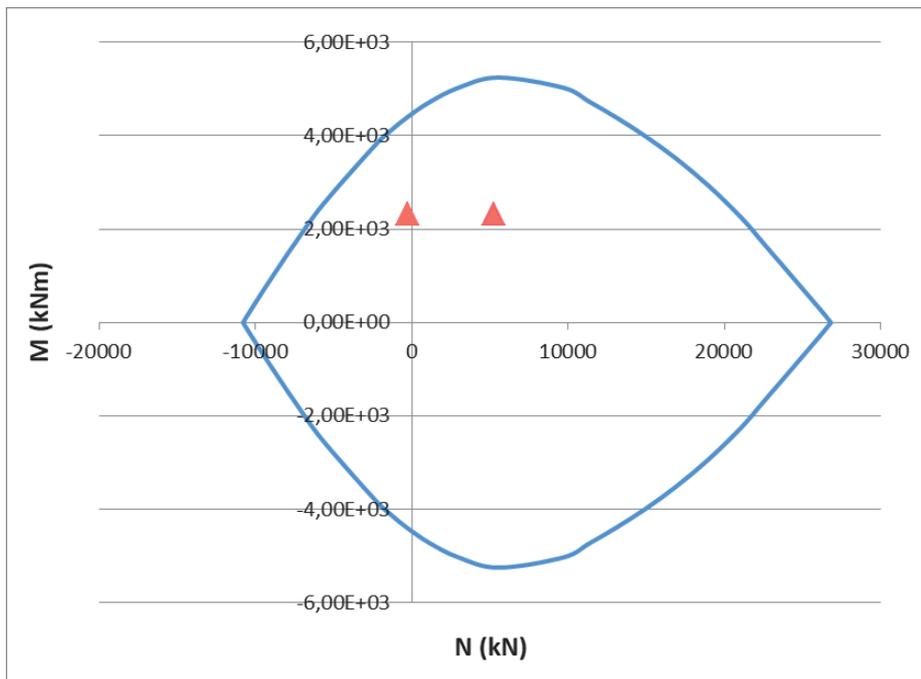
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_h , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 2318,8 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per il soddisfacimento della verifica a taglio i pali saranno armati mediante spirali $\phi 16$ 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	16	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	201,06	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	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}	1477,05	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	1477,05	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	904,61	kN
	Verifica	Vd < VRd	
		OK	

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 4,4 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

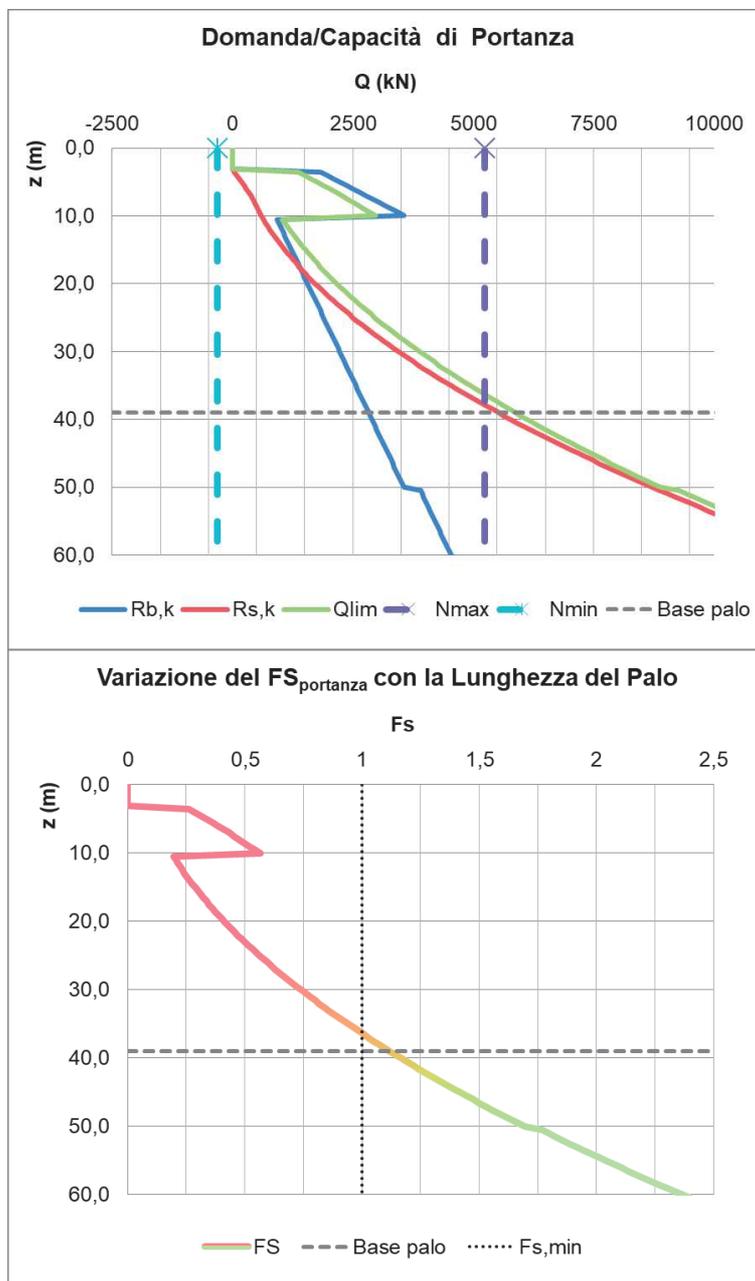
D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	36	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	36	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2481,16	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,98	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	4,5	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	28		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,67332	-	
R_g	0,35	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	43,9	mm	<i>Cedimento palificata</i>

➤ **Riepilogo fondazioni**

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle pile e delle spalle del Viadotto VI04 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]
28	1,20	36	48φ26	85	1,12	1,08	4,4



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 4,5m.

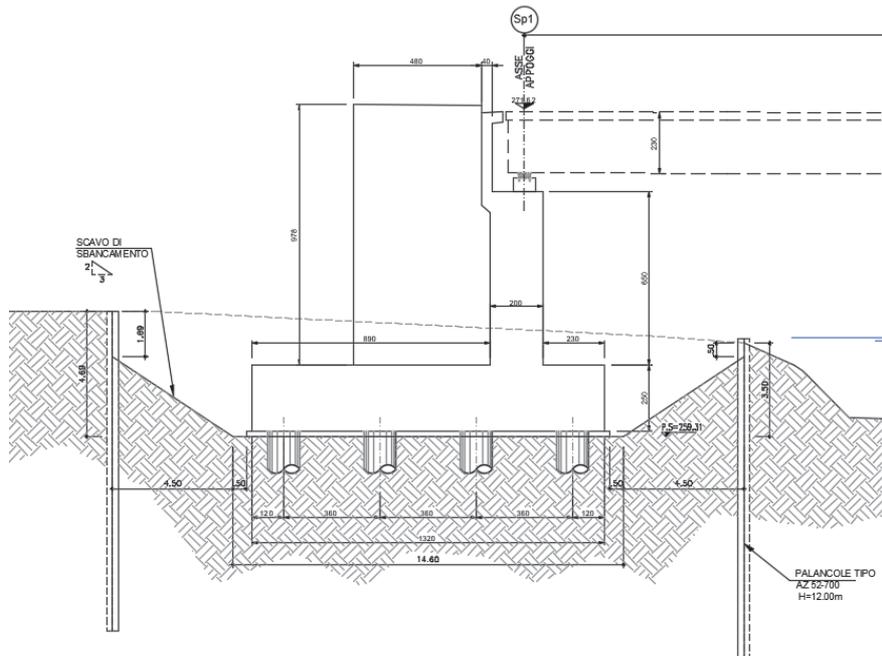


Figura 4: Schema palncole e ture tipologico

La scelta sulla tipologia di palancole è stata basata sulle correlazioni di letteratura tra i risultati delle prove SPT ed il modulo della rigidezza 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	
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 7: Correlazione tra prove SPT e rigidezza palancole

Per il caso in oggetto le prove SPT condotte nei sondaggi di riferimento, S9-dh e S11-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 $3000 \text{ cm}^3/\text{m}$.

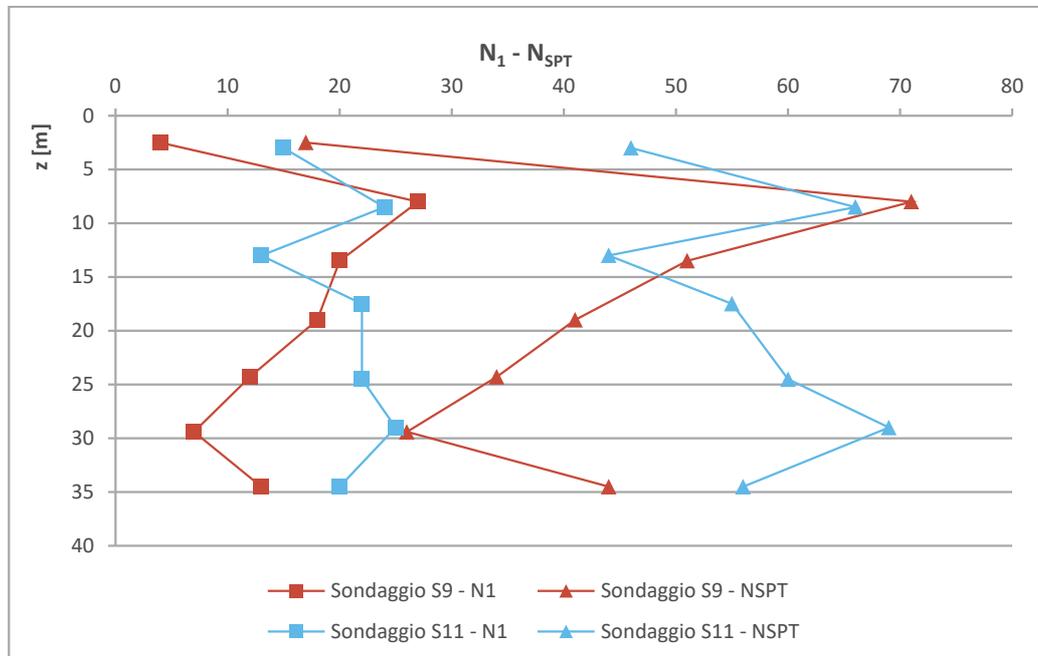


Figura 5: Risultati prove SPT sondaggi S9 e S11

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 palancola risultano pari a:

$$M_S = 463,8 \text{ kNm}$$

$$T_S = 188,9 \text{ kN}$$

La palancola 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.

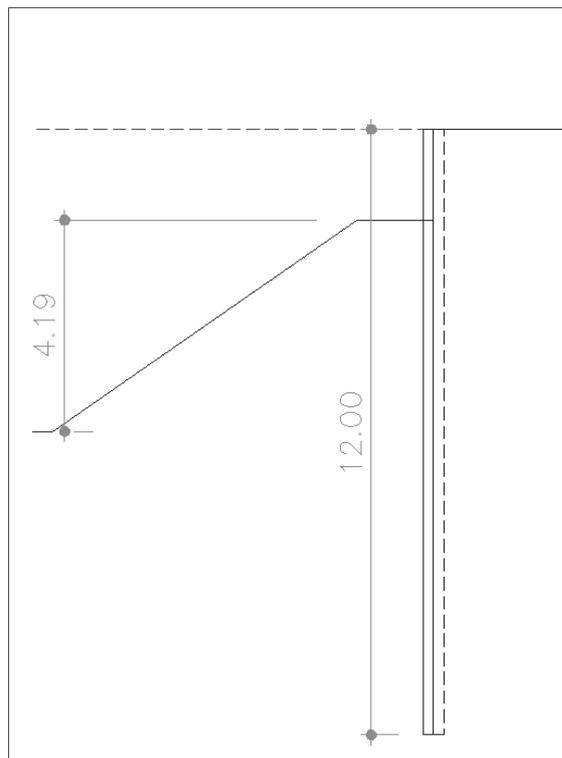


Figura 6: sezione di calcolo sbancamento con inserimento di palancole

Le analisi condotte sono rappresentate graficamente nella figura seguente:

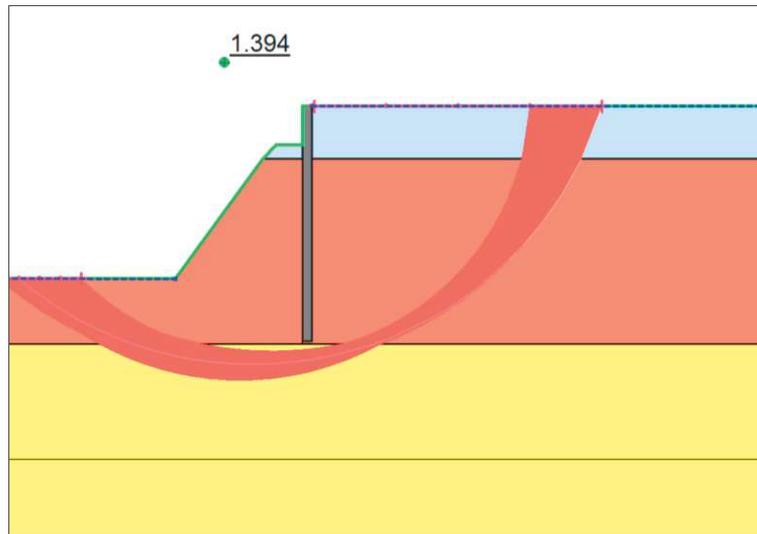


Figura 3 Verifica stabilità globale sbancamento con inserimento di palanca VI04 - $FS_{min}=1.394$

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 VI04	1,394

Tabella 4: tabella di sintesi dei fattori di sicurezza

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

9. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del viadotto "VI04" su Rio Torbola, 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 provvisorie 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.28 pali $\phi 1200$ L = 36 m;

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

- Spalle: 4,4 cm

Stante la presenza di opere in alveo sarà inoltre necessaria la realizzazione delle seguenti opere provvisorie 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 provvisorie