

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 FIUME SESIA E RELATIVE OPERE PROVVISORIALI - VI06

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007_D_1701_T00_VI06_GET_RE01_A.PDF

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00VI06GETRE01

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.....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3. BIBLIOGRAFIA.....	8
4. TABELLA MATERIALI	10
5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....	12
➤ <i>Stratigrafia di progetto</i>	<i>13</i>
6. ANALISI DEI CARICHI	14
➤ <i>Sollecitazioni pile.....</i>	<i>14</i>
➤ <i>Sollecitazioni spalle</i>	<i>22</i>
7. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI	23
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione</i>	<i>23</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali.....</i>	<i>26</i>
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pozzi di fondazione.....</i>	<i>29</i>
8. VERIFICHE SOTTOFONDAZIONI PILE 1-3.....	33
➤ <i>Metodo della fondazione flessibile</i>	<i>33</i>
➤ <i>Metodo della fondazione rigida.....</i>	<i>43</i>
9. VERIFICHE SOTTOFONDAZIONI PILE 4-8.....	52
➤ <i>Metodo della fondazione flessibile</i>	<i>52</i>
➤ <i>Verifiche della fondazione rigida.....</i>	<i>61</i>
➤ <i>Verifiche giunto tra i pali secanti di fondazione.....</i>	<i>70</i>
10. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI DELLE SPALLE	73
➤ <i>Verifiche Spalla SP1.....</i>	<i>73</i>
➤ <i>Verifiche Spalla SP2.....</i>	<i>83</i>
11. RIEPILOGO FONDAZIONI	93

12. VERIFICHE OPERE PROVVISORIALI	98
➤ <i>Paratia di protezione argine</i>	<i>98</i>
➤ <i>Palancole e tute</i>	<i>104</i>
13. CONCLUSIONI.....	111

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del viadotto Sesia, denominato "VI06", 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 e paratie di protezione argine).

Il ponte attraversa l'omonimo corso d'acqua e presenta due impalcati gemelli distinti, continui su 9 campate, di cui 2 da 60 m (quelle di riva) e le altre 7 (intermedie) da 100 m (lunghezza complessiva 820 m, interamente in rettilifo).

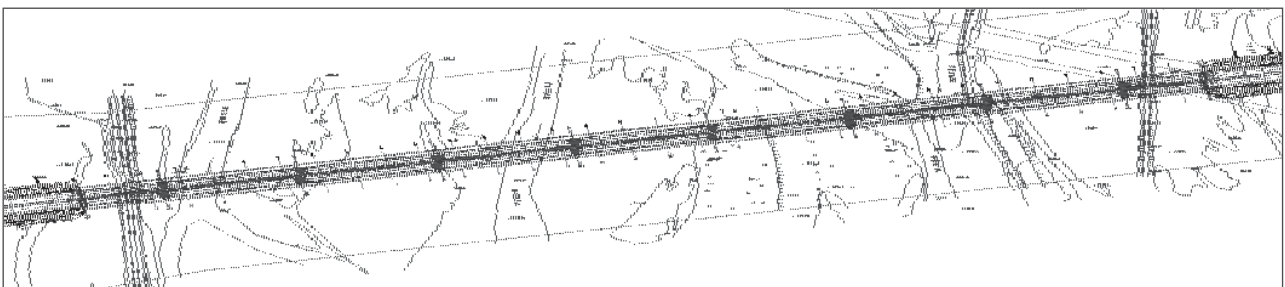


Figura 1: pianta dell'opera

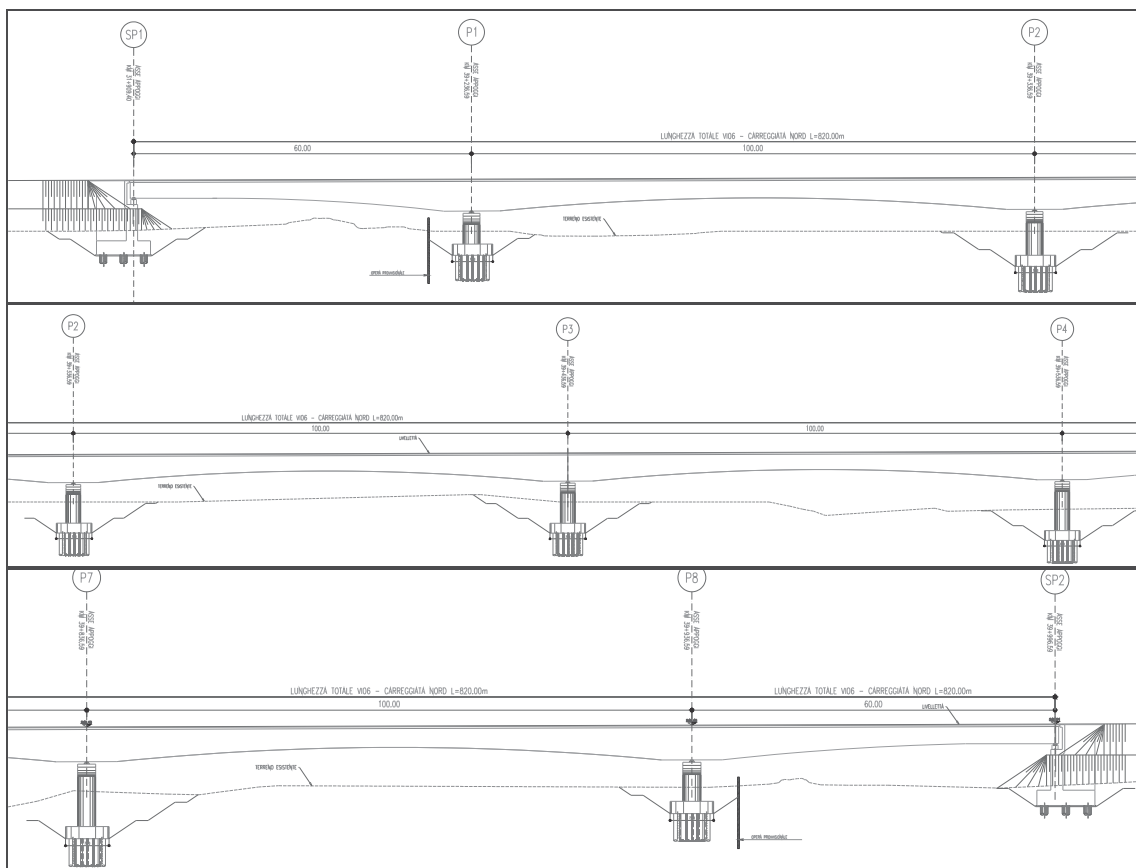


Figura 2: sezioni longitudinali tipo dell'opera

Le fondazioni delle spalle sono ubicate appena esterne agli argini e sono costituite da n.15 pali di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=36m$ (Figura 3). L'ubicazione delle pile in alveo, dove i primi strati di terreno sono costituiti da materiale ghiaioso, facilmente erodibile, hanno indotto all'utilizzo di una fondazione a pozzo. Questa, a parità di portanza laterale, garantisce maggiore stabilità in condizioni di scalzamento stante il suo elevato momento di inerzia.

Come si può osservare in Figura 4 e Figura 5 la fondazione delle pile a pozzo, realizzato mediante n.17 pali secanti diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=30m$. I pali sono disposti con angolo di 21° su un cerchio di raggio pari a 240 cm; l'interasse risulta di 87 cm (misurato linearizzando l'arco che collega i centri dei cerchi dei pali). Tale interasse garantisce uno spessore minimo costante per tutta la corona del pozzo di 82 cm che risulta soddisfacente alla sollecitazione tagliante (Figura 5a). Questo spessore assumendo che per un palo si abbia la massima perdita di verticalità tollerata dal Capitolato Anas pari al 2% della lunghezza del palo, 60 cm nel caso in essere, diventa di 71 cm (Figura 5b); ed anche in tal caso le verifiche risultano soddisfatte.

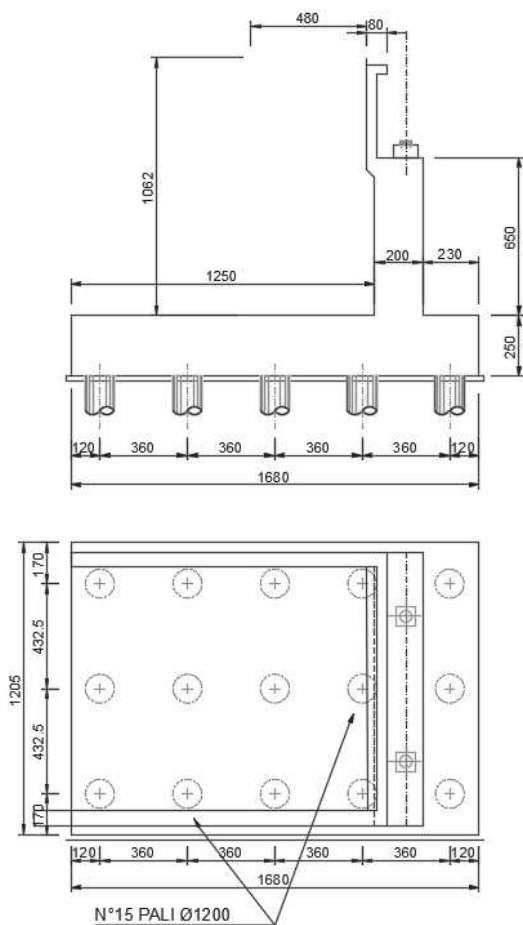


Figura 3: fondazioni spalle

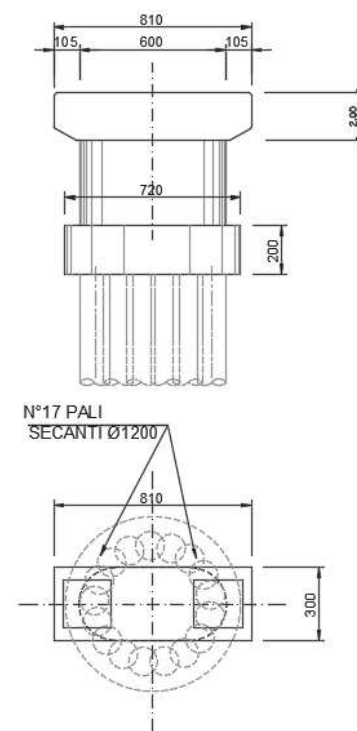


Figura 4: fondazioni pile

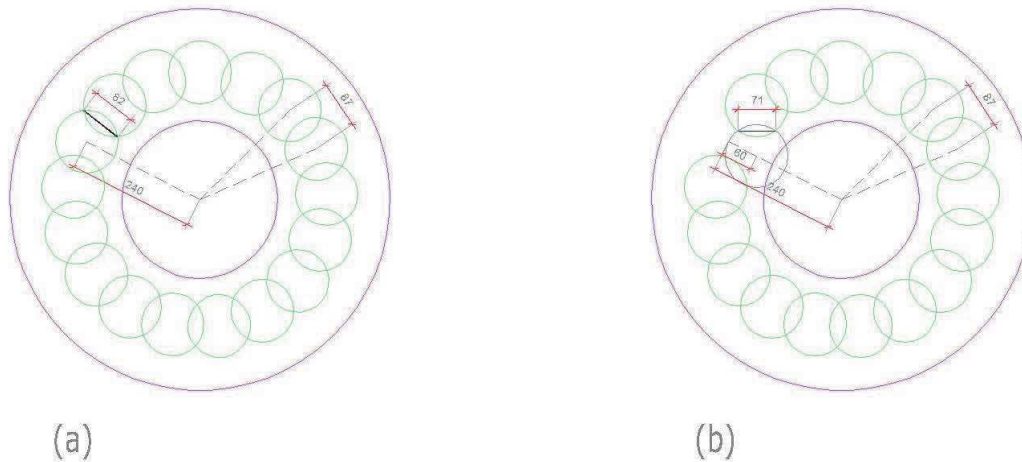


Figura 5: disposizione pali secanti dei pozzi di fondazione, con bordo plinto DN 7,2 m; e bordo Pila 3,0 m.

Stante la presenza di opere in alveo è necessaria una corposa struttura di opere provvisorie così distinte:

- paratie di protezione dell'argine, realizzate in applicazione del Regio Decreto n. 523 del 25.07.1904, art. 96 Lettera f, saranno realizzate mediante pali DN1000 ad interasse 1,1m di lunghezza pari a 16m;
- ture provvisorie in materiale impermeabile, nell'intorno delle pile, a protezione dell'area di lavoro, da piene provvisorie con periodo di ritorno pari a 3 anni, la cui altezza è variabile tra 2,5 e 5,5m in funzione dell'orografia dell'alveo del Sesia;
- palancole a protezione degli scavi necessari a 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*. Stante l'importanza dell'opera e del suo apparato fondale, è stato già previsto un ampliamento delle indagini in Alveo Sesia, come da elaborati *T00GE00GETRE03A* e *T00GE00GETPU01A*.

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";
- *T00VI06STRRE01A* Relazione tecnica e di calcolo Viadotto

- *T00GE00IDRRE01A Relazione Idraulica*

La cantierizzazione si completa con due guadi provvisori costituiti in materiale impermeabile e filtranti due vene del fiume tramite una serie di tombini Armco: Guado A: 5 ARMCO DN2500 / 4 m; Guado B: 5 Armco DN3500 / 4 m.

Il sistema delle opere, inclusa la cantierizzazione, e le fasi di lavoro è descritto nei seguenti elaborati:

Tavola	Scala	Codice Elaborato
Viadotto Sesia - Carpenteria dei pali di fondazione	1:100	T00VI06GETDI01_A
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 1 di 4	1:200	T00VI06GETDI02_A
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 2 di 4	1:200	T00VI06GETDI03_A
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 3 di 4	1:200	T00VI06GETDI04_A
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 4 di 4	1:200	T00VI06GETDI05_A
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 1 di 4	1:200	T00VI06GETDI06_A
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 2 di 4	1:200	T00VI06GETDI07_A
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 3 di 4	1:200	T00VI06GETDI08_A
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 4 di 4	1:200	T00VI06GETDI09_A
Viadotto Sesia - Opere Provvisionali PILA 1 - Pianta Profilo Longitudinale e Sezioni	1:200	T00VI06GETDI10_A
Viadotto Sesia - Opere Provvisionali PILA 8 - Pianta Profilo Longitudinale e Sezioni	1:200	T00VI06GETDI11_A
Viadotto Sesia - stralci planimetrici con sistemazione idraulica - guadi provvisori	1:200	T00VI06GETDI12_A
Viadotto Sesia - sistemazione idrauliche - guadi e ture provvisorie - sezioni tipo	1:200	T00VI06GETDI13_A
Viadotto Sesia - Sottofondazioni - Fasi Costruttive	1:200	T00VI06GETCA01_A

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 5 – Ug5

Classifica granulometrica: ghiaia e ciottoli;

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 37^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 55 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

Unità Geotecnica 6 – Ug6

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

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 30 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

Unità Geotecnica 7 – Ug7

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

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 40 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

➤ **Stratigrafia di progetto**

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

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Terreno di riporto	da p.c. fino a 1,50 m	1,50 m
Ug5	da 1,50 m fino a 12,00 m	10,50 m
Ug6	da 12,00 m fino a 18,00 m	6,00 m
Ug7	≥ 18,00 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto per la SP1 e le pile 1-3

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Ug5	da p.c. fino a 10,00 m	10,00 m
Ug6	da 10,00 m fino a 26,00 m	16,00 m
Ug7	≥ 26,00 m	-

Tabella 2: stratigrafia di progetto per la SP2 e le pile 4-8

Appoggio	Quota da p.c. [m]
SP1	3,50 m
Pile	6,00 m
SP2	4,00 m

Tabella 3: Quota piano di posa plinto di fondazione

Per le spalle la quota di falda si assume al piano campagna.

Per il calcolo delle pile, in alveo, si considera invece che la quota di falda sia pari a 4m 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 della palificata per le fondazioni delle pile e del plinto per le fondazioni delle spalle, sono di seguito riportate sia per lo SLE che SLU:

➤ *Sollecitazioni pile*

PILA P1

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-29574	0	-2040	-16004	0
GEO-1-1	-26475	0	-1617	-4879	0
GEO-1-2	-29574	0	2025	28496	0
GEO-1-3	-26475	0	2449	39621	0
GEO-1-4	-27454	0	-3393	-32398	0
GEO-1-5	-25130	0	-3076	-24055	0
GEO-1-6	-27454	0	3382	41767	0
GEO-1-7	-25130	0	3700	50111	0
STR-1-0	-35942	0	-2354	-18466	0
STR-1-1	-32366	0	-1866	-5630	0
STR-1-2	-35942	0	2337	32880	0
STR-1-3	-32366	0	2825	45716	0
STR-1-4	-33496	0	-3916	-37383	0
STR-1-5	-30815	0	-3549	-27756	0
STR-1-6	-33496	0	3903	48193	0
STR-1-7	-30815	0	4269	57820	0
SIS-1-0	-19365	6425	4825	60385	35571
SIS-1-1	-20810	-5206	-5711	-54891	-41172
SIS-1-2	-19298	4395	6375	76294	29000
SIS-1-3	-21065	-4395	-7978	-66447	-28997
SIS-1-4	-19473	5732	4786	54258	39866
SIS-1-5	-20618	-6097	-5178	-54694	-38187
SLE-1-0	-26584	0	-1569	-12311	0
SLE-1-1	-24200	0	-1244	-3753	0
SLE-1-2	-26584	0	1558	21920	0
SLE-1-3	-24200	0	1884	30477	0
SLE-1-4	-24954	0	-2610	-24922	0
SLE-1-5	-23166	0	-2366	-18504	0
SLE-1-6	-25987	0	2602	32129	0
SLE-1-7	-24199	0	2846	38547	0

PILA P2

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-33419	0	-1704	-15293	0
GEO-1-1	-30051	0	-1591	-6156	0
GEO-1-2	-33419	0	1332	25060	0
GEO-1-3	-30051	0	1445	34197	0
GEO-1-4	-31098	0	-2670	-29965	0
GEO-1-5	-28572	0	-2585	-23112	0
GEO-1-6	-31098	0	2391	37290	0
GEO-1-7	-28572	0	2476	44143	0
STR-1-0	-40739	0	-1966	-17646	0
STR-1-1	-36853	0	-1836	-7103	0
STR-1-2	-40739	0	1537	28915	0
STR-1-3	-36853	0	1668	39458	0
STR-1-4	-38061	0	-3081	-34575	0
STR-1-5	-35147	0	-2983	-26667	0
STR-1-6	-38061	0	2759	43027	0
STR-1-7	-35147	0	2857	50934	0
SIS-1-0	-22413	5486	3564	57912	41117
SIS-1-1	-23538	-4514	-4014	-50531	-47812
SIS-1-2	-22435	3820	4458	74280	34832
SIS-1-3	-23394	-3929	-5920	-64504	-34081
SIS-1-4	-22476	4946	3313	52537	46174
SIS-1-5	-23697	-5224	-3527	-51462	-44262

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-30111	0	-1311	-11764	0
SLE-1-1	-27520	0	-1224	-4735	0
SLE-1-2	-30111	0	1025	19277	0
SLE-1-3	-27520	0	1112	26305	0
SLE-1-4	-28325	0	-2054	-23050	0
SLE-1-5	-26382	0	-1989	-17778	0
SLE-1-6	-29492	0	1839	28684	0
SLE-1-7	-27549	0	1904	33956	0

PILA P3

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-33045	0	-1651	-15178	0
GEO-1-1	-29352	0	-1573	-6457	0
GEO-1-2	-33045	0	1245	24366	0
GEO-1-3	-29352	0	1324	33086	0
GEO-1-4	-30686	0	-2565	-29507	0
GEO-1-5	-27916	0	-2507	-22967	0
GEO-1-6	-30686	0	2262	36399	0
GEO-1-7	-27916	0	2320	42939	0
STR-1-0	-40257	0	-1905	-17513	0
STR-1-1	-35996	0	-1814	-7451	0
STR-1-2	-40257	0	1437	28115	0
STR-1-3	-35996	0	1527	38176	0
STR-1-4	-37535	0	-2960	-34047	0
STR-1-5	-34339	0	-2893	-26501	0
STR-1-6	-37535	0	2609	41998	0
STR-1-7	-34339	0	2677	49545	0
SIS-1-0	-21936	5400	3416	56878	41616
SIS-1-1	-22881	-4394	-3825	-49584	-48895
SIS-1-2	-22122	3750	4263	73252	35249
SIS-1-3	-22921	-3822	-5659	-63303	-34729
SIS-1-4	-22049	4890	3150	51598	47344
SIS-1-5	-22972	-5151	-3341	-50400	-45450

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-29744	0	-1270	-11675	0
SLE-1-1	-26903	0	-1210	-4967	0
SLE-1-2	-29744	0	958	18743	0
SLE-1-3	-26903	0	1018	25451	0
SLE-1-4	-27929	0	-1973	-22698	0
SLE-1-5	-25798	0	-1928	-17667	0
SLE-1-6	-29052	0	1740	27999	0
SLE-1-7	-26921	0	1785	33030	0

PILA P4

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-34091	0	-1414	-14418	0
GEO-1-1	-30317	0	-1471	-7646	0
GEO-1-2	-34091	0	871	20767	0
GEO-1-3	-30317	0	814	27538	0
GEO-1-4	-31699	0	-2108	-26940	0
GEO-1-5	-28869	0	-2151	-21861	0
GEO-1-6	-31699	0	1701	31701	0
GEO-1-7	-28869	0	1658	36780	0
STR-1-0	-41590	0	-1632	-16636	0
STR-1-1	-37235	0	-1698	-8822	0
STR-1-2	-41590	0	1005	23961	0
STR-1-3	-37235	0	940	31775	0
STR-1-4	-38830	0	-2433	-31084	0
STR-1-5	-35564	0	-2482	-25224	0
STR-1-6	-38830	0	1963	36578	0
STR-1-7	-35564	0	1914	42438	0
SIS-1-0	-22812	4609	2749	51164	42106
SIS-1-1	-23775	-3757	-2975	-44558	-49757
SIS-1-2	-23127	3163	3356	67151	35829
SIS-1-3	-23693	-3273	-4308	-56710	-34836
SIS-1-4	-23016	4202	2438	46083	48011
SIS-1-5	-23748	-4390	-2606	-44850	-46321

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-30747	0	-1088	-11091	0
SLE-1-1	-27844	0	-1132	-5882	0
SLE-1-2	-30747	0	670	15974	0
SLE-1-3	-27844	0	626	21183	0
SLE-1-4	-28907	0	-1622	-20723	0
SLE-1-5	-26729	0	-1655	-16816	0
SLE-1-6	-30043	0	1309	24385	0
SLE-1-7	-27866	0	1276	28292	0

PILA P5

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-34010	0	-1439	-14511	0
GEO-1-1	-30240	0	-1483	-7535	0
GEO-1-2	-34010	0	909	21182	0
GEO-1-3	-30240	0	865	28158	0
GEO-1-4	-31619	0	-2155	-27242	0
GEO-1-5	-28791	0	-2188	-22010	0
GEO-1-6	-31619	0	1758	32245	0
GEO-1-7	-28791	0	1724	37477	0
STR-1-0	-41485	0	-1660	-16743	0
STR-1-1	-37135	0	-1711	-8694	0
STR-1-2	-41485	0	1049	24440	0
STR-1-3	-37135	0	998	32490	0
STR-1-4	-38726	0	-2486	-31433	0
STR-1-5	-35463	0	-2525	-25396	0
STR-1-6	-38726	0	2028	37206	0
STR-1-7	-35463	0	1990	43243	0
SIS-1-0	-22926	4678	2833	51852	42200
SIS-1-1	-23584	-3836	-3069	-45131	-49599
SIS-1-2	-22967	3243	3455	68022	36069
SIS-1-3	-23646	-3356	-4400	-57435	-35073
SIS-1-4	-23029	4293	2515	46736	48211
SIS-1-5	-23769	-4490	-2680	-45491	-46476

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-30666	0	-1107	-11162	0
SLE-1-1	-27766	0	-1141	-5796	0
SLE-1-2	-30666	0	699	16293	0
SLE-1-3	-27766	0	665	21660	0
SLE-1-4	-28827	0	-1658	-20956	0
SLE-1-5	-26652	0	-1683	-16931	0
SLE-1-6	-29963	0	1352	24804	0
SLE-1-7	-27788	0	1327	28829	0

PILA P6

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-34230	0	-1274	-13781	0
GEO-1-1	-30552	0	-1399	-8208	0
GEO-1-2	-34230	0	667	18424	0
GEO-1-3	-30552	0	542	23997	0
GEO-1-4	-31875	0	-1845	-25096	0
GEO-1-5	-29116	0	-1938	-20916	0
GEO-1-6	-31875	0	1390	28578	0
GEO-1-7	-29116	0	1296	32758	0
STR-1-0	-41800	0	-1470	-15901	0
STR-1-1	-37556	0	-1614	-9471	0
STR-1-2	-41800	0	770	21258	0
STR-1-3	-37556	0	625	27689	0
STR-1-4	-39082	0	-2128	-28957	0
STR-1-5	-35900	0	-2237	-24134	0
STR-1-6	-39082	0	1603	32975	0
STR-1-7	-35900	0	1495	37798	0
SIS-1-0	-23290	4057	2318	46957	40848
SIS-1-1	-24145	-3295	-2508	-41050	-48605
SIS-1-2	-23183	2788	2832	62049	34584
SIS-1-3	-24089	-2847	-3550	-52016	-33981
SIS-1-4	-23283	3705	2021	42178	46646
SIS-1-5	-24445	-3845	-2181	-40953	-45218

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-30932	0	-980	-10601	0
SLE-1-1	-28103	0	-1076	-6314	0
SLE-1-2	-30932	0	513	14172	0
SLE-1-3	-28103	0	417	18459	0
SLE-1-4	-29121	0	-1419	-19305	0
SLE-1-5	-26999	0	-1491	-16089	0
SLE-1-6	-30244	0	1069	21983	0
SLE-1-7	-28122	0	997	25199	0

PILA P7

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-34413	0	-1366	-14201	0
GEO-1-1	-31085	0	-1447	-7854	0
GEO-1-2	-34413	0	800	19976	0
GEO-1-3	-31085	0	719	26324	0
GEO-1-4	-32103	0	-2017	-26316	0
GEO-1-5	-29607	0	-2078	-21555	0
GEO-1-6	-32103	0	1592	30647	0
GEO-1-7	-29607	0	1531	35408	0
STR-1-0	-42037	0	-1576	-16386	0
STR-1-1	-38197	0	-1670	-9062	0
STR-1-2	-42037	0	923	23050	0
STR-1-3	-38197	0	829	30374	0
STR-1-4	-39371	0	-2327	-30364	0
STR-1-5	-36491	0	-2398	-24871	0
STR-1-6	-39371	0	1837	35362	0
STR-1-7	-36491	0	1767	40855	0
SIS-1-0	-23537	4354	2575	49692	41619
SIS-1-1	-24674	-3591	-2865	-43459	-48774
SIS-1-2	-23618	3043	3188	65492	35589
SIS-1-3	-24378	-3137	-4048	-55129	-34709
SIS-1-4	-23678	3952	2301	44762	46906
SIS-1-5	-24514	-4140	-2472	-43561	-45141

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-31113	0	-1051	-10924	0
SLE-1-1	-28553	0	-1113	-6041	0
SLE-1-2	-31113	0	615	15366	0
SLE-1-3	-28553	0	553	20249	0
SLE-1-4	-29336	0	-1552	-20243	0
SLE-1-5	-27416	0	-1598	-16581	0
SLE-1-6	-30503	0	1225	23575	0
SLE-1-7	-28583	0	1178	27237	0

PILA P8

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
GEO	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
GEO-1-0	-29865	0	-1888	-16009	0
GEO-1-1	-26820	0	-1574	-5793	0
GEO-1-2	-29865	0	1760	27134	0
GEO-1-3	-26820	0	2074	37350	0
GEO-1-4	-27760	0	-3088	-31781	0
GEO-1-5	-25476	0	-2852	-24119	0
GEO-1-6	-27760	0	2992	40124	0
GEO-1-7	-25476	0	3228	47786	0
STR-1-0	-36330	0	-2179	-18472	0
STR-1-1	-32816	0	-1816	-6684	0
STR-1-2	-36330	0	2030	31308	0
STR-1-3	-32816	0	2393	43096	0
STR-1-4	-33901	0	-3563	-36670	0
STR-1-5	-31266	0	-3291	-27829	0
STR-1-6	-33901	0	3452	46297	0
STR-1-7	-31266	0	3724	55138	0
SIS-1-0	-20040	6062	4308	60108	38446
SIS-1-1	-20772	-4985	-5036	-53403	-44365
SIS-1-2	-20059	4105	5575	77139	31964
SIS-1-3	-20671	-4288	-7072	-66942	-30959
SIS-1-4	-20182	5521	4289	54111	43293
SIS-1-5	-20678	-5814	-4610	-53756	-41681

Combinazioni	P	V2	V3	M2	M3
SLE	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLE-1-0	-26890	0	-1453	-12315	0
SLE-1-1	-24548	0	-1211	-4456	0
SLE-1-2	-26890	0	1354	20872	0
SLE-1-3	-24548	0	1596	28731	0
SLE-1-4	-25271	0	-2375	-24447	0
SLE-1-5	-23514	0	-2194	-18553	0
SLE-1-6	-26302	0	2301	30865	0
SLE-1-7	-24546	0	2483	36759	0

➤ **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	8475	0	23290	20041	0
2	8475	0	26092	25085	0
3	10225	0	29864	44105	6383
4	9788	0	29106	39905	4820
5	9788	0	28971	39501	4907
6	10225	0	29864	44105	6471
7	9682	804	26838	50648	4819
8	8837	2678	26838	27015	16062
9	8837	804	28250	27128	4819
10	9682	804	25627	50551	4819
11	8837	2678	25627	26918	16062
12	8837	804	24215	26805	4819

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	11018	0	30278	26053	0
2	11018	0	33920	32610	0
3	12835	0	38240	53080	7365
4	12381	0	37345	48518	5562
5	12381	0	37211	48114	5662
6	12835	0	38375	53484	7466

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	7706	0	23112	15096	0
2	7706	0	25914	20140	0
3	8990	0	28828	33966	4910
4	8669	0	28141	30636	3775
5	8669	0	28254	30972	3708
6	8990	0	28828	33966	4910

7. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI

Le pile del viadotto sono realizzate su fondazioni profonde a pozzo costituite da n.17 pali trivellati secanti di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=30m$. Il plinto di fondazione avrà diametro pari a $7,20m$ e altezza pari a $2,00m$.

Nei seguenti paragrafi sono riportati i criteri progettuali mediante i quali sono state condotte le verifiche dimensionali, secondo due differenti tipologie di modellazione:

- modellando la struttura di fondazione come una struttura flessibile costituita da una coronella di pali, valutando la capacità portante della coronella e valutando la resistenza alle azioni orizzontali determinando il numero di pali equivalente in funzione della geometria del pozzo di fondazione e ripartendo conseguentemente le azioni (metodo più cautelativo che prevede in luogo di n.17 pali secanti n.14 pali non secanti)

- modellando la struttura di fondazione come una struttura rigida costituita da un pozzo e verificando la capacità portante e la stabilità ed i cedimenti in accordo con il metodo di Jamiolkowski (Dimensionamento delle fondazioni a pozzo - Atti e Rassegna Tecnica della Società Ingegneri e Architetti di Torino - Nuova Serie - A. 22 - N. 7 - Luglio 1968).

Ciascun impalcato del viadotto avrà invece spalle indipendenti, che saranno invece fondate su n. 15 pali $\phi 1200$ $L = 36$ m e zattera di fondazione di dimensioni $16,8m \times 12,0m$.

➤ **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 4 i coefficienti parziali utilizzati per la determinazione dei valori delle resistenze di progetto dai valori caratteristici:

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

Tabella 4: coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per pali trivellati

I valori caratteristici sono stati determinati come:

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

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tabella successiva. Nel caso in esame 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 5: 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 6, relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo".

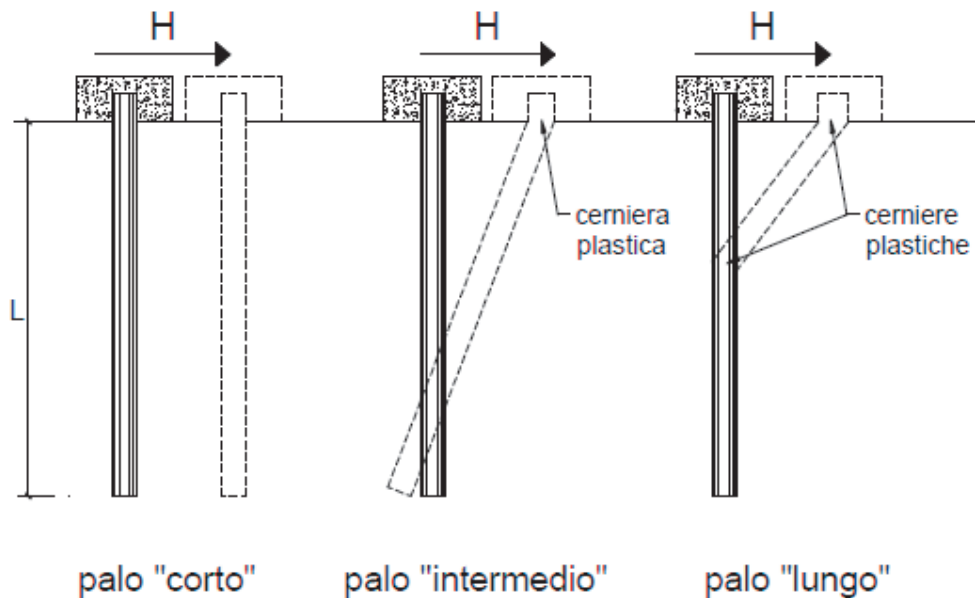


Figura 6: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 6: Valori orientativi di n_h ed A per terreni incoerenti

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

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

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

$$M = C_M T \lambda$$

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

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

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

Come rappresentato nella figura seguente, una fondazione a pozzo soggetta a forze (H, M, N) tende a ruotare attorno al punto 0.

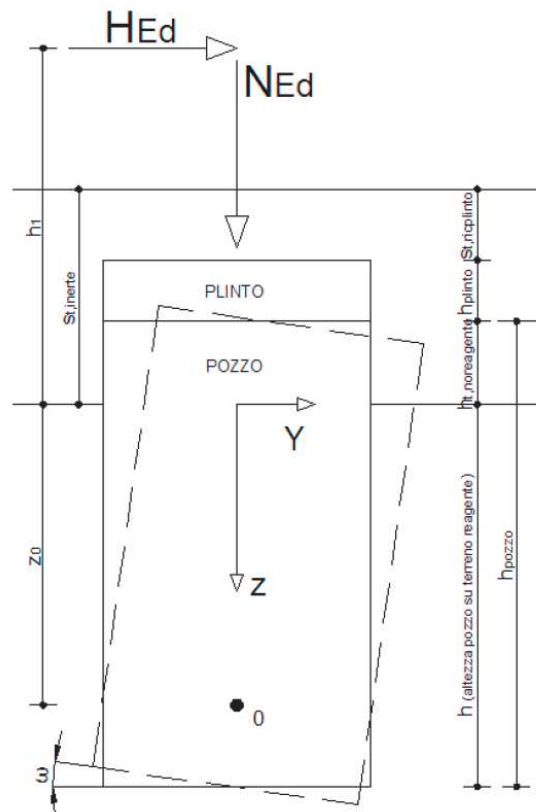


Figura 7: schema della verifica a ribaltamento per fondazioni a Pozzo secondo il metodo di Jamiolkowski

In accordo con le ipotesi del metodo adottato, le pressioni orizzontali seguono un andamento di tipo parabolico in funzione della profondità. Nell'immagine che segue è possibile osservare l'andamento qualitativo delle pressioni orizzontali sulle superfici laterali del pozzo, secondo le ipotesi adottate.

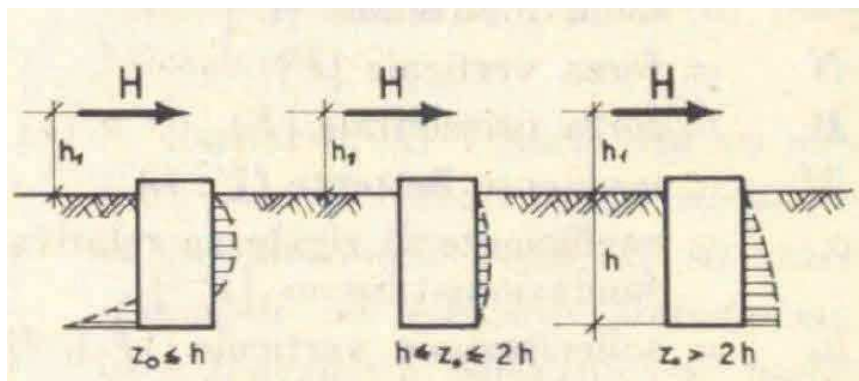


Figura 8: andamento parabolico delle tensioni orizzontali su una fondazione a pozzo.

Se la quota del punto di rotazione z_0 si trova ad una profondità inferiore a quella di fondo pozzo ($z_0 < h_{\text{pozzo}}$), le pressioni orizzontali diventano negative in profondità, ossia il modello ricerca nel terreno a monte una spinta per ottenere l'equilibrio alla rotazione. Se invece $z_0 > h_{\text{pozzo}}$ le pressioni orizzontali $\sigma_y(z)$ non cambiano di segno.

Normalmente il primo caso si manifesta per pozzi sufficientemente profondi, come nel caso di specie, il secondo per pozzi dalla forma tozza. Tramite la condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione rispetto ad un punto qualsiasi si giunge alla determinazione dei valori di z_0 e della rotazione della fondazione ω con le seguenti espressioni:

$$z_0 = \frac{\beta \cdot D_0 \cdot h^2 \cdot (4 \cdot q - h) + 6 \cdot W \cdot D_0}{2 \cdot \beta \cdot D_0 \cdot h \cdot (3 \cdot q - h)}$$

$$\text{tg}(\omega) = \frac{6 \cdot H_{Ed}}{R \cdot m_h \cdot h}$$

dove β è il rapporto fra moduli di reazione, W è il modulo di resistenza della base del pozzo mentre R vale:

$$R = \frac{\beta \cdot D_0 \cdot h^3 + 18 \cdot D_0 \cdot W}{2 \cdot \beta \cdot (3 \cdot q - h)}$$

Lo spostamento orizzontale alle varie profondità è espresso da

$$\Delta_y = (z_0 - z) \cdot \text{tg}(\omega)$$

La verifica di stabilità globale del pozzo viene invece condotta determinando una forza orizzontale limite per unità di larghezza del pozzo H_{olim} (posta alla stessa quota dell'azione orizzontale di progetto H_{Ed}) tale che, per effetto della rotazione del pozzo, alla base la pressione orizzontale sia pari a p_{lim} e risultino soddisfatte le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione rispetto ad un qualunque punto, ad esempio rispetto ad un asse posto sul piano di base del pozzo.

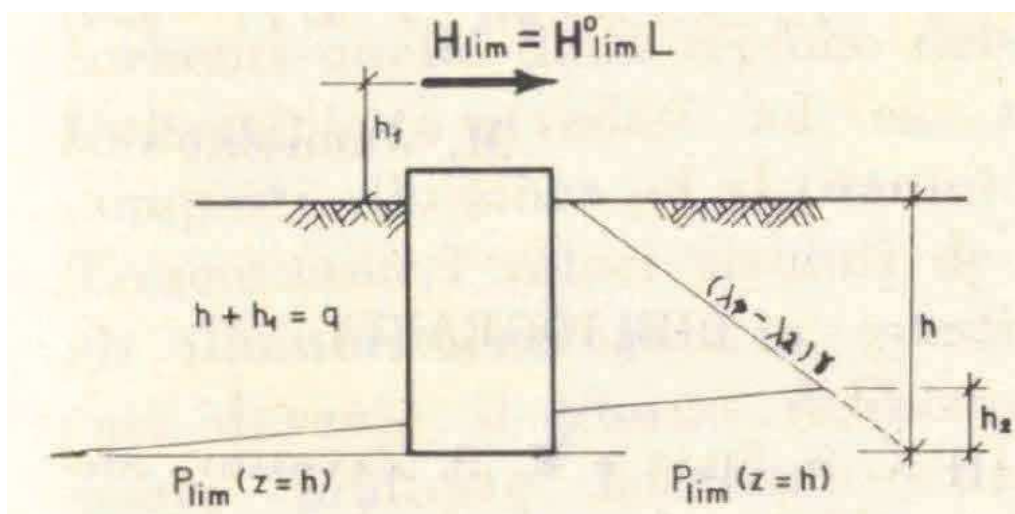


Figura 9: calcolo del carico orizzontale limite

La resistenza orizzontale H_{Rd}^0 viene determinata risolvendo le equazioni di equilibrio

$$H_{Rd}^0 = p_{h,lim}(z = h) \cdot \left(\frac{h}{2} - h_2\right) + \sigma_0 \cdot \frac{h}{2} \quad \text{Equilibrio alla Traslazione}$$

$$H_{Rd}^0 \cdot q = p_{h,lim}(z = h) \cdot \left(\frac{h^2}{6} - \frac{h_2^2}{3}\right) + \sigma_0 \cdot \frac{h^2}{2} + m_v \quad \text{Equilibrio alla Rotazione}$$

Dove il momento stabilizzante per unità di lunghezza, fornito dal carico N_{Ed} e dal peso proprio del pozzo P_{pozzo} vale:

$$m_v = \frac{N_b}{D} \cdot \left(\frac{D}{2} - h^*\right) = \frac{(N_{Ed} + P_{pozzo})}{D} \cdot \left(\frac{D}{2} \cdot \cos(\varphi)\right)$$

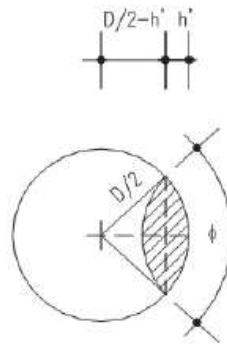


Figura 10: calcolo del carico momento stabilizzante

Nota la resistenza laterale del pozzo si verifica che

$$H_{Ed}/D_0 \leq \frac{H_{Rd}^0/D_0}{\gamma_R}$$

con $\gamma_R = 2,3$

Le verifiche sulla portanza di base e laterale al pozzo, vengono elaborate prendendo in considerazione il procedimento "alla Berezantzev", indicato nella pubblicazione di Jamiolkowski, nel quale non viene preso in considerazione il beneficio alla stabilità dell'attrito pozzo/terreno.

La capacità portante del pozzo viene infine verificata attraverso l'approccio di Brich-Hansen (1970) in cui la capacità portante alla base del pozzo è espressa mediante la relazione:

$$q_{lim} = c'N_c s_c + qN_q s_q + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Lo sforzo verticale limite è quindi definito dalla relazione (vedi figura seguente)

$$N_{lim} = q_{lim} * A^*$$

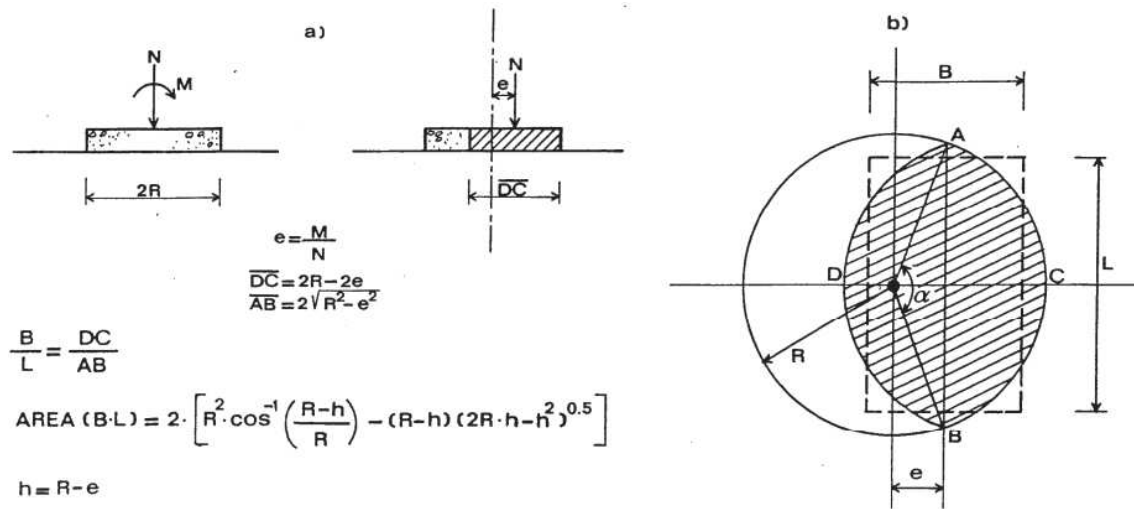


Figura 11: relazioni di calcolo sforzo verticale limite

8. VERIFICHE SOTTOFONDAZIONI PILE 1-3

➤ **Metodo della fondazione flessibile**

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.

La verifica di capacità portante è stata condotta determinando la resistenza alla base e la resistenza laterale della coronella di pali caratterizzata da:

$$A = 16,19 \text{ m}^2$$

$$P = 20,63 \text{ m}$$

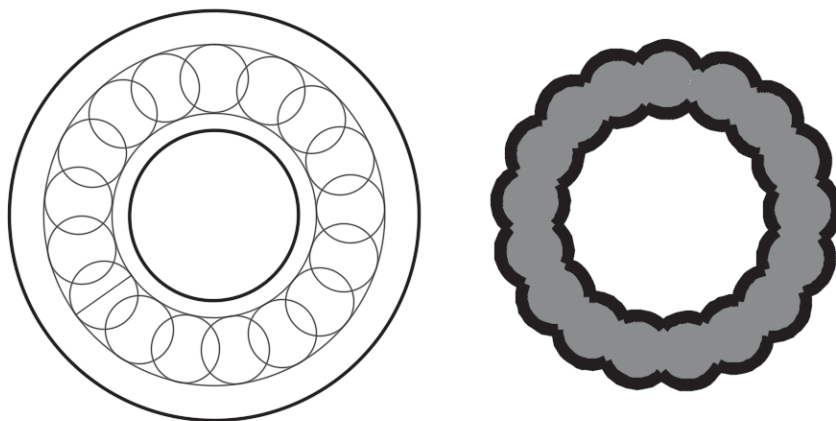


Figura 12: coronella di pali secanti

La verifica a taglio è stata invece condotta ripartendo la forza agente sulle gabbie di armatura dei pali verificando sia i pali primari, armati con gabbia di forma rettangolare, sia i pali secondari armati con gabbia di forma circolare.

Le sollecitazioni dimensionanti per i pali di fondazione risultano pari a:

$$N_{\max} = 2909,9 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 717,2 \text{ kN}$$

Ai fini del calcolo dimensionale, a tutti i pozzi è applicata la stessa altezza di scalzamento, ovvero la massima possibile, che avviene in corrispondenza della pila P6 ubicata in un punto di minimo (229,62 m s.l.m.) della sezione dell'alveo del Sesia in asse stradale.

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 14m dal p.c., pertanto si trascura il contributo resistente offerto dai primi 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)	$Q_{lim, laterale, min}$ (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	40,0	-40,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	9,0	45,0	-36,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	18,0	50,0	-32,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	27,0	55,0	-28,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	37,0	60,0	-23,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	47,0	65,0	-18,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	57,0	70,0	-13,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	67,0	75,0	-8,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,0	77,0	80,0	-3,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,5	87,0	85,0	2,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,0	97,0	90,0	7,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,5	107,0	95,0	12,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,0	117,0	100,0	17,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,5	127,0	105,0	22,0	0	0	0	0	0	0	202	0	-202	0,5
7,0	137,0	110,0	27,0	0	0	0	0	0	0	405	0	-405	1,0
7,5	147,0	115,0	32,0	0	0	0	0	0	0	607	0	-607	1,5
8,0	157,0	120,0	37,0	0	0	0	0	0	0	810	0	-810	2,0
8,5	167,0	125,0	42,0	0	0	0	0	0	0	1012	0	-1012	2,5
9,0	177,0	130,0	47,0	0	0	0	0	0	0	1214	0	-1214	3,0
9,5	187,0	135,0	52,0	0	0	0	0	0	0	1417	0	-1417	3,5
10,0	197,0	140,0	57,0	0	0	0	0	0	0	1619	0	-1619	4,0
10,5	207,0	145,0	62,0	0	0	0	0	0	0	1821	0	-1821	4,5
11,0	217,0	150,0	67,0	0	0	0	0	0	0	2024	0	-2024	5,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{L,IM,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{e,k}$ (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}
11,5	227,0	155,0	72,0	0	0	0	0	0	0	2226	0	-2226	5,5
12,0	237,0	160,0	77,0	0	0	0	0	0	0	2429	0	-2429	6,0
12,5	246,5	165,0	81,5	0	0	0	0	0	0	2631	0	-2631	6,5
13,0	256,0	170,0	86,0	0	0	0	0	0	0	2833	0	-2833	7,0
13,5	265,5	175,0	90,5	0	0	0	0	0	0	3036	0	-3036	7,5
14,0	275,0	180,0	95,0	0	0	0	0	0	0	3238	0	-3238	8,0
14,5	284,5	185,0	99,5	25	7	5	1265	26100	16839	3440	12477	9037	8,5
15,0	294,0	190,0	104,0	26	23	15	1318	27194	17544	3643	13009	9366	9,0
15,5	303,5	195,0	108,5	27	39	25	1371	28287	18250	3845	13540	9695	9,5
16,0	313,0	200,0	113,0	28	55	36	1424	29380	18955	4048	14072	10024	10,0
16,5	322,5	205,0	117,5	29	73	47	1477	30474	19660	4250	14604	10354	10,5
17,0	332,0	210,0	122,0	31	91	58	1530	31567	20366	4452	15137	10684	11,0
17,5	341,5	215,0	126,5	32	109	70	1583	32660	21071	4655	15670	11015	11,5
18,0	351,0	220,0	131,0	33	128	83	1636	33754	21777	4857	16203	11346	12,0
18,5	360,5	225,0	135,5	34	148	96	3026	62427	40275	5059	29917	24858	12,5
19,0	370,0	230,0	140,0	35	169	109	3121	64394	41544	5262	30868	25607	13,0
19,5	379,5	235,0	144,5	36	190	123	3217	66360	42813	5464	31820	26356	13,5
20,0	389,0	240,0	149,0	37	212	137	3312	68327	44082	5667	32773	27106	14,0
20,5	398,5	245,0	153,5	38	235	152	3407	70294	45351	5869	33725	27856	14,5
21,0	408,0	250,0	158,0	40	259	167	3503	72261	46620	6071	34678	28607	15,0
21,5	417,5	255,0	162,5	41	283	182	3598	74227	47889	6274	35632	29358	15,5
22,0	427,0	260,0	167,0	42	307	198	3693	76194	49157	6476	36585	30109	16,0
22,5	436,5	265,0	171,5	43	333	215	3789	78161	50426	6678	37539	30861	16,5
23,0	446,0	270,0	176,0	44	359	231	3884	80127	51695	6881	38494	31613	17,0
23,5	455,5	275,0	180,5	45	385	249	3979	82094	52964	7083	39449	32366	17,5
24,0	465,0	280,0	185,0	46	413	266	4075	84061	54233	7286	40404	33119	18,0
24,5	474,5	285,0	189,5	47	441	284	4170	86028	55502	7488	41360	33872	18,5
25,0	484,0	290,0	194,0	49	470	303	4265	87994	56771	7690	42316	34626	19,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{e,k}$ (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}
25,5	493,5	295,0	198,5	50	499	322	4361	89961	58039	7893	43272	35380	19,5
26,0	503,0	300,0	203,0	51	529	341	4456	91928	59308	8095	44229	36134	20,0
26,5	512,5	305,0	207,5	52	560	361	4551	93895	60577	8297	45186	36889	20,5
27,0	522,0	310,0	212,0	53	592	382	4647	95861	61846	8500	46144	37644	21,0
27,5	531,5	315,0	216,5	54	624	402	4742	97828	63115	8702	47102	38400	21,5
28,0	541,0	320,0	221,0	55	656	424	4837	99795	64384	8905	48060	39155	22,0
28,5	550,5	325,0	225,5	56	690	445	4933	101762	65653	9107	49019	39912	22,5
29,0	560,0	330,0	230,0	58	724	467	5028	103728	66921	9309	49978	40668	23,0
29,5	569,5	335,0	234,5	59	759	490	5123	105695	68190	9512	50937	41426	23,5
30,0	579,0	340,0	239,0	60	794	513	5219	107662	69459	9714	51897	42183	24,0
30,5	588,5	345,0	243,5	61	831	536	5314	109629	70728	9916	52857	42941	24,5
31,0	598,0	350,0	248,0	62	868	560	5409	111595	71997	10119	53818	43699	25,0
31,5	607,5	355,0	252,5	63	905	584	5505	113562	73266	10321	54779	44458	25,5
32,0	617,0	360,0	257,0	64	943	609	5600	115529	74535	10524	55740	45217	26,0
32,5	626,5	365,0	261,5	65	982	634	5695	117495	75804	10726	56702	45976	26,5
33,0	636,0	370,0	266,0	67	1022	659	5791	119462	77072	10928	57664	46736	27,0
33,5	645,5	375,0	270,5	68	1062	685	5886	121429	78341	11131	58626	47496	27,5
34,0	655,0	380,0	275,0	69	1103	712	5981	123396	79610	11333	59589	48256	28,0
34,5	664,5	385,0	279,5	70	1144	738	6077	125362	80879	11535	60552	49017	28,5
35,0	674,0	390,0	284,0	71	1187	766	6172	127329	82148	11738	61516	49778	29,0
35,5	683,5	395,0	288,5	72	1230	793	6267	129296	83417	11940	62480	50540	29,5
36,0	693,0	400,0	293,0	73	1273	821	6363	131263	84686	12143	63444	51302	30,0

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 e ipotizzando un'armatura di 24φ26 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

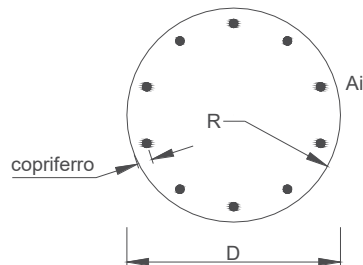
Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 1300 (kN)

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)
24	φ 26	12742	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2822,8$ (kN m)

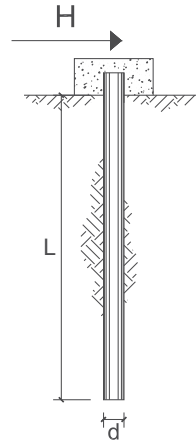
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanent 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 =	2800,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	33,20	(°)	ϕ'_{min} =	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	33,20	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	29,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med}$ =	3,42	(-)	$k_{p,min}$ =	2,88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19,00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	717,25	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 105283,21$ (kN) $H1_{min} = 88709,81$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 35187,74$ (kN) $H2_{min} = 29663,27$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2021,61$ (kN) $H3_{min} = 1909,42$ (kN)

$H_{med} = 2021,61$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1909,42$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 1225,22$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 942,48$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 717,25$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,31$

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.

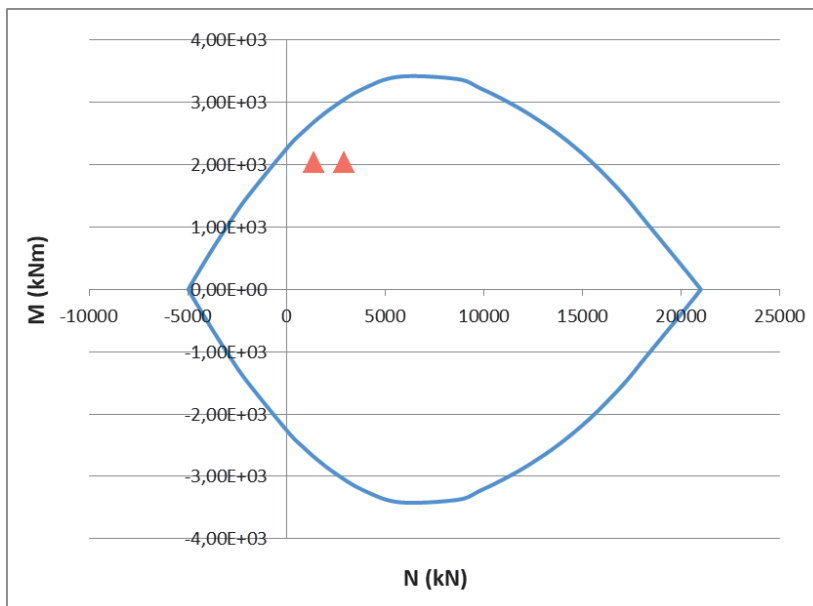
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 2035,84 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per il soddisfacimento della verifica a taglio i pali secondari, con gabbia di forma circolare, saranno armati mediante spirali $\phi 14$ con passo 10 cm.

Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	834,4	mm
Braccio delle forze interno	z	750,96	mm
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	k	1,15	≤ 2
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	v _{min}	0,23	MPa
Coefficiente di sicurezza	g _c	1,50	-
Diametro barre	ϕ	14	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	153,94	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00	-
	v	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctg θ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V _{Rcd}	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V _{Rs d}	1130,87	kN
V _{Rd} = min [V _{Rcd} ; V _{Rs d}]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	809,74	kN
	Verifica	V _d < V _{Rd}	
OK			

Per il soddisfacimento della verifica a taglio i pali primari saranno invece armati con staffe rettangolari di dimensioni 80 cm x 50 cm, $\phi 14$ con passo 20 cm.

Verifica armatura a taglio pali primari			
Altezza elemento	H	800	mm
Copriferro	c	70	mm
Larghezza minima sezione	b_w	500	mm
Altezza utile della sezione	d	730	mm
Braccio delle forze interno	z	657	mm
Diametro barre	ϕ	14	mm
Braccia staffe	b_r	2	-
Interasse armature trasversali	s	200	mm
Area dell'armatura trasversale	A_{sw}	307,88	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	α	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00	-
	v	0,37	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctg θ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V_{Rcd}	1027,03	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V_{Rsd}	989,39	kN
$V_{Rd} = \min [V_{Rcd}; V_{Rsd}]$	V_{Rd}	989,39	kN
Sforzo di taglio agente	V_{ed}	717,20	kN
	Verifica	$V_d < V_{Rd}$	OK
		OK	

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 4,1 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

D	6	m	<i>Diametro palo</i>
L	30	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	25	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	40739,00	kN	<i>Carico sulla palificata</i>
E	40,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,12	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	45,6	mm	<i>Cedimento palificata</i>

➤ **Metodo della fondazione rigida**

Le sollecitazioni agenti sul pozzo e le caratteristiche principali sono di seguito riportate:

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 31065,04 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} = 1210,00 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0,5} = 21163,00 \quad (\text{kNm})$$

dove:

$$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$$

$$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$$

$$e = M_t / N_t \text{ (eccentricità)} = 0,68 \quad (\text{m}) \quad (\text{riferita alla testa del pozzo})$$

$$h_1 \text{ (quota di applicazione } H_t) = 17,49 \quad (\text{m})$$

$$(h_1 = M_t / H_t)$$

$$q \text{ (somma di } h \text{ e di } h_1) = 47,49 \quad (\text{m})$$

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta D h^2 (4q - h) + 6WD) / (2\beta D h (3q - h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 21,34 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta D h^3 + 18DW) / (2\beta (3q - h))$$

$$R = 699,15 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / R k_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / R m_h h)$$

$$\omega = 0,00009 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0,0050 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$\sigma_h(z)_{\text{max}}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 10,67 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\max} = 39,40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 0,73 \quad (\text{m})$$

La verifica di fondazione infinitamente rigida è stata condotta mediante la formula proposta da Salin e Zavrijev, ovvero verificando che

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{\text{pozzo}} * J))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0,08 \quad (-)$$

$$((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0,07 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

In primo luogo è stato verificato che il problema rimanga in campo elastico, ovvero che le pressioni orizzontali non eccedano le pressioni limite.

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = k_p * \sigma'_v(z) + 2 * c'(k_p)^{0,5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 * c_u \quad (\text{tensioni totali})$$

$$k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi') = 4,02$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b * \gamma_{cls}$$

$$M = H ((h_1 + z(1 - (Dz^2)/(2Rh)) * (2z_0 - z)))$$

$$T = H (1 - (Dz^2)/(Rh)) * (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z) \quad \delta_h = (z_0 - z) * \text{tg } \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{\text{lim}}$	δ_h
---	---	---	---	---	---------------	---------------	----------------------------	------------

(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	31065,04	21163,00	1210,00	0,68	0,00	38,00	152,87	0,18
1,00	31725,56	22366,03	1189,25	0,70	7,04	47,00	189,07	0,18
2,00	32386,08	23528,56	1129,67	F.N.	13,39	56,00	225,28	0,17
3,00	33046,60	24613,77	1035,29	F.N.	19,04	65,00	261,48	0,16
4,00	33707,12	25588,86	910,10	F.N.	24,01	74,00	297,69	0,15
5,00	34367,64	26425,05	758,14	F.N.	28,28	83,00	333,89	0,14
6,00	35028,16	27097,56	583,41	F.N.	31,86	92,00	370,10	0,13
7,00	35688,68	27585,63	389,94	F.N.	34,74	101,00	406,30	0,12
8,00	36349,20	27872,52	181,73	F.N.	36,94	110,00	442,51	0,12
9,00	37009,72	27945,51	-37,20	F.N.	38,44	119,00	478,71	0,11
10,00	37670,24	27795,88	-262,84	F.N.	39,25	128,00	514,92	0,10
11,00	38330,76	27418,94	-491,16	0,72	39,37	137,00	551,12	0,09
12,00	38991,28	26814,01	-718,16	0,69	38,79	146,00	587,33	0,08
13,00	39651,80	25984,41	-939,81	0,66	37,53	155,00	623,53	0,07
14,00	40312,32	24937,50	-1152,11	0,62	35,57	164,00	659,74	0,06
15,00	40972,84	23684,65	-1351,04	0,58	32,91	173,00	695,94	0,05
16,00	41633,36	22241,23	-1532,58	0,53	29,57	182,00	732,15	0,05
17,00	42293,88	20626,63	-1692,71	0,49	25,53	191,00	768,35	0,04
18,00	42954,40	18864,27	-1827,43	0,44	20,81	200,00	804,56	0,03
19,00	43614,92	16981,58	-1932,72	0,39	15,39	209,00	840,76	0,02
20,00	44275,44	15009,98	-2004,56	0,34	9,27	218,00	876,97	0,01
21,00	44935,96	12984,94	-2038,94	0,29	2,47	227,00	913,17	0,00
22,00	45596,48	10945,93	-2031,84	0,24	-5,03	236,00	949,38	-0,01
23,00	46257,00	8936,43	-1979,24	0,19	-13,22	245,00	985,58	-0,01
24,00	46917,52	7003,94	-1877,14	0,15	-22,10	254,00	1021,79	-0,02
25,00	47578,04	5199,99	-1721,51	0,11	-31,68	263,00	1057,99	-0,03
25,00	47578,04	5199,99	-1721,51	0,11	-31,68	263,00	1057,99	-0,03
26,00	48238,56	3580,09	-1508,35	0,07	-41,94	272,00	1094,20	-0,04
27,00	48899,08	2203,81	-1233,63	0,05	-52,90	281,00	1130,40	-0,05
28,00	49559,60	1134,69	-893,34	0,02	-64,55	290,00	1166,61	-0,06
29,00	50220,12	440,31	-483,47	0,01	-76,90	299,00	1202,81	-0,07
30,00	50880,64	192,28	0,00	0,00	-89,93	308,00	1239,02	-0,07

$$N_b = 50880,64 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 192,28 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 7926,24 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 1635,82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = 1615,74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

$$N_{max} = 50880,64 \quad (\text{kN}) \qquad z_{Nmax} = 30,00 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 27945,51 \quad (\text{kNm}) \qquad z_{Mmax} = 9,00 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 1210,00 \quad (\text{kN}) \qquad z_{Tmax} = 0,00 \quad (\text{m})$$

Come precedentemente esposto la verifica di stabilità globale del pozzo viene invece verificando l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione della struttura, dovendo risultare

$$H_{Ed}/D_0 \leq \frac{H^0_{Rd}/D_0}{\gamma_R}$$

con $\gamma_R = 2,3$

$$H_{Ed} = T_{max} = 1210 \text{ kN}$$

Risolvendo le equazioni di equilibrio la resistenza orizzontale del pozzo risulta pari a

$$H^0_{Rd} = 4020,9 \text{ kN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$H^0_{Rd}/\gamma_R = 1748,2 > H_{Ed} = 1210 \text{ kN}$$

Si verifica infine la capacità portante del pozzo secondo il metodo di Brinch-Hansen. I cedimenti della fondazione a pozzo risultano pari a 0,18 cm, pertanto assolutamente compatibili con la funzionalità della sovrastruttura.

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$$q_{lim} = c \cdot N_{csc} + q N_{qsq} + 0,5 \gamma B N_{\gamma s \gamma}$$

$$q_{lim} = c_u N_{csc} + q$$

$$q = 308,00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 26,09 \quad (-)$$

$$N_c = 38,64 \quad (-)$$

$$N_{\gamma} = 35,19 \quad (-)$$

$$sc = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c)$$

$$sq = 1 + (B/L) \cdot \tan(j')$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot (B/L)$$

$$DC = 2(R - AB = \sqrt{R^2 - e^2})$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

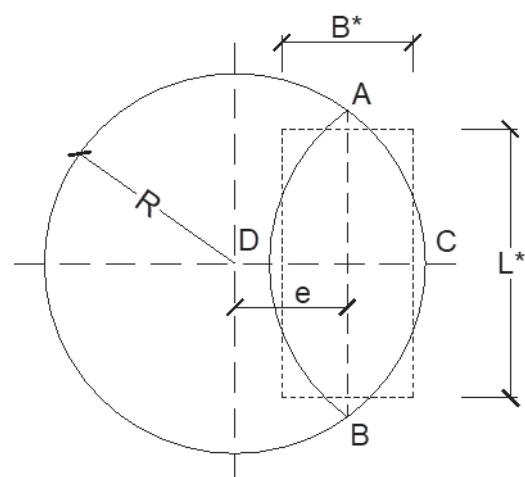
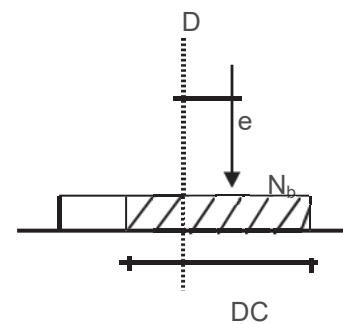
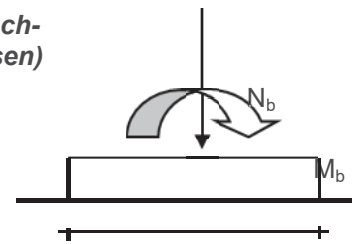
$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{2Rh'-h'^2} \right)$$

$$e = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$h' = 2,90 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 26,38 \quad (\text{m}^2)$$

(Brinch-Hansen)



L^*	=	5,14	(m)
B^*	=	5,13	(m)
B^*/L^*	=	1,00	(m)
sc	=	1,674	(-)
sq	=	1,649	(-)
$s\gamma$	=	0,601	(-)
q_{lim}	=	14059,92	(kN/m ²)

Sforzo Verticale limite nel terreno

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 370858,01 \quad (\text{kN})$$

Sforzo Verticale massimo nel terreno

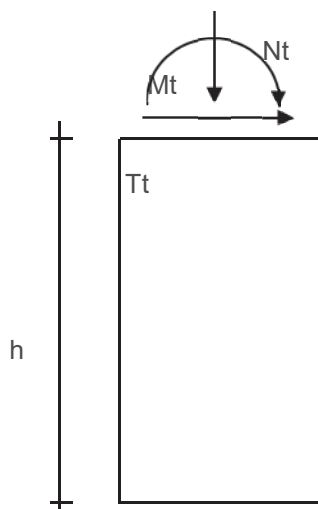
$$N_b - N_w = 42954,40 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

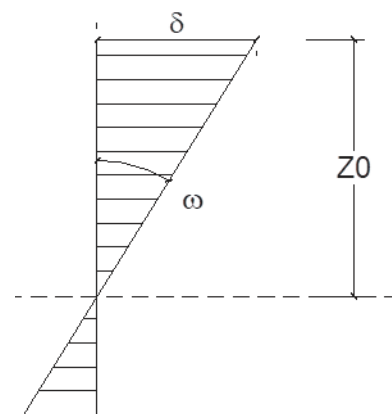
$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

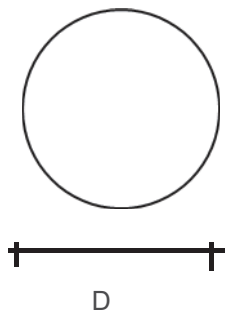
$$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$$

Tabella Riepilogativa

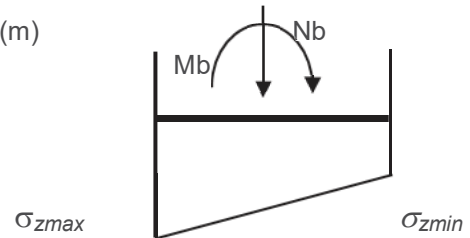


N_t	=	31065,04	(kN)
T_t	=	1210,00	(kN)
M_t	=	21163,00	(kNm)
k_v	=	40000,00	(kN/m ³)
m_h	=	4000,00	(kN/m ⁴)
k_h	=	120000,00	(kN/m ³)
D	=	5,80	(m)





$$h = 30,00 \quad (\text{m})$$



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

			N (kN)	M (kNm)	T (kN)
zMmax =	9,00	(m)	37009,72	27945,51	-37,20
zNmax =	30,00	(m)	50880,64	192,28	0,00
zTmax =	0,00	(m)	31065,04	21163,00	1210,00

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$$N_b = 50880,64 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 192,28 \quad (\text{kNm})$$

Tensioni alla base

$$\sigma_{zmax} = 1635,82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = 1615,74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Spostamento in testa e rotazione

$$\delta = 0,18 \quad (\text{cm})$$

$$\omega = 0,00009 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0,005 \quad (^\circ)$$

Profondità del centro di rotazione

$$z_0 = 21,34 \quad (\text{m})$$

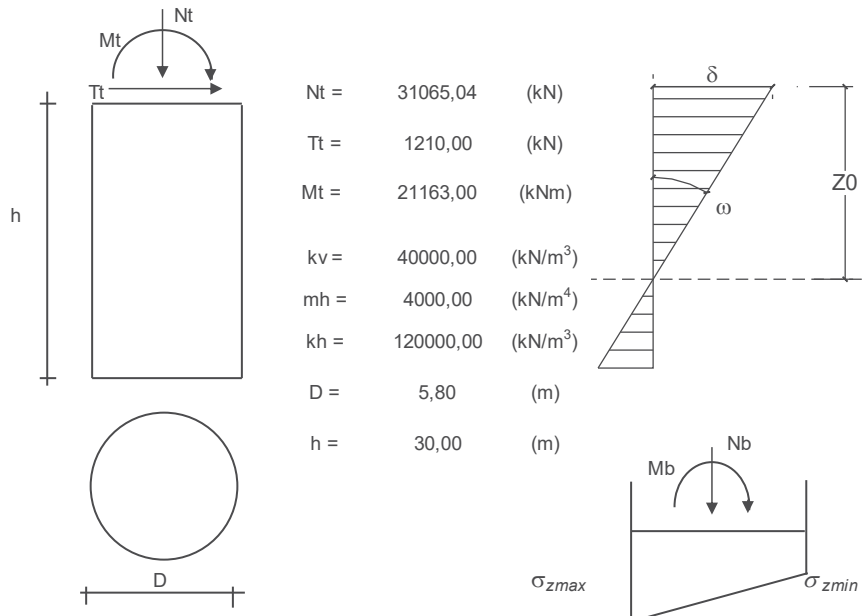
Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / N_b$$

$$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$$

Di seguito sono riepilogati i risultati delle analisi. Lo spostamento orizzontale del pozzo risulta pari a 0,18 cm e tutte le verifiche sono soddisfatte.

Tabella Riepilogativa



$N_t =$	31065,04	(kN)
$T_t =$	1210,00	(kN)
$M_t =$	21163,00	(kNm)
$k_v =$	40000,00	(kN/m ³)
$m_h =$	4000,00	(kN/m ⁴)
$k_h =$	120000,00	(kN/m ³)
$D =$	5,80	(m)
$h =$	30,00	(m)

Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

		N	M	T
		(kN)	(kNm)	(kN)
$z_{Mmax} =$	9,00 (m)	37009,72	27945,51	-37,20
$z_{Nmax} =$	30,00 (m)	50880,64	192,28	0,00
$z_{Tmax} =$	0,00 (m)	31065,04	21163,00	1210,00

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b =$	50880,64	(kN)
$M_b =$	192,28	(kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} =$	1635,82	(kN/m ²)
$\sigma_{zmin} =$	1615,74	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta =$	0,18	(cm)
$\omega =$	0,00009	(rad)
$\omega =$	0,005	(°)

Profondità del centro di rotazione

$z_0 =$	21,34	(m)
---------	-------	-----

Coefficiente di Sicurezza

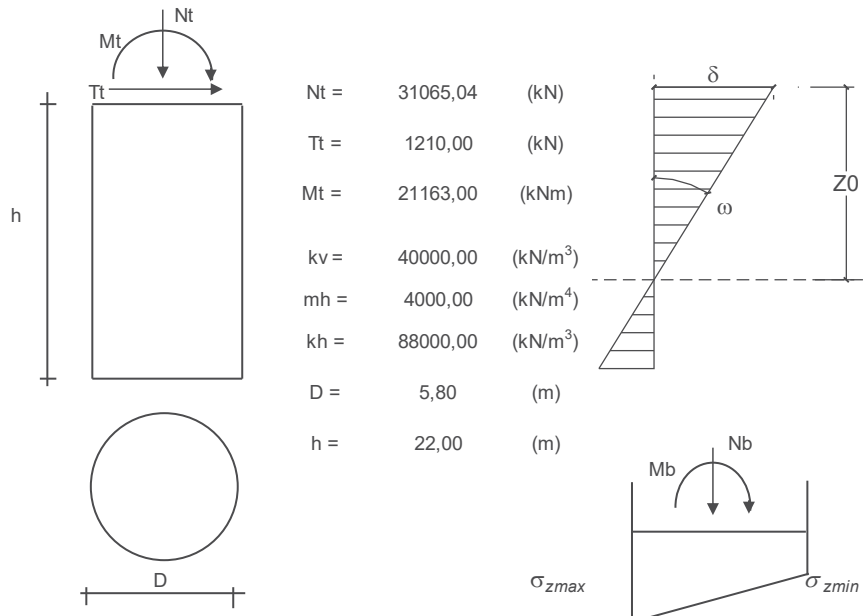
$F_s = N_{lim} / N_b$

$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$

Le analisi sono inoltre state ripetute considerando che, per effetto di fenomeni di scalzamento, la cui quota è stata determinata pari a 14 m dal p.c., la parte del pozzo superiore a tale quota non fornisca contributo

resistente. Tutte le verifiche risultano soddisfatte, nella seguente tabella si riepilogano i risultati. In questo caso lo spostamento è pari a 0,39 cm.

Tabella Riepilogativa



$N_t =$	31065,04	(kN)
$T_t =$	1210,00	(kN)
$M_t =$	21163,00	(kNm)
$k_v =$	40000,00	(kN/m ³)
$m_h =$	4000,00	(kN/m ⁴)
$k_h =$	88000,00	(kN/m ³)
$D =$	5,80	(m)
$h =$	22,00	(m)

Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

		N	M	T	
		(kN)	(kNm)	(kN)	
$z_{Mmax} =$	5,87	(m)	34940,09	25766,55	33,25
$z_{Nmax} =$	22,00	(m)	45596,48	564,39	0,00
$z_{Tmax} =$	0,00	(m)	31065,04	21163,00	1210,00

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b =$	45596,48	(kN)
$M_b =$	564,39	(kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} =$	1535,24	(kN/m ²)
$\sigma_{zmin} =$	1476,32	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta =$	0,39	(cm)
$\omega =$	0,00025	(rad)
$\omega =$	0,015	(°)

Profondità del centro di rotazione

$z_0 =$	15,52	(m)
---------	-------	-----

Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / N_b$

$F_s = 7,23 \geq 2,3 = \gamma_R$

9. VERIFICHE SOTTOFONDAZIONI PILE 4-8

➤ **Metodo della fondazione flessibile**

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.

La verifica di capacità portante è stata condotta determinando la resistenza alla base e la resistenza laterale della coronella di pali caratterizzata da:

$$A = 16,19 \text{ m}^2$$

$$P = 20,63 \text{ m}$$

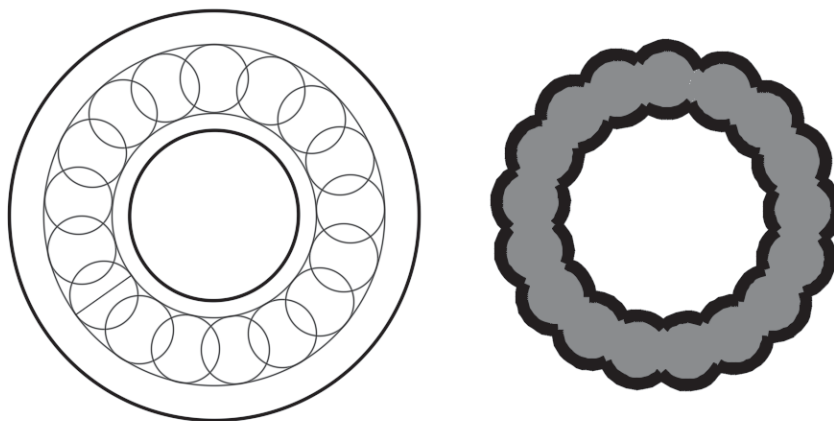


Figura 13: coronella di pali secanti

La verifica a taglio è stata invece condotta ripartendo la forza agente sulle gabbie di armatura dei pali verificando sia i pali primari, armati con gabbia di forma rettangolare, sia i pali secondari armati con gabbia di forma circolare.

Le sollecitazioni dimensionanti per i pali di fondazione risultano di conseguenza pari a:

$$N_{\max} = 3002 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 653,9 \text{ kN}$$

Ai fini del calcolo dimensionale, a tutti i pozzi è applicata la stessa altezza di scalzamento, ovvero la massima possibile, che avviene in corrispondenza della pila P6 ubicata in un punto di minimo (229,62 m slm) della sezione dell'alveo del Sesia in asse stradale.

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 14m dal p.c., pertanto si trascura il contributo resistente offerto dai primi 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)	$Q_{lim, laterale, min}$ (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	40,0	-40,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	10,0	45,0	-35,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	20,0	50,0	-30,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	30,0	55,0	-25,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	40,0	60,0	-20,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	50,0	65,0	-15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	60,0	70,0	-10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	70,0	75,0	-5,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,0	80,0	80,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,5	90,0	85,0	5,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,0	100,0	90,0	10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,5	110,0	95,0	15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,0	120,0	100,0	20,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,5	130,0	105,0	25,0	0	0	0	0	0	0	202	0	-202	0,5
7,0	140,0	110,0	30,0	0	0	0	0	0	0	405	0	-405	1,0
7,5	150,0	115,0	35,0	0	0	0	0	0	0	607	0	-607	1,5
8,0	160,0	120,0	40,0	0	0	0	0	0	0	810	0	-810	2,0
8,5	170,0	125,0	45,0	0	0	0	0	0	0	1012	0	-1012	2,5
9,0	180,0	130,0	50,0	0	0	0	0	0	0	1214	0	-1214	3,0
9,5	190,0	135,0	55,0	0	0	0	0	0	0	1417	0	-1417	3,5
10,0	200,0	140,0	60,0	0	0	0	0	0	0	1619	0	-1619	4,0
10,5	209,5	145,0	64,5	0	0	0	0	0	0	1821	0	-1821	4,5
11,0	219,0	150,0	69,0	0	0	0	0	0	0	2024	0	-2024	5,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{e,k}$ (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}
11,5	228,5	155,0	73,5	0	0	0	0	0	0	2226	0	-2226	5,5
12,0	238,0	160,0	78,0	0	0	0	0	0	0	2429	0	-2429	6,0
12,5	247,5	165,0	82,5	0	0	0	0	0	0	2631	0	-2631	6,5
13,0	257,0	170,0	87,0	0	0	0	0	0	0	2833	0	-2833	7,0
13,5	266,5	175,0	91,5	0	0	0	0	0	0	3036	0	-3036	7,5
14,0	276,0	180,0	96,0	0	0	0	0	0	0	3238	0	-3238	8,0
14,5	285,5	185,0	100,5	25	8	5	1277	26343	16996	3440	12594	9153	8,5
15,0	295,0	190,0	105,0	26	23	15	1330	27437	17701	3643	13125	9482	9,0
15,5	304,5	195,0	109,5	27	39	25	1383	28530	18406	3845	13656	9811	9,5
16,0	314,0	200,0	114,0	29	56	36	1436	29623	19112	4048	14188	10141	10,0
16,5	323,5	205,0	118,5	30	73	47	1489	30717	19817	4250	14720	10471	10,5
17,0	333,0	210,0	123,0	31	91	59	1542	31810	20523	4452	15253	10801	11,0
17,5	342,5	215,0	127,5	32	110	71	1595	32903	21228	4655	15786	11132	11,5
18,0	352,0	220,0	132,0	33	130	84	1648	33997	21933	4857	16320	11463	12,0
18,5	361,5	225,0	136,5	34	150	97	1701	35090	22639	5059	16853	11794	12,5
19,0	371,0	230,0	141,0	35	171	110	1754	36183	23344	5262	17388	12126	13,0
19,5	380,5	235,0	145,5	36	192	124	1807	37277	24049	5464	17922	12458	13,5
20,0	390,0	240,0	150,0	38	214	138	1860	38370	24755	5667	18457	12791	14,0
20,5	399,5	245,0	154,5	39	237	153	1913	39463	25460	5869	18992	13124	14,5
21,0	409,0	250,0	159,0	40	261	168	1966	40557	26166	6071	19528	13457	15,0
21,5	418,5	255,0	163,5	41	285	184	2019	41650	26871	6274	20064	13791	15,5
22,0	428,0	260,0	168,0	42	310	200	2072	42743	27576	6476	20601	14125	16,0
22,5	437,5	265,0	172,5	43	335	216	2125	43837	28282	6678	21137	14459	16,5
23,0	447,0	270,0	177,0	44	361	233	2178	44930	28987	6881	21675	14794	17,0
23,5	456,5	275,0	181,5	45	388	250	2231	46023	29692	7083	22212	15129	17,5
24,0	466,0	280,0	186,0	47	416	268	2284	47117	30398	7286	22750	15465	18,0
24,5	475,5	285,0	190,5	48	444	286	2337	48210	31103	7488	23289	15801	18,5
25,0	485,0	290,0	195,0	49	473	305	2390	49303	31809	7690	23827	16137	19,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{e,k}$ (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}
25,5	494,5	295,0	199,5	50	503	324	2443	50397	32514	7893	24366	16474	19,5
26,0	504,0	300,0	204,0	51	533	344	2496	51490	33219	8095	24906	16811	20,0
26,5	513,5	305,0	208,5	52	564	364	4573	94332	60859	8297	45397	37100	20,5
27,0	523,0	310,0	213,0	53	595	384	4668	96298	62128	8500	46355	37855	21,0
27,5	532,5	315,0	217,5	54	628	405	4763	98265	63397	8702	47313	38611	21,5
28,0	542,0	320,0	222,0	56	661	426	4859	100232	64666	8905	48271	39367	22,0
28,5	551,5	325,0	226,5	57	694	448	4954	102199	65935	9107	49230	40123	22,5
29,0	561,0	330,0	231,0	58	729	470	5049	104165	67203	9309	50189	40880	23,0
29,5	570,5	335,0	235,5	59	764	493	5145	106132	68472	9512	51149	41637	23,5
30,0	580,0	340,0	240,0	60	799	516	5240	108099	69741	9714	52108	42394	24,0
30,5	589,5	345,0	244,5	61	836	539	5335	110066	71010	9916	53069	43152	24,5
31,0	599,0	350,0	249,0	62	873	563	5431	112032	72279	10119	54029	43911	25,0
31,5	608,5	355,0	253,5	63	910	587	5526	113999	73548	10321	54990	44669	25,5
32,0	618,0	360,0	258,0	65	949	612	5621	115966	74817	10524	55952	45428	26,0
32,5	627,5	365,0	262,5	66	988	637	5717	117933	76085	10726	56914	46188	26,5
33,0	637,0	370,0	267,0	67	1027	663	5812	119899	77354	10928	57876	46948	27,0
33,5	646,5	375,0	271,5	68	1068	689	5907	121866	78623	11131	58838	47708	27,5
34,0	656,0	380,0	276,0	69	1109	715	6003	123833	79892	11333	59801	48468	28,0
34,5	665,5	385,0	280,5	70	1151	742	6098	125799	81161	11535	60765	49229	28,5
35,0	675,0	390,0	285,0	71	1193	770	6193	127766	82430	11738	61728	49991	29,0
35,5	684,5	395,0	289,5	72	1236	797	6289	129733	83699	11940	62692	50752	29,5
36,0	694,0	400,0	294,0	74	1280	826	6384	131700	84968	12143	63657	51514	30,0

Tabella 8: 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 e ipotizzando un'armatura di 24φ26 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

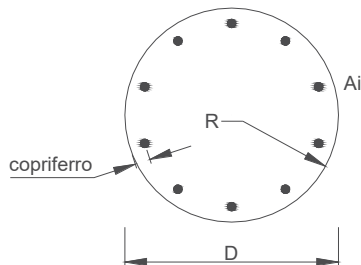
Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 1300 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C28/35

R_{ck} = 35 (Mpa)
 f_{ck} = 28 (Mpa)
 γ_c = 1,5
 α_{cc} = 0,85

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



Acciaio

tipo di acciaio B450C

f_{yk} = 450 (Mpa)
 γ_s = 1,15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$ (Mpa)
 E_s = 206000 (Mpa)
 ϵ_{ys} = 0,190%
 ϵ_{uk} = 10,000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
24	φ 26	12742	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2822,8$ (kN m)

Inserisci

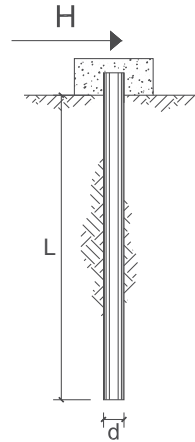
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

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 =	2800,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	31,93	(°)	ϕ'_{min} =	30,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	31,93	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	30,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med}$ =	3,25	(-)	$k_{p,min}$ =	3,00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19,13	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	653,96	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 100602,88$ (kN) $H1_{min} = 92988,00$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 33627,63$ (kN) $H2_{min} = 31089,33$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1991,20$ (kN) $H3_{min} = 1939,64$ (kN)

$H_{med} = 1991,20$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1939,64$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 1206,79$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 928,30$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 653,96$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,42$

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.

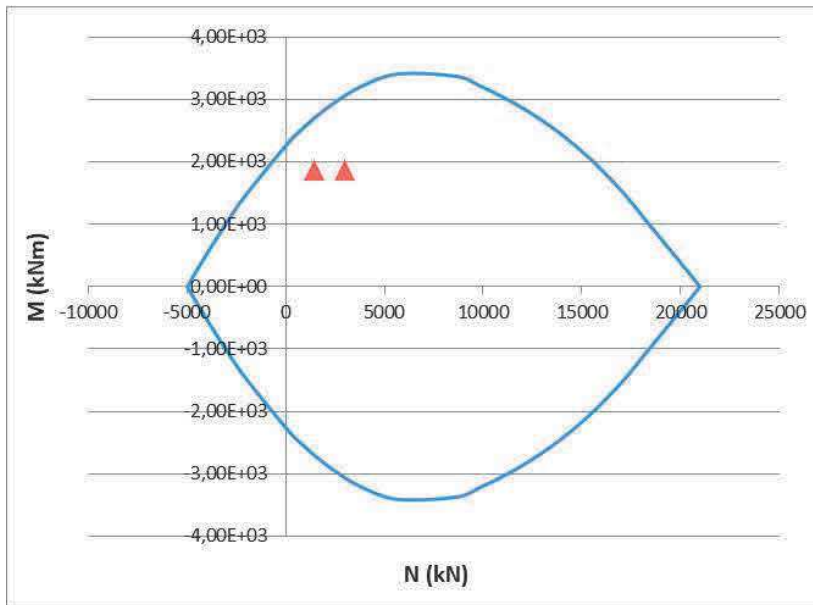
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 1856,2 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per il soddisfacimento della verifica a taglio i pali secondari, con gabbia di forma circolare, saranno armati mediante spirali $\phi 14$ con passo 10 cm.

Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	834,4	mm
Braccio delle forze interno	z	750,96	mm
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	k	1,15	≤ 2
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	v _{min}	0,23	MPa
Coefficiente di sicurezza	g _c	1,50	-
Diametro barre	ϕ	14	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	153,94	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00	-
	v	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	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}	1130,87	kN
V _{Rd} = min [V _{Rcd} ; V _{Rsd}]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	809,74	kN
	Verifica	V _d < V _{Rd}	
OK			

Per il soddisfacimento della verifica a taglio i pali primari saranno invece armati con staffe rettangolari di dimensioni 80 cm x 50 cm, $\phi 14$ con passo 20 cm.

Verifica armatura a taglio pali primari			
Altezza elemento	H	800	mm
Copriferro	c	70	mm
Larghezza minima sezione	b_w	500	mm
Altezza utile della sezione	d	730	mm
Braccio delle forze interno	z	657	mm
Diametro barre	ϕ	14	mm
Braccia staffe	b_r	2	-
Interasse armature trasversali	s	200	mm
Area dell'armatura trasversale	A_{sw}	307,88	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	α	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00	-
	v	0,37	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctg θ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V_{Rcd}	1027,03	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V_{Rsd}	989,39	kN
$V_{Rd} = \min [V_{Rcd}; V_{Rsd}]$	V_{Rd}	989,39	kN
Sforzo di taglio agente	V_{ed}	653,90	kN
	Verifica	$V_d < V_{Rd}$	OK
		OK	

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 4,1 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

D	6	m	<i>Diametro palo</i>
L	30	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	25	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	40739,00	kN	<i>Carico sulla palificata</i>
E	40,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,12	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	45,6	mm	<i>Cedimento palificata</i>

➤ **Verifiche della fondazione rigida**

Le sollecitazioni agenti sul pozzo e le caratteristiche principali sono di seguito riportate:

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{pinto}} = 31065,04 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} = 1210,00 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0,5} = 21163,00 \quad (\text{kNm})$$

dove:

$$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$$

$$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$$

$$e = M_t / N_t \quad (\text{eccentricità}) = 0,68 \quad (\text{m}) \quad (\text{riferita alla testa del pozzo})$$

$$h_1 \quad (\text{quota di applicazione } H_t) = 17,49 \quad (\text{m})$$

$$(h_1 = M_t / H_t)$$

$$q \quad (\text{somma di } h \text{ e di } h_1) = 47,49 \quad (\text{m})$$

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta D h^2 (4q - h) + 6WD) / (2\beta D h (3q - h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 21,34 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta D h^3 + 18DW) / (2\beta (3q - h))$$

$$R = 699,15 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / R k_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / R m_h h)$$

$$\omega = 0,00009 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0,0050 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$\sigma_h(z)_{\text{max}}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 10,67 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\max} = 39,40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 0,73 \quad (\text{m})$$

La verifica di fondazione infinitamente rigida è stata condotta mediante la formula proposta da Salin e Zavrijev, ovvero verificando che

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{\text{pozzo}} * J))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0,08 \quad (-)$$

$$((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0,07 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

In primo luogo è stato verificato che il problema rimanga in campo elastico, ovvero che le pressioni orizzontali non eccedano le pressioni limite.

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = k_p * \sigma'_v(z) + 2 * c' * (k_p)^{0,5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 * c_u \quad (\text{tensioni totali})$$

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') = 4,02$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b * \gamma_{cls}$$

$$M = H ((h_1 + z(1 - (Dz^2/(2Rh))) * (2z_0 - z)))$$

$$T = H (1 - (Dz^2/(Rh))) * (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0-z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) * tg \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	31065,04	21163,00	1210,00	0,68	0,00	38,00	152,87	0,18
1,00	31725,56	22366,03	1189,25	0,70	7,04	47,00	189,07	0,18
2,00	32386,08	23528,56	1129,67	F.N.	13,39	56,00	225,28	0,17
3,00	33046,60	24613,77	1035,29	F.N.	19,04	65,00	261,48	0,16
4,00	33707,12	25588,86	910,10	F.N.	24,01	74,00	297,69	0,15
5,00	34367,64	26425,05	758,14	F.N.	28,28	83,00	333,89	0,14
6,00	35028,16	27097,56	583,41	F.N.	31,86	92,00	370,10	0,13
7,00	35688,68	27585,63	389,94	F.N.	34,74	101,00	406,30	0,12
8,00	36349,20	27872,52	181,73	F.N.	36,94	110,00	442,51	0,12
9,00	37009,72	27945,51	-37,20	F.N.	38,44	119,00	478,71	0,11
10,00	37670,24	27795,88	-262,84	F.N.	39,25	128,00	514,92	0,10
11,00	38330,76	27418,94	-491,16	0,72	39,37	137,00	551,12	0,09
12,00	38991,28	26814,01	-718,16	0,69	38,79	146,00	587,33	0,08
13,00	39651,80	25984,41	-939,81	0,66	37,53	155,00	623,53	0,07
14,00	40312,32	24937,50	-1152,11	0,62	35,57	164,00	659,74	0,06
15,00	40972,84	23684,65	-1351,04	0,58	32,91	173,00	695,94	0,05
16,00	41633,36	22241,23	-1532,58	0,53	29,57	182,00	732,15	0,05
17,00	42293,88	20626,63	-1692,71	0,49	25,53	191,00	768,35	0,04
18,00	42954,40	18864,27	-1827,43	0,44	20,81	200,00	804,56	0,03
19,00	43614,92	16981,58	-1932,72	0,39	15,39	209,00	840,76	0,02
20,00	44275,44	15009,98	-2004,56	0,34	9,27	218,00	876,97	0,01
21,00	44935,96	12984,94	-2038,94	0,29	2,47	227,00	913,17	0,00
22,00	45596,48	10945,93	-2031,84	0,24	-5,03	236,00	949,38	-0,01
23,00	46257,00	8936,43	-1979,24	0,19	-13,22	245,00	985,58	-0,01
24,00	46917,52	7003,94	-1877,14	0,15	-22,10	254,00	1021,79	-0,02
25,00	47578,04	5199,99	-1721,51	0,11	-31,68	263,00	1057,99	-0,03
25,00	47578,04	5199,99	-1721,51	0,11	-31,68	263,00	1057,99	-0,03
26,00	48238,56	3580,09	-1508,35	0,07	-41,94	272,00	1094,20	-0,04
27,00	48899,08	2203,81	-1233,63	0,05	-52,90	281,00	1130,40	-0,05
28,00	49559,60	1134,69	-893,34	0,02	-64,55	290,00	1166,61	-0,06
29,00	50220,12	440,31	-483,47	0,01	-76,90	299,00	1202,81	-0,07
30,00	50880,64	192,28	0,00	0,00	-89,93	308,00	1239,02	-0,07

$$N_b = 50880,64 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 192,28 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 7926,24 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 1635,82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = 1615,74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

$$N_{max} = 50880,64 \quad (\text{kN}) \qquad zN_{max} = 30,00 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 27945,51 \quad (\text{kNm}) \qquad zM_{max} = 9,00 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 1210,00 \quad (\text{kN}) \qquad zT_{max} = 0,00 \quad (\text{m})$$

Come precedentemente esposto la verifica di stabilità globale del pozzo viene invece verificando l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione della struttura, dovendo risultare

$$H_{Ed}/D_0 \leq \frac{H^0_{Rd}/D_0}{\gamma_R}$$

con $\gamma_R = 2,3$

$$H_{Ed} = T_{max} = 1210 \text{ kN}$$

Risolvendo le equazioni di equilibrio la resistenza orizzontale del pozzo risulta pari a

$$H^0_{Rd} = 4020,9 \text{ kN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$H^0_{Rd}/\gamma_R = 1748,2 > H_{Ed} = 1210 \text{ kN}$$

Si verifica infine la capacità portante del pozzo secondo il metodo di Brinch-Hansen. Lo spostamento orizzontale del pozzo risulta pari a 0,18 cm, pertanto assolutamente compatibile con la funzionalità della sovrastruttura.

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$$q_{lim} = c \cdot N_{csc} + q N_{qsq} + 0,5 \gamma B N_{\gamma s \gamma}$$

$$q_{lim} = c_u N_{csc} + q$$

$$q = 308,00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 26,09 \quad (-)$$

$$N_c = 38,64 \quad (-)$$

$$N_{\gamma} = 35,19 \quad (-)$$

$$sc = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c)$$

$$sq = 1 + (B/L) \cdot \text{tang}(j')$$

$$s\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L)$$

$$DC = 2(R - AB = \sqrt{R^2 - e^2})$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

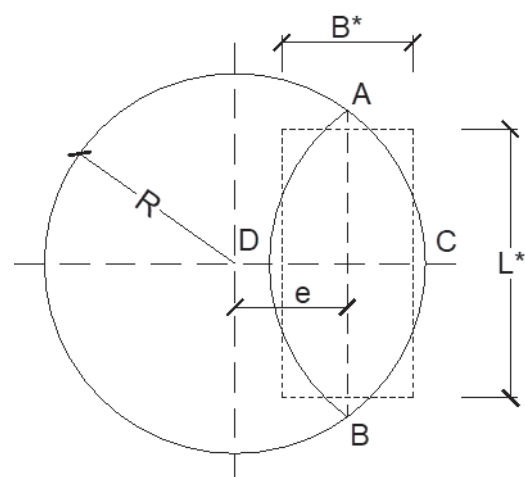
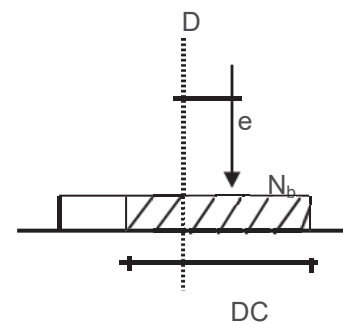
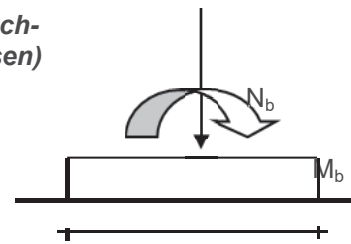
$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{2Rh'-h'^2} \right)$$

$$e = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$h' = 2,90 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 26,38 \quad (\text{m}^2)$$

(Brinch-Hansen)



L^*	=	5,14	(m)
B^*	=	5,13	(m)
B^*/L^*	=	1,00	(m)
sc	=	1,674	(-)
sq	=	1,649	(-)
$s\gamma$	=	0,601	(-)
q_{lim}	=	14059,92	(kN/m ²)

Sforzo Verticale limite nel terreno

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 370858,01 \quad (\text{kN})$$

Sforzo Verticale massimo nel terreno

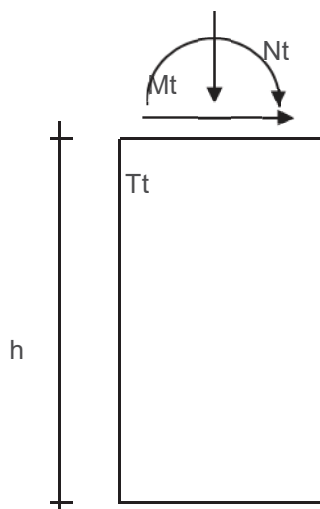
$$N_b - N_w = 42954,40 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

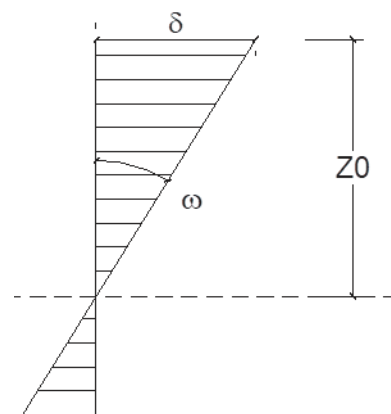
$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

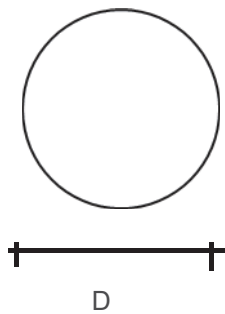
$$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$$

Tabella Riepilogativa

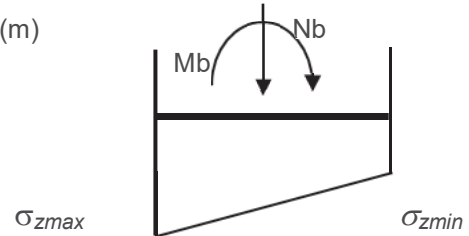


N_t	=	31065,04	(kN)
T_t	=	1210,00	(kN)
M_t	=	21163,00	(kNm)
k_v	=	40000,00	(kN/m ³)
m_h	=	4000,00	(kN/m ⁴)
k_h	=	120000,00	(kN/m ³)
D	=	5,80	(m)





$$h = 30,00 \quad (\text{m})$$



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

			N (kN)	M (kNm)	T (kN)
zMmax =	9,00	(m)	37009,72	27945,51	-37,20
zNmax =	30,00	(m)	50880,64	192,28	0,00
zTmax =	0,00	(m)	31065,04	21163,00	1210,00

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$$N_b = 50880,64 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 192,28 \quad (\text{kNm})$$

Tensioni alla base

$$\sigma_{zmax} = 1635,82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = 1615,74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Spostamento in testa e rotazione

$$\delta = 0,18 \quad (\text{cm})$$

$$\omega = 0,00009 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0,005 \quad (^\circ)$$

Profondità del centro di rotazione

$$z_0 = 21,34 \quad (\text{m})$$

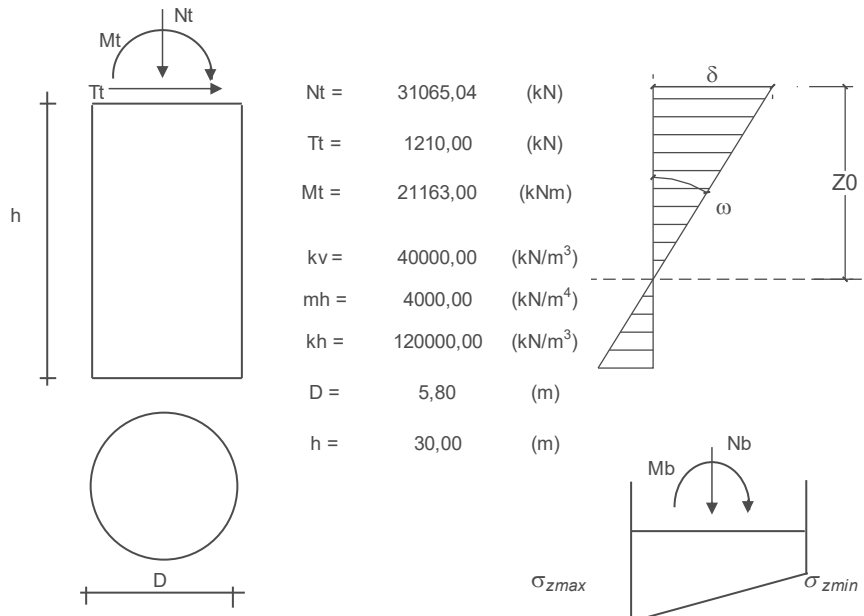
Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / N_b$$

$$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$$

Di seguito sono riepilogati i risultati delle analisi. Lo spostamento orizzontale del pozzo risulta pari a 0,18 cm e tutte le verifiche sono soddisfatte.

Tabella Riepilogativa



$N_t =$	31065,04	(kN)
$T_t =$	1210,00	(kN)
$M_t =$	21163,00	(kNm)
$k_v =$	40000,00	(kN/m ³)
$m_h =$	4000,00	(kN/m ⁴)
$k_h =$	120000,00	(kN/m ³)
$D =$	5,80	(m)
$h =$	30,00	(m)

Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

		N	M	T
		(kN)	(kNm)	(kN)
$z_{Mmax} =$	9,00 (m)	37009,72	27945,51	-37,20
$z_{Nmax} =$	30,00 (m)	50880,64	192,28	0,00
$z_{Tmax} =$	0,00 (m)	31065,04	21163,00	1210,00

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b =$	50880,64	(kN)
$M_b =$	192,28	(kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} =$	1635,82	(kN/m ²)
$\sigma_{zmin} =$	1615,74	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta =$	0,18	(cm)
$\omega =$	0,00009	(rad)
$\omega =$	0,005	(°)

Profondità del centro di rotazione

$z_0 =$	21,34	(m)
---------	-------	-----

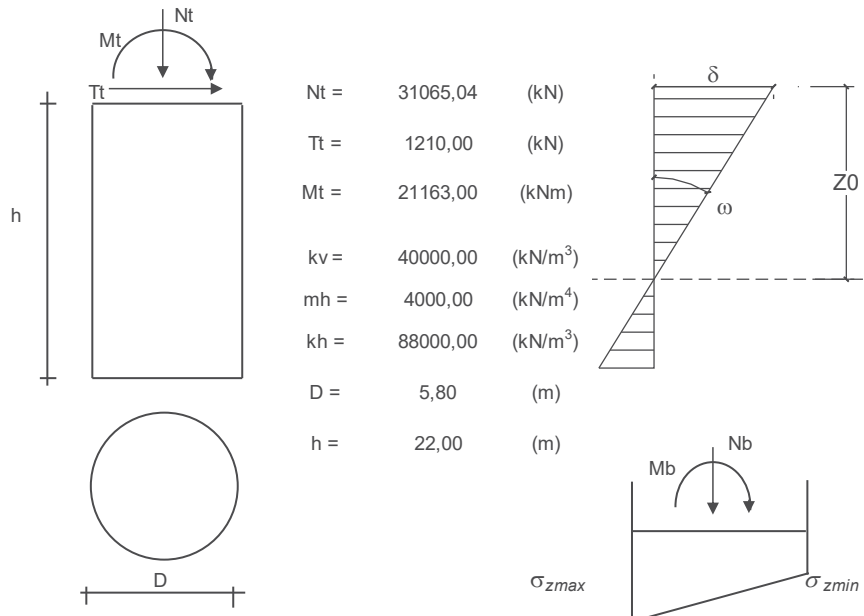
Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / N_b$

$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$

Le analisi sono inoltre state ripetute considerando che, per effetto di fenomeni di scalzamento, la cui quota è stata determinata pari a 14 m dal p.c., la parte del pozzo superiore a tale quota non fornisca contributo resistente. Tutte le verifiche risultano soddisfatte, nella seguente tabella si riepilogano i risultati. In questo caso lo spostamento è pari a 0,39 cm.

Tabella Riepilogativa



$N_t =$	31065,04	(kN)
$T_t =$	1210,00	(kN)
$M_t =$	21163,00	(kNm)
$kv =$	40000,00	(kN/m ³)
$mh =$	4000,00	(kN/m ⁴)
$kh =$	88000,00	(kN/m ³)
$D =$	5,80	(m)
$h =$	22,00	(m)

Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

		N	M	T	
		(kN)	(kNm)	(kN)	
$z_{Mmax} =$	5,87	(m)	34940,09	25766,55	33,25
$z_{Nmax} =$	22,00	(m)	45596,48	564,39	0,00
$z_{Tmax} =$	0,00	(m)	31065,04	21163,00	1210,00

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b =$	45596,48	(kN)
$M_b =$	564,39	(kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} =$	1535,24	(kN/m ²)
$\sigma_{zmin} =$	1476,32	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta =$	0,39	(cm)
$\omega =$	0,00025	(rad)
$\omega =$	0,015	(°)

Profondità del centro di rotazione

$z_0 =$	15,52	(m)
---------	-------	-----

Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / N_b$

$F_s = 7,23 \geq 2,3 = \gamma_R$

➤ **Verifiche giunto tra i pali secanti di fondazione**

Come ulteriore verifica di sicurezza si determina la resistenza a taglio del giunto tra i pali primari e secondari, zona in cui non è presente armatura, che viene confrontato con il taglio agente, considerato cautelativamente agire su un solo giunto, di lunghezza pari alla metà dei pali, ovvero 15m.

Tale verifica è condotta per la sollecitazione di taglio massima agente sulle pile 1-8, sia per lo spessore di progetto del giunto tra i pali, pari a 82 cm, sia nel caso in cui lo spessore dello stesso si riduce a 71 cm per effetto della perdita di verticalità tollerata dal Capitolato Anas e pari al 2% della lunghezza del palo, ovvero nel caso in essere pari a 60 cm.

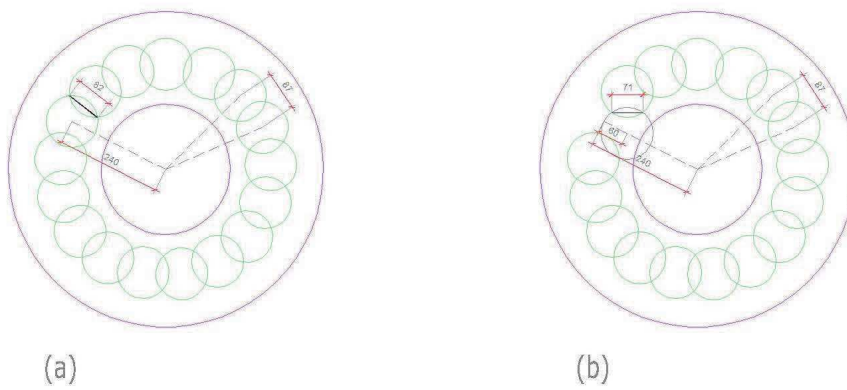


Figura 14: giunto tra i pali

Il taglio massimo agente sulla pila nelle diverse combinazioni di carico è pari a 10041 kN. Lo sforzo normale corrispondente è pari a 21065 kN. La tensione normale agente sui pali è pertanto pari a $\sigma = 1,3$ MPa

Nelle seguenti tabelle si riporta il calcolo della resistenza a taglio del giunto nei due casi sopra evidenziati; le verifiche, condotte in accordo le indicazioni dell'Eurocodice 2, sono ampiamente soddisfatte.

CARATTERISTICHE SUPERFICE GETTO		
a=	larghezza superfice di giunto	82 [cm]
b=	altezza superfice di giunto	15000 [cm]
μ =	caratteristiche scabrezza superfice del getto anziano	0,7
c=	caratteristiche scabrezza superfice del getto anziano	0,45
α =	inclinazione superfice giunto da 45° a 90°	90 [°]
		1,571 [rad]
A_s =	armatura che attraversa l'interfaccia del giunto	0,00 [cm ²]
A_i =	area del giunto	1230000 [cm ²]
ρ =	rapporto A_s/A_i	0,0000
σ_n =	tensione normale prodotta da forza esterna	1,30000 [Mpa]
VERIFICA TAGLIO INTERFACCIA GETTI IN TEMPI DIVERSI		
V_{Rd} =	resistenza di progetto a taglio	178006,23 [kN]
τ_{uRd} =	resistenza unitaria di progetto a taglio	1,45 [Mpa]
V_{Ed} =	valore di progetto del taglio	10041,00 [kN]
esito della verifica:		VERIFICATO

CARATTERISTICHE SUPERFICE GETTO		
a=	larghezza superfice di giunto	71 [cm]
b=	altezza superfice di giunto	15000 [cm]
μ =	caratteristiche scabrezza superfice del getto anziano	0,7
c=	caratteristiche scabrezza superfice del getto anziano	0,45
α =	inclinazione superfice giunto da 45° a 90°	90 [°] 1,571 [rad]
A_s =	armatura che attraversa l'interfaccia del giunto	0,00 [cm ²]
A_i =	area del giunto	1065000 [cm ²]
ρ =	rapporto A_s/A_i	0,0000
σ_n =	tensione normale prodotta da forza esterna	1,30000 [Mpa]
VERIFICA TAGLIO INTERFACCIA GETTI IN TEMPI DIVERSI		
V_{Rd} =	resistenza di progetto a taglio	154127,34 [kN]
τ_{uRd} =	resistenza unitaria di progetto a taglio	1,45 [Mpa]
V_{Ed} =	valore di progetto del taglio	10041,00 [kN]
esito della verifica:		VERIFICATO

10. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI DELLE SPALLE

➤ **Verifiche Spalla SP1**

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 VI06), 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:

$$N_{\text{max}} = 6314,5 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 855,7 \text{ kN}$$

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	9,0	5,0	4,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	18,0	10,0	8,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	27,0	15,0	12,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	37,0	20,0	17,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	47,0	25,0	22,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	57,0	30,0	27,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	67,0	35,0	32,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,0	77,0	40,0	37,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,5	87,0	45,0	42,0	23	22	14	1874	2119	1367	14	1025	1011	0,5
5,0	97,0	50,0	47,0	24	67	43	2097	2371	1530	28	1171	1142	1,0
5,5	107,0	55,0	52,0	24	112	72	2320	2624	1693	42	1316	1274	1,5
6,0	117,0	60,0	57,0	24	156	101	2543	2876	1855	57	1462	1406	2,0
6,5	127,0	65,0	62,0	23	200	129	2766	3128	2018	71	1607	1536	2,5
7,0	137,0	70,0	67,0	22	242	156	2989	3380	2181	85	1751	1667	3,0
7,5	147,0	75,0	72,0	20	282	182	3212	3633	2344	99	1894	1795	3,5
8,0	157,0	80,0	77,0	19	320	206	3435	3885	2506	113	2036	1923	4,0
8,5	167,0	85,0	82,0	21	357	230	3658	4137	2669	127	2177	2050	4,5
9,0	177,0	90,0	87,0	22	397	256	3881	4389	2832	141	2320	2179	5,0
9,5	187,0	95,0	92,0	23	439	283	4104	4642	2995	156	2465	2309	5,5
10,0	197,0	100,0	97,0	24	484	312	4327	4894	3157	170	2610	2440	6,0
10,5	207,0	105,0	102,0	26	530	342	4550	5146	3320	184	2757	2573	6,5
11,0	217,0	110,0	107,0	27	580	374	4773	5398	3483	198	2905	2707	7,0
11,5	227,0	115,0	112,0	28	631	407	4996	5651	3646	212	3055	2843	7,5
12,0	237,0	120,0	117,0	29	685	442	5219	5903	3808	226	3205	2979	8,0
12,5	246,5	125,0	121,5	30	741	478	1443	1632	1053	240	1196	956	8,5

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	256,0	130,0	126,0	32	800	516	1493	1689	1089	254	1256	1001	9,0
13,5	265,5	135,0	130,5	33	860	555	1543	1745	1126	269	1317	1048	9,5
14,0	275,0	140,0	135,0	34	923	595	1594	1802	1163	283	1379	1096	10,0
14,5	284,5	145,0	139,5	35	987	637	1644	1859	1199	297	1442	1146	10,5
15,0	294,0	150,0	144,0	36	1054	680	1694	1916	1236	311	1507	1196	11,0
15,5	303,5	155,0	148,5	37	1123	725	1744	1973	1273	325	1573	1248	11,5
16,0	313,0	160,0	153,0	38	1194	770	1794	2029	1309	339	1640	1300	12,0
16,5	322,5	165,0	157,5	39	1267	818	1844	2086	1346	353	1708	1354	12,5
17,0	332,0	170,0	162,0	41	1343	866	1895	2143	1382	368	1777	1410	13,0
17,5	341,5	175,0	166,5	42	1420	916	1945	2200	1419	382	1848	1466	13,5
18,0	351,0	180,0	171,0	43	1500	967	1995	2256	1456	396	1920	1524	14,0
18,5	360,5	185,0	175,5	44	1581	1020	3692	4176	2694	410	2883	2473	14,5
19,0	370,0	190,0	180,0	45	1665	1074	3783	4279	2760	424	2979	2555	15,0
19,5	379,5	195,0	184,5	46	1751	1130	3874	4381	2827	438	3076	2638	15,5
20,0	389,0	200,0	189,0	47	1839	1186	3965	4484	2893	452	3175	2722	16,0
20,5	398,5	205,0	193,5	48	1929	1245	4056	4587	2959	467	3274	2808	16,5
21,0	408,0	210,0	198,0	50	2021	1304	4147	4690	3026	481	3375	2894	17,0
21,5	417,5	215,0	202,5	51	2116	1365	4238	4793	3092	495	3477	2982	17,5
22,0	427,0	220,0	207,0	52	2212	1427	4328	4895	3158	509	3580	3072	18,0
22,5	436,5	225,0	211,5	53	2311	1491	4419	4998	3225	523	3685	3162	18,5
23,0	446,0	230,0	216,0	54	2411	1556	4510	5101	3291	537	3791	3253	19,0
23,5	455,5	235,0	220,5	55	2514	1622	4601	5204	3357	551	3897	3346	19,5
24,0	465,0	240,0	225,0	56	2619	1690	4692	5306	3424	565	4005	3440	20,0
24,5	474,5	245,0	229,5	57	2726	1759	4783	5409	3490	580	4115	3535	20,5
25,0	484,0	250,0	234,0	59	2836	1829	4874	5512	3556	594	4225	3631	21,0
25,5	493,5	255,0	238,5	60	2947	1901	4965	5615	3622	608	4337	3729	21,5
26,0	503,0	260,0	243,0	61	3060	1974	5055	5718	3689	622	4449	3827	22,0
26,5	512,5	265,0	247,5	62	3176	2049	5146	5820	3755	636	4563	3927	22,5

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)	$q_{p,min}$ (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	522,0	270,0	252,0	63	3294	2125	5237	5923	3821	650	4678	4028	23,0
27,5	531,5	275,0	256,5	64	3413	2202	5328	6026	3888	664	4795	4130	23,5
28,0	541,0	280,0	261,0	65	3535	2281	5419	6129	3954	679	4912	4234	24,0
28,5	550,5	285,0	265,5	66	3659	2361	5510	6232	4020	693	5031	4338	24,5
29,0	560,0	290,0	270,0	68	3786	2442	5601	6334	4087	707	5151	4444	25,0
29,5	569,5	295,0	274,5	69	3914	2525	5692	6437	4153	721	5272	4551	25,5
30,0	579,0	300,0	279,0	70	4044	2609	5783	6540	4219	735	5394	4659	26,0
30,5	588,5	305,0	283,5	71	4177	2695	5873	6643	4286	749	5518	4768	26,5
31,0	598,0	310,0	288,0	72	4311	2782	5964	6745	4352	763	5642	4879	27,0
31,5	607,5	315,0	292,5	73	4448	2870	6055	6848	4418	778	5768	4991	27,5
32,0	617,0	320,0	297,0	74	4587	2959	6146	6951	4485	792	5895	5104	28,0
32,5	626,5	325,0	301,5	75	4728	3050	6237	7054	4551	806	6024	5218	28,5
33,0	636,0	330,0	306,0	77	4871	3143	6328	7157	4617	820	6153	5333	29,0
33,5	645,5	335,0	310,5	78	5017	3236	6419	7259	4683	834	6284	5449	29,5
34,0	655,0	340,0	315,0	79	5164	3332	6510	7362	4750	848	6415	5567	30,0
34,5	664,5	345,0	319,5	80	5313	3428	6600	7465	4816	862	6548	5686	30,5
35,0	674,0	350,0	324,0	81	5465	3526	6691	7568	4882	877	6683	5806	31,0
35,5	683,5	355,0	328,5	82	5619	3625	6782	7671	4949	891	6818	5927	31,5
36,0	693,0	360,0	333,0	83	5775	3726	6873	7773	5015	905	6954	6050	32,0
36,5	702,5	365,0	337,5	84	5933	3828	6964	7876	5081	919	7092	6173	32,5
37,0	712,0	370,0	342,0	86	6093	3931	7055	7979	5148	933	7231	6298	33,0
37,5	721,5	375,0	346,5	87	6255	4035	7146	8082	5214	947	7371	6424	33,5
38,0	731,0	380,0	351,0	88	6419	4142	7237	8184	5280	961	7513	6551	34,0
38,5	740,5	385,0	355,5	89	6586	4249	7328	8287	5347	975	7655	6680	34,5
39,0	750,0	390,0	360,0	90	6754	4358	7418	8390	5413	990	7799	6809	35,0
39,5	759,5	395,0	364,5	91	6925	4468	7509	8493	5479	1004	7944	6940	35,5
40,0	769,0	400,0	369,0	92	7098	4579	7600	8596	5546	1018	8090	7072	36,0

Tabella 9: 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 e ipotizzando un'armatura di $28\phi 26$ 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.

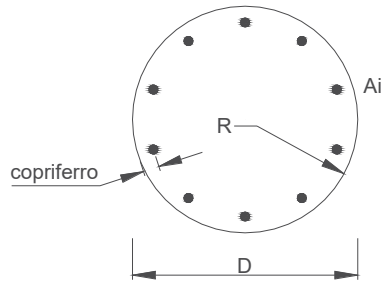
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 0 (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)
28	φ 26	14866	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2716,4$ (kN m)

Inserisci

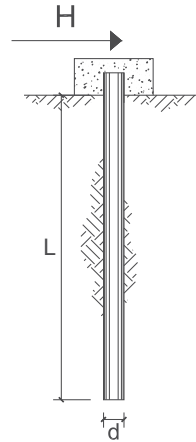
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_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 =	36,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	2700,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	33,39	(°)	$\phi'_{min} =$	30,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	33,39	(°)	$\phi'_{min,d} =$	30,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	3,45	(-)	$k_{p,min} =$	3,00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19,22	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	855,67	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 154595,70$ (kN) $H1_{min} = 134524,80$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 51606,90$ (kN) $H2_{min} = 44916,60$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1986,06$ (kN) $H3_{min} = 1896,10$ (kN)

$H_{med} = 1986,06$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1896,10$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 1203,68$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 925,90$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 855,67$ (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.

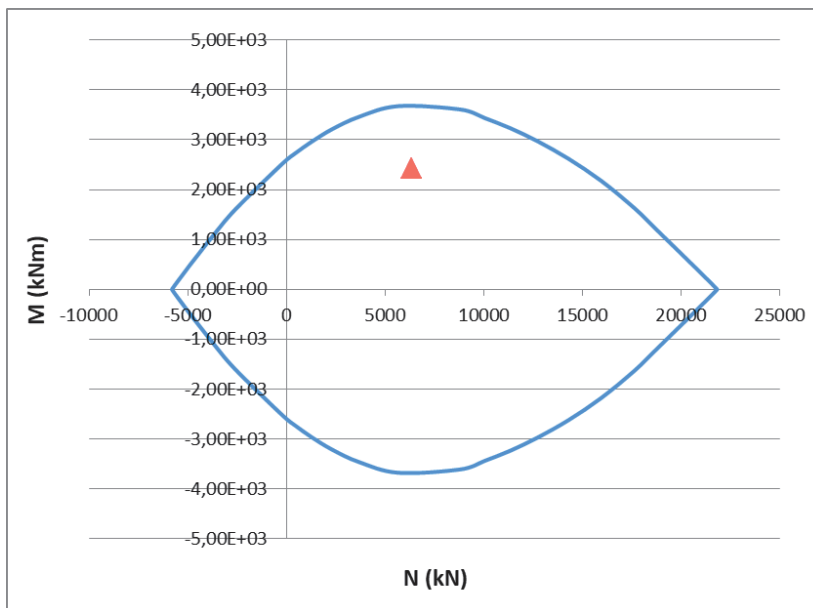
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 2428,7 \text{ kNm}$$

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 _{Rs d}	1130,87	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	855,67	kN
	Verifica	Vd < VRd	
		OK	

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 3,1 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	32	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2304,56	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	33,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,93	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	4,2	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	15		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,22474	-	
R_g	0,49	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	31,2	mm	<i>Cedimento palificata</i>

➤ **Verifiche Spalla SP2**

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 VI06), 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:

$$N_{\text{max}} = 6314,5 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 855,7 \text{ kN}$$

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	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	70,0	35,0	35,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,0	80,0	40,0	40,0	24	23	15	1784	2018	1302	14	977	963	0,5
4,5	90,0	45,0	45,0	25	70	45	2007	2270	1465	28	1124	1096	1,0
5,0	100,0	50,0	50,0	25	117	76	2231	2523	1628	42	1271	1229	1,5
5,5	110,0	55,0	55,0	25	165	107	2454	2775	1790	57	1419	1362	2,0
6,0	120,0	60,0	60,0	25	212	137	2677	3027	1953	71	1566	1495	2,5
6,5	130,0	65,0	65,0	24	258	167	2900	3279	2116	85	1712	1627	3,0
7,0	140,0	70,0	70,0	23	302	195	3123	3532	2279	99	1857	1758	3,5
7,5	150,0	75,0	75,0	21	344	222	3346	3784	2441	113	2001	1888	4,0
8,0	160,0	80,0	80,0	20	383	247	3569	4036	2604	127	2144	2017	4,5
8,5	170,0	85,0	85,0	21	422	272	3792	4289	2767	141	2286	2145	5,0
9,0	180,0	90,0	90,0	23	463	299	4015	4541	2930	156	2430	2274	5,5
9,5	190,0	95,0	95,0	24	507	327	4238	4793	3092	170	2575	2405	6,0
10,0	200,0	100,0	100,0	25	553	357	4461	5045	3255	184	2721	2537	6,5
10,5	209,5	105,0	104,5	26	601	388	1253	1418	915	198	1015	817	7,0
11,0	219,0	110,0	109,0	27	651	420	1304	1474	951	212	1070	858	7,5
11,5	228,5	115,0	113,5	28	704	454	1354	1531	988	226	1126	900	8,0
12,0	238,0	120,0	118,0	30	758	489	1404	1588	1024	240	1184	944	8,5
12,5	247,5	125,0	122,5	31	815	526	1454	1645	1061	254	1243	989	9,0

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}
13,0	257,0	130,0	127,0	32	874	564	1504	1701	1098	269	1303	1035	9,5
13,5	266,5	135,0	131,5	33	934	603	1554	1758	1134	283	1364	1082	10,0
14,0	276,0	140,0	136,0	34	997	644	1605	1815	1171	297	1427	1130	10,5
14,5	285,5	145,0	140,5	35	1063	686	1655	1872	1207	311	1491	1180	11,0
15,0	295,0	150,0	145,0	36	1130	729	1705	1928	1244	325	1555	1230	11,5
15,5	304,5	155,0	149,5	37	1199	774	1755	1985	1281	339	1622	1282	12,0
16,0	314,0	160,0	154,0	39	1271	820	1805	2042	1317	353	1689	1335	12,5
16,5	323,5	165,0	158,5	40	1344	867	1856	2099	1354	368	1757	1390	13,0
17,0	333,0	170,0	163,0	41	1420	916	1906	2155	1391	382	1827	1445	13,5
17,5	342,5	175,0	167,5	42	1498	966	1956	2212	1427	396	1898	1502	14,0
18,0	352,0	180,0	172,0	43	1578	1018	2006	2269	1464	410	1970	1560	14,5
18,5	361,5	185,0	176,5	44	1660	1071	2056	2326	1500	424	2043	1619	15,0
19,0	371,0	190,0	181,0	45	1744	1125	2107	2382	1537	438	2117	1679	15,5
19,5	380,5	195,0	185,5	46	1831	1181	2157	2439	1574	452	2193	1740	16,0
20,0	390,0	200,0	190,0	48	1919	1238	2207	2496	1610	467	2270	1803	16,5
20,5	399,5	205,0	194,5	49	2010	1297	2257	2553	1647	481	2347	1867	17,0
21,0	409,0	210,0	199,0	50	2103	1356	2307	2609	1684	495	2427	1932	17,5
21,5	418,5	215,0	203,5	51	2197	1418	2357	2666	1720	509	2507	1998	18,0
22,0	428,0	220,0	208,0	52	2294	1480	2408	2723	1757	523	2588	2065	18,5
22,5	437,5	225,0	212,5	53	2393	1544	2458	2780	1793	537	2671	2134	19,0
23,0	447,0	230,0	217,0	54	2495	1609	2508	2837	1830	551	2755	2204	19,5
23,5	456,5	235,0	221,5	55	2598	1676	2558	2893	1867	565	2840	2275	20,0
24,0	466,0	240,0	226,0	57	2703	1744	2608	2950	1903	580	2926	2347	20,5
24,5	475,5	245,0	230,5	58	2811	1814	2659	3007	1940	594	3014	2420	21,0
25,0	485,0	250,0	235,0	59	2921	1884	2709	3064	1976	608	3103	2495	21,5
25,5	494,5	255,0	239,5	60	3032	1956	2759	3120	2013	622	3192	2570	22,0
26,0	504,0	260,0	244,0	61	3146	2030	2809	3177	2050	636	3283	2647	22,5
26,5	513,5	265,0	248,5	62	3262	2105	5167	5843	3770	650	4623	3972	23,0

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	523,0	270,0	253,0	63	3381	2181	5257	5946	3836	664	4738	4074	23,5
27,5	532,5	275,0	257,5	64	3501	2259	5348	6049	3902	679	4855	4176	24,0
28,0	542,0	280,0	262,0	66	3623	2338	5439	6152	3969	693	4972	4280	24,5
28,5	551,5	285,0	266,5	67	3748	2418	5530	6254	4035	707	5091	4385	25,0
29,0	561,0	290,0	271,0	68	3874	2500	5621	6357	4101	721	5212	4491	25,5
29,5	570,5	295,0	275,5	69	4003	2583	5712	6460	4168	735	5333	4598	26,0
30,0	580,0	300,0	280,0	70	4134	2667	5803	6563	4234	749	5456	4706	26,5
30,5	589,5	305,0	284,5	71	4267	2753	5894	6665	4300	763	5579	4816	27,0
31,0	599,0	310,0	289,0	72	4402	2840	5984	6768	4367	778	5704	4927	27,5
31,5	608,5	315,0	293,5	73	4539	2929	6075	6871	4433	792	5830	5039	28,0
32,0	618,0	320,0	298,0	75	4679	3019	6166	6974	4499	806	5958	5152	28,5
32,5	627,5	325,0	302,5	76	4820	3110	6257	7077	4566	820	6086	5266	29,0
33,0	637,0	330,0	307,0	77	4964	3203	6348	7179	4632	834	6216	5382	29,5
33,5	646,5	335,0	311,5	78	5110	3297	6439	7282	4698	848	6347	5498	30,0
34,0	656,0	340,0	316,0	79	5257	3392	6530	7385	4765	862	6479	5616	30,5
34,5	665,5	345,0	320,5	80	5407	3489	6621	7488	4831	877	6612	5736	31,0
35,0	675,0	350,0	325,0	81	5560	3587	6712	7591	4897	891	6746	5856	31,5
35,5	684,5	355,0	329,5	82	5714	3686	6802	7693	4963	905	6882	5977	32,0
36,0	694,0	360,0	334,0	84	5870	3787	6893	7796	5030	919	7019	6100	32,5
36,5	703,5	365,0	338,5	85	6029	3889	6984	7899	5096	933	7157	6224	33,0
37,0	713,0	370,0	343,0	86	6189	3993	7075	8002	5162	947	7296	6349	33,5
37,5	722,5	375,0	347,5	87	6352	4098	7166	8104	5229	961	7437	6475	34,0
38,0	732,0	380,0	352,0	88	6517	4204	7257	8207	5295	975	7578	6603	34,5
38,5	741,5	385,0	356,5	89	6684	4312	7348	8310	5361	990	7721	6731	35,0
39,0	751,0	390,0	361,0	90	6853	4421	7439	8413	5428	1004	7865	6861	35,5
39,5	760,5	395,0	365,5	91	7024	4531	7529	8516	5494	1018	8010	6992	36,0
40,0	770,0	400,0	370,0	93	7197	4643	7620	8618	5560	1032	8156	7124	0,0

Tabella 10: 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 e ipotizzando un'armatura di $28\phi 26$ 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.

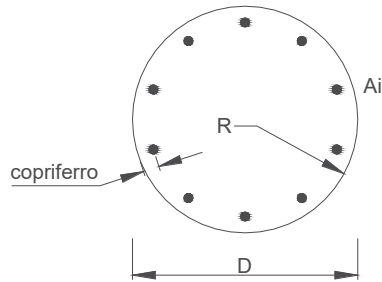
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = 0 (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)
28	φ 26	14866	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2716,4$ (kN m)

Inserisci

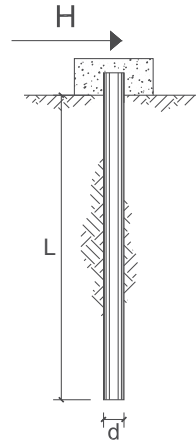
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_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 =	36,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	2700,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	32,39	(°)	$\phi'_{min} =$	30,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	32,39	(°)	$\phi'_{min,d} =$	30,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	3,31	(-)	$k_{p,min} =$	3,00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19,18	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	855,67	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 147979,44$ (kN) $H1_{min} = 134233,20$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 49401,48$ (kN) $H2_{min} = 44819,40$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1957,32$ (kN) $H3_{min} = 1894,73$ (kN)

$H_{med} = 1957,32$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1894,73$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 1186,25$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 912,50$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 855,67$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,07$

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.

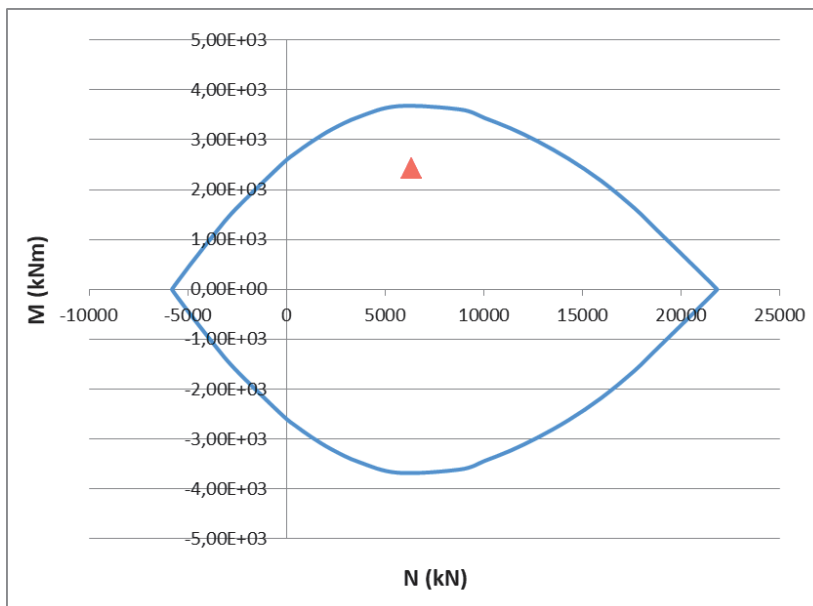
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_{hr} , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 2428,7 \text{ kNm}$$

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 _{Rs d}	1130,87	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	855,67	kN
	Verifica	Vd < VRd	
OK			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 3,1 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

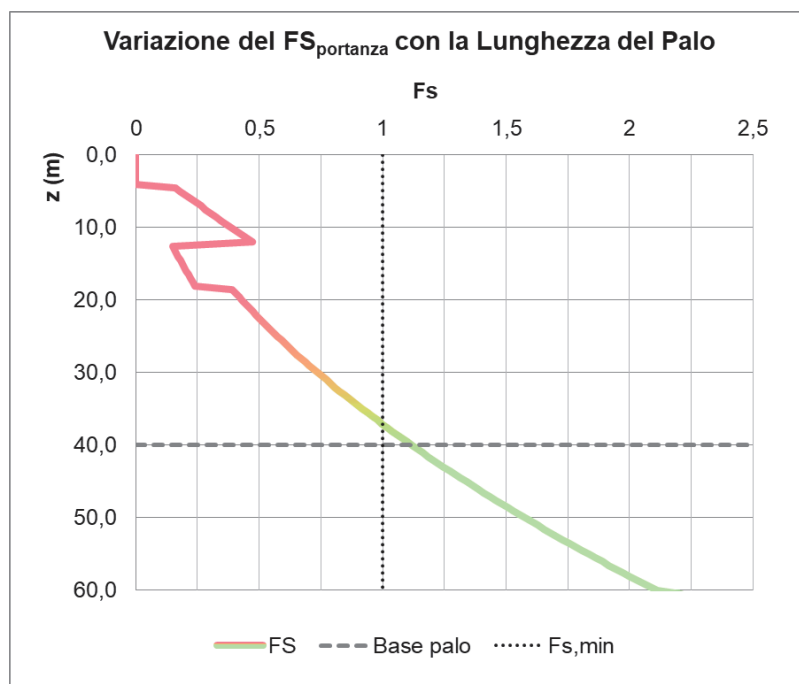
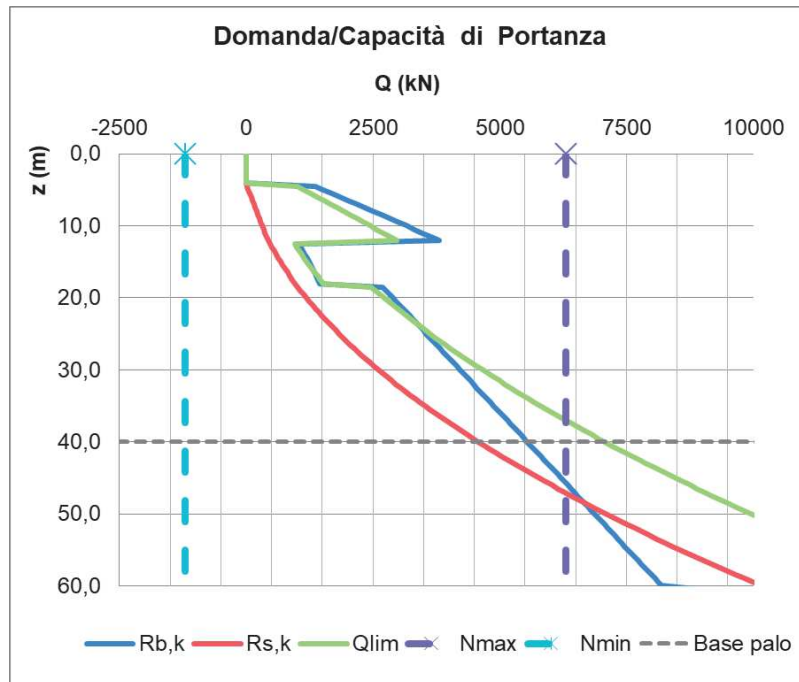
D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	36	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	32	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2304,56	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	33,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,93	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	4,2	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	15		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,22474	-	
R_g	0,49	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	31,2	mm	<i>Cedimento palificata</i>

11. RIEPILOGO FONDAZIONI

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle pile e delle spalle del Viadotto VI06 e le verifiche di capacità. Per le pile del viadotto la condizione più cautelativa è dimensionante è relativa alla modellazione della coronella di pali, a cui si farà pertanto riferimento.

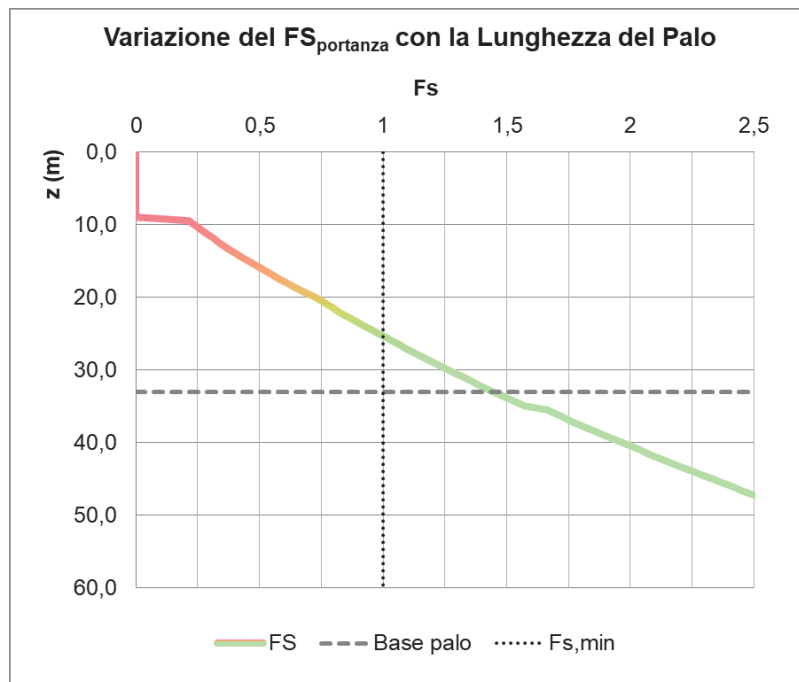
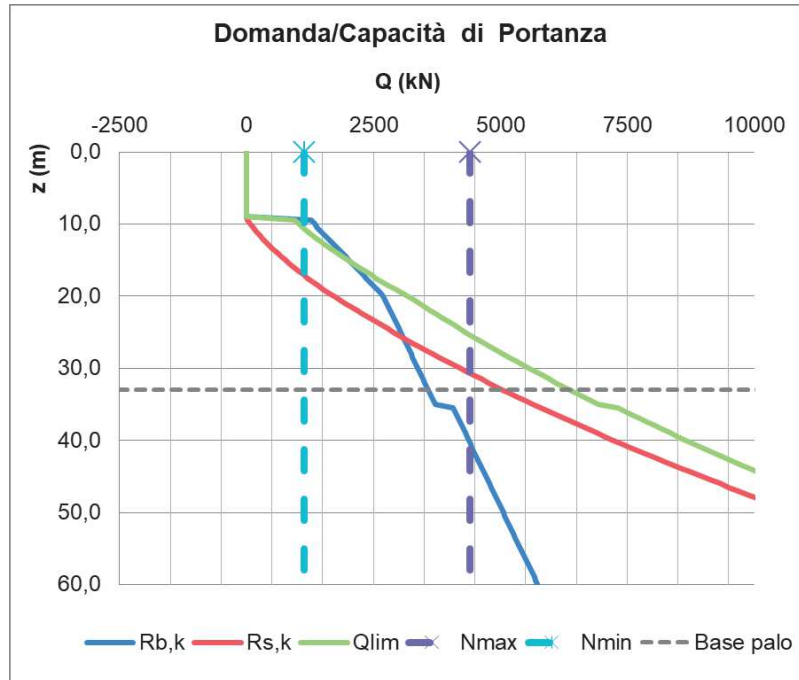
Spalla SP1

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
15	1,20	36	28φ26	70	1,12	1,08	3,1



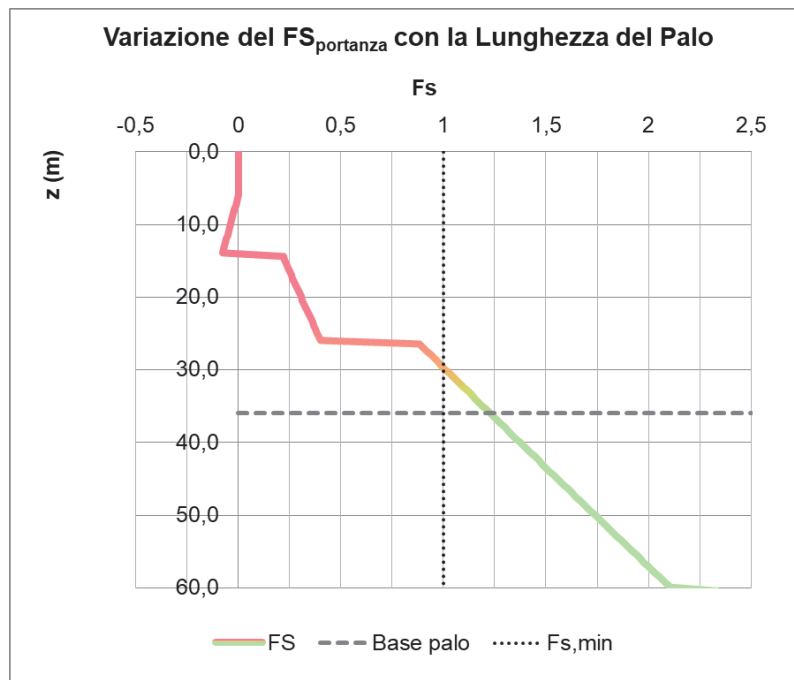
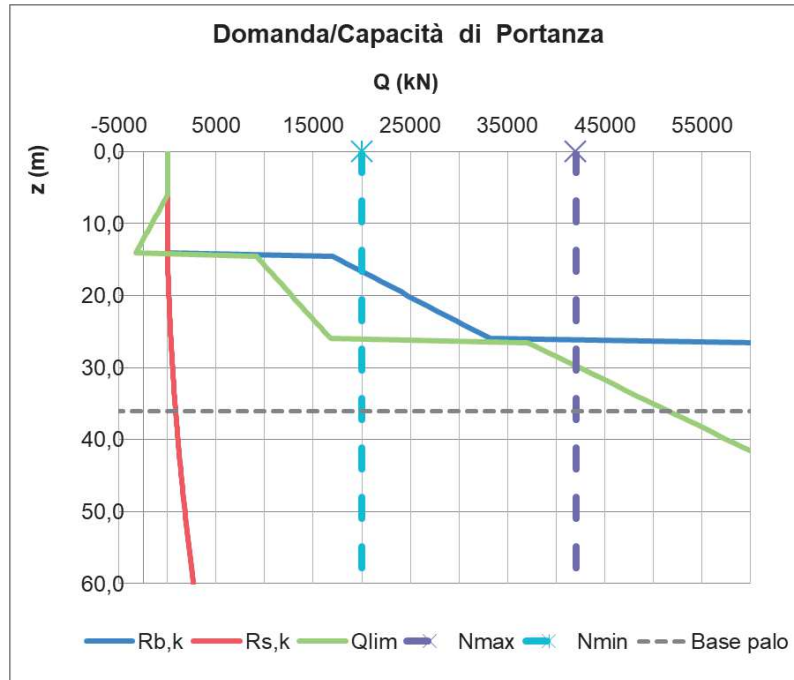
Pile 1-3

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
17	1,20	30	24φ26	70	1,45	1,79	4,5



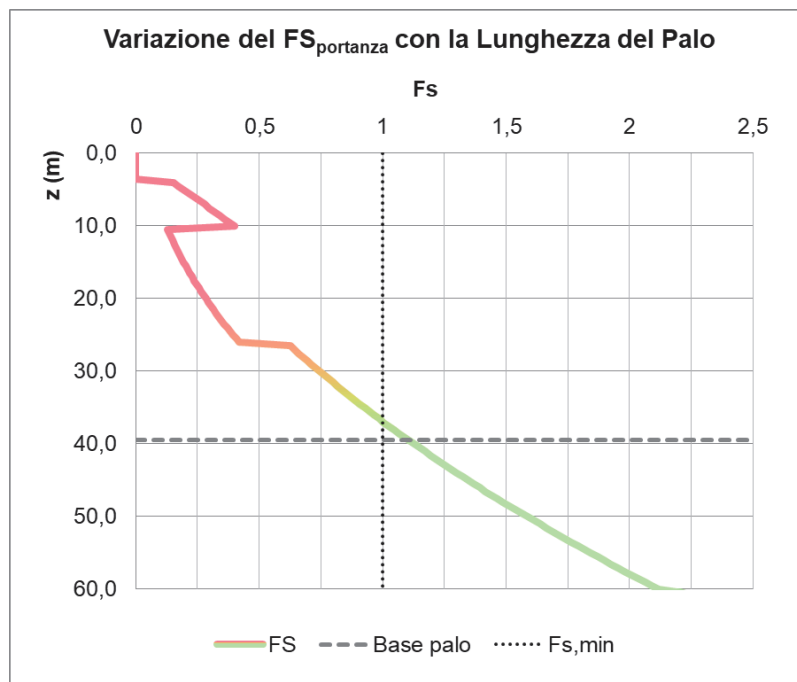
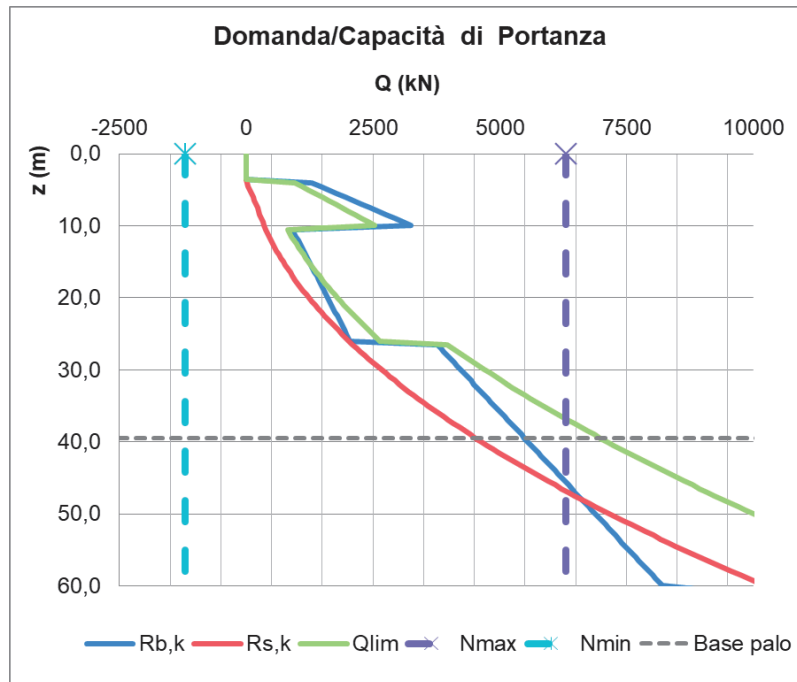
Pile 4-8

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
17	1,20	30	24φ26	70	1,23	1,42	4,5



Spalla SP2

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
15	1,20	36	28φ26	70	1,11	1,07	2,9



12. VERIFICHE OPERE PROVVISORIALI

➤ *Paratia di protezione argine*

In applicazione del Regio Decreto n. 523 del 25.07.1904, art. 96 Lettera f, gli argini del fiume Sesia saranno protetti mediante una paratia di pali $\phi 1000$ ad interasse 1,1m di lunghezza pari a 16m che sarà realizzata in corrispondenza delle pile n.1 e n.8.

La massima altezza di scavo, e quindi di sbalzo della paratia, sarà pari a 4,5m.

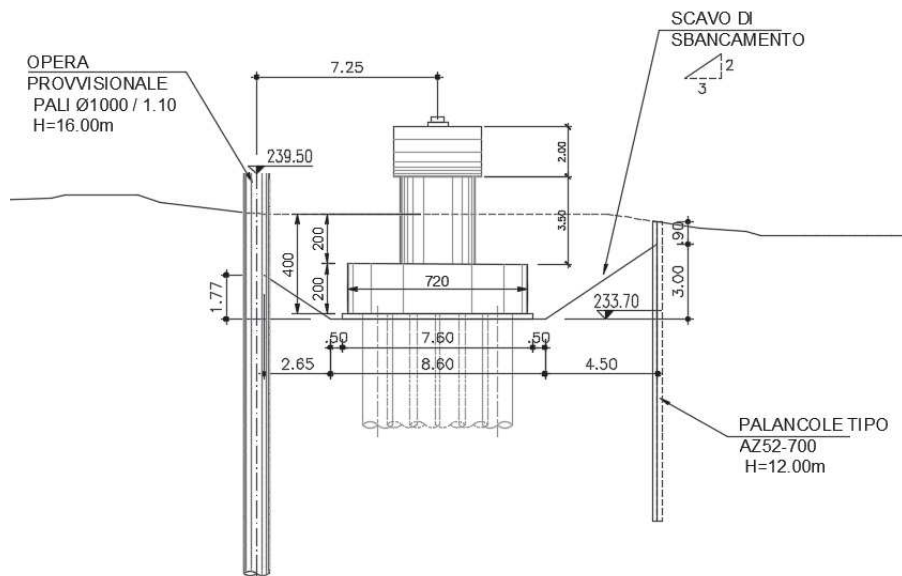


Figura 15: schema paratia provvisoriale pila n.1

La scelta sulla tipologia di palancola è stata basata sulle correlazioni di letteratura tra i risultati delle prove SPT ed il modulo della rigidità delle palancole. La palancola 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 11: Correlazione tra prove SPT e rigidità delle Palancole, tratta da "Installation of steel sheet piles" (edito da TESP: Technical European Sheet Piling Association, 1998).

Per il caso in oggetto le prove SPT condotte nei sondaggi di riferimento, S19 e S21, 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 $3000 \text{ cm}^3/\text{m}$.

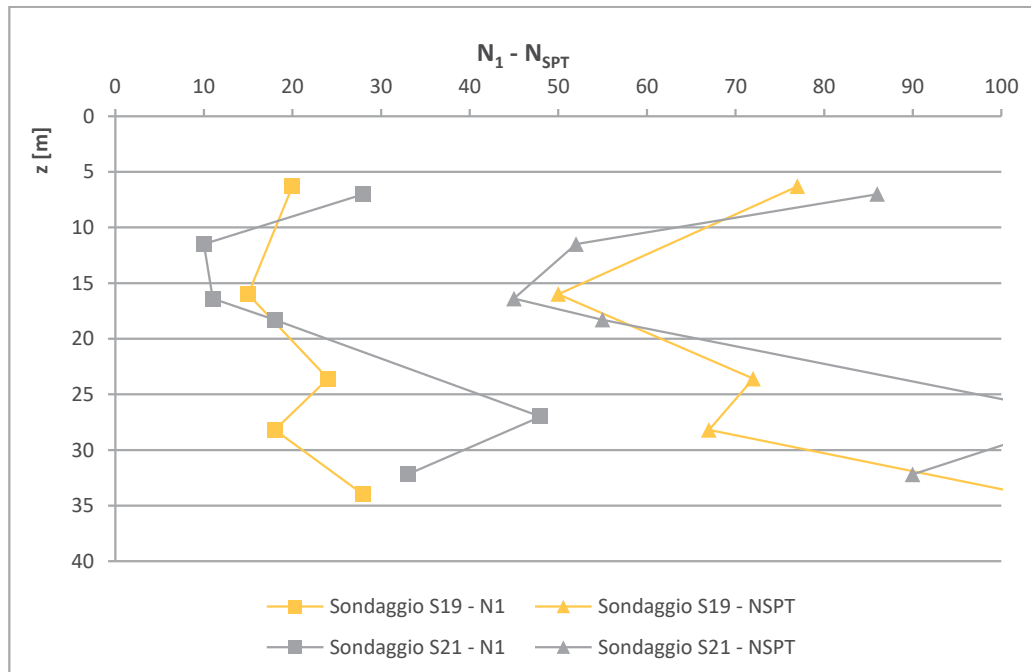


Figura 16: Risultati prove SPT sondaggi S19 e S21

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 $K_0 = 1 - \sin\phi'$;

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 rigidezza delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidezza in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. 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 $q = 5 \text{ kN/m}^2$.

- 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.

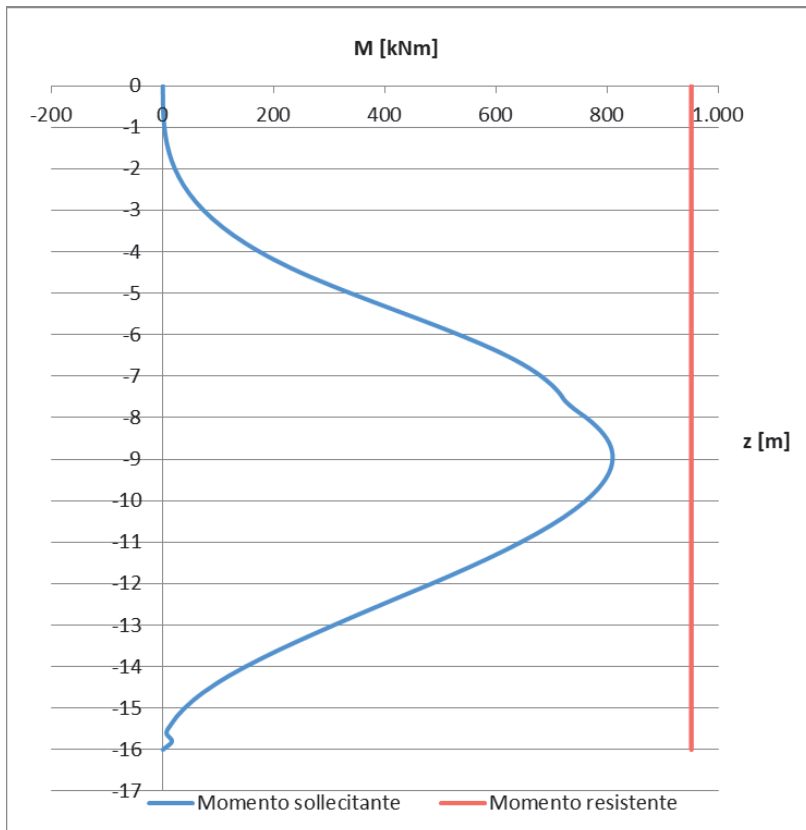
Si considera una spinta dell'acqua sui diaframmi laterali che ha un andamento triangolare delle tensioni triangolare il cui valore massimo alla base è pari a:

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

Nella seguenti figure si riporta l'involuppo dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio agenti sulla paratia (in blu) ed i rispettivi valori di resistenza del palo armato (in rosso).

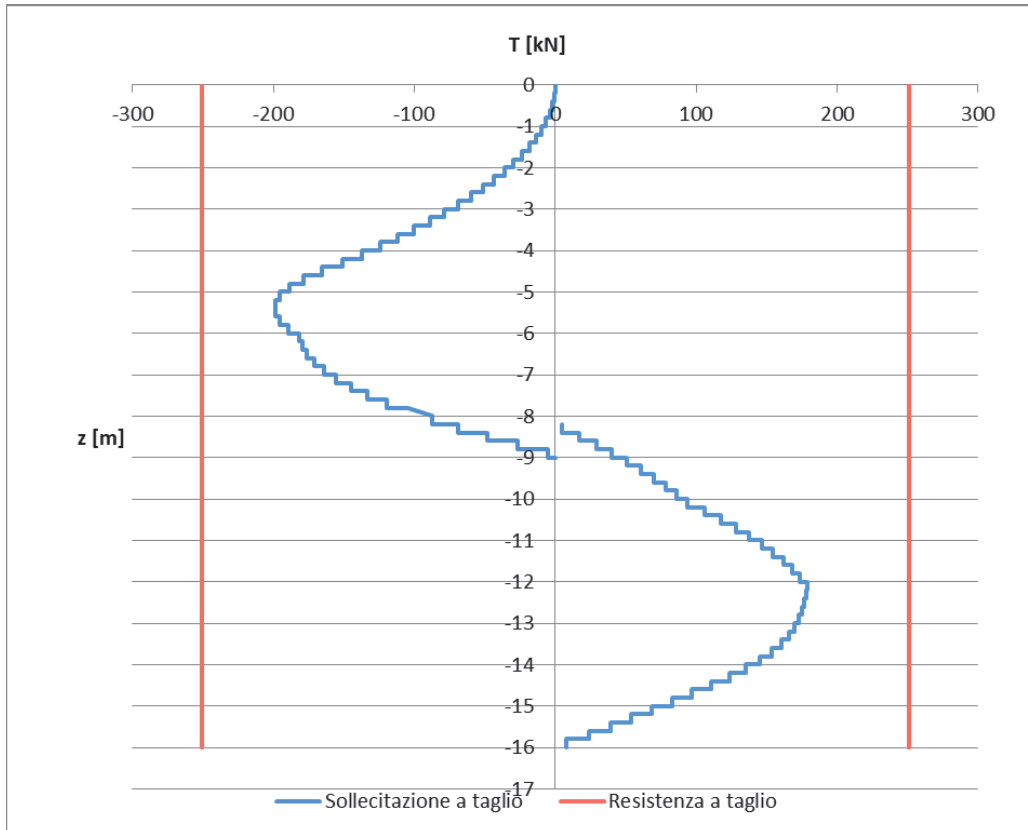
Per la verifica a pressoflessione la sezione sarà armata con n.20 barre $\phi 20$, con un momento resistente pari a:

$$M_R = 951,2 \text{ kNm}$$



Per la verifica a taglio la sezione sarà invece armata con una spirale $\phi 8$ con passo 12 cm.

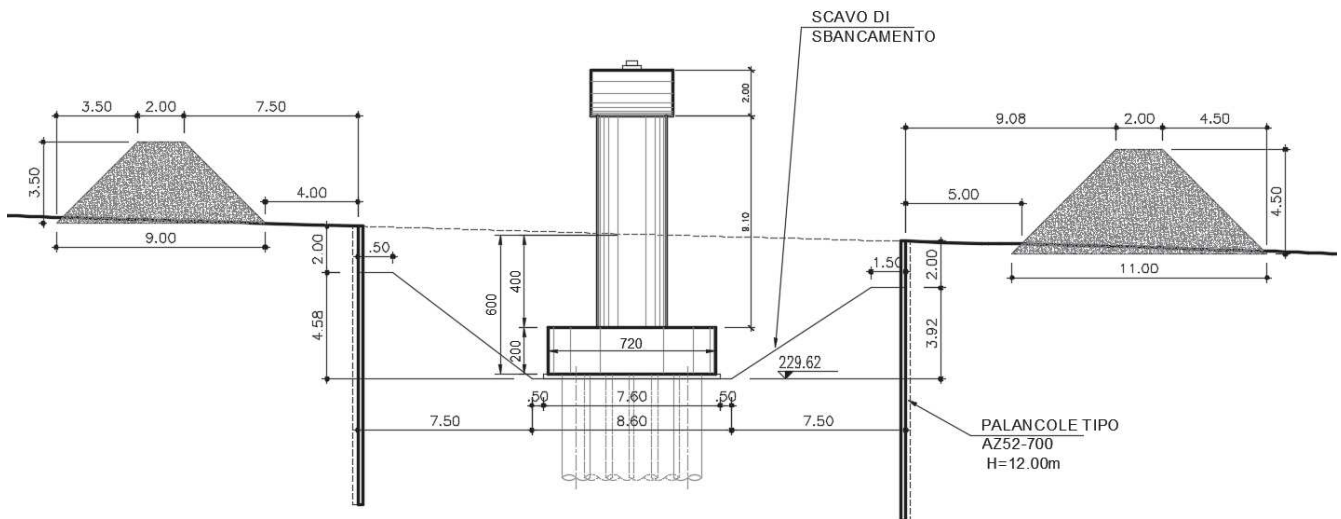
$$T_R = 250,9 \text{ kN}$$



Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1000	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	860	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	774	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	680,4	mm
Braccio delle forze interno	z	612,36	mm
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	k	1,17	<=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	120	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	-
	v	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctgθ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V _{Rcd}	1634,37	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V _{Rsd}	250,93	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	250,93	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	198,50	kN
	Verifica	Vd < VRd	
OK			

➤ **Palancole e ture**

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.



Schema palancole e ture tipologico

Le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo "Paratie 2017 plus" Lic. ANAS in analogia a quanto precedentemente esposto per le paratie di protezione argine.

Al fine di contenere e minimizzare gli spostamenti orizzontali della palancole saranno inoltre realizzate berme all'interno degli scavi.

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 $q_v = 5 \text{ kN/m}^2$.

- Sovraccarico dovuto alla presenza delle ture

Ture di protezione da piene ($T_r=3$ anni) saranno realizzate in prossimità delle aree di scavo, a distanza non minore di 3m dalle palancole, al fine di proteggere gli scavi da possibili onde di piena. Nei modelli di calcolo è stato pertanto considerato tale sovraccarico, variabile in funzione dell'altezza della tura.

- 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. Inoltre per considerare la

possibilità di piene nei modelli di carico è stato considerato il sovraccarico determinato dal livello di piena, nella zona esterna alle ture.

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:

$$S_{ah} = \gamma_w \cdot h$$

Le massime sollecitazioni agenti sulla palancola risultano pari a:

$$M_S = 120,4 \text{ kNm}$$

$$T_S = 40,4 \text{ kN}$$

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

$$M_R = 1350,2 \text{ kNm}$$

$$T_R = 2137,8 \text{ kN}$$

Inoltre per palancole e ture è stata condotta l'analisi di stabilità globale.

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 $F_{sadm} = \gamma_R = 1.1$, in condizioni statiche e pseudostatiche.

Le verifiche di stabilità globale delle sponde laterali delle ture in materiale sciolto sono state eseguite considerando la sezione geometrica più sfavorevole Figura 17: sezione tipo tura provvisoria in materiale sciolto, avente massima altezza, e parametri geotecnici riportati in Tabella 12:

Descrizione	γ	c'	ϕ'
[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]
Terreno argilloso tipo A-6 (CNR UNI 10006)	18,00	5,00	28,00
Pietrame di media pezzatura	16,00	0,00	40,00
Terreno in situ di fondazione – Ug5	19,00	0,00	36,00

Tabella 12: parametri geotecnici delle ture in terra

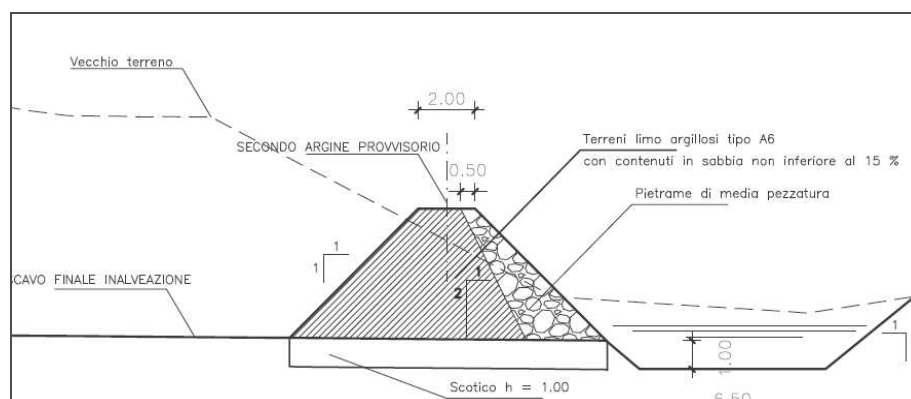


Figura 17: sezione tipo tura provvisoria in materiale sciolto

In aggiunta, è stata condotta la verifica di stabilità globale del fronte di sbancamento protetto con opere di protezione provvisoria con palancole (Figura 18); nella seguente Tabella 13 viene riportato il modello stratigrafico di calcolo:

Stratigrafia		Parametri geotecnici				
Prof. [m]	Unità Geotecnica	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	
0,0	12,00	Ug5	19,00	20,00	0,00	36,00
1,2	18,00	Ug1	19,50	20,00	5,00	26,00
5,0	24,00	Ug3	19,50	20,00	0,00	29,00

Tabella 13: modello stratigrafico per le analisi di stabilità

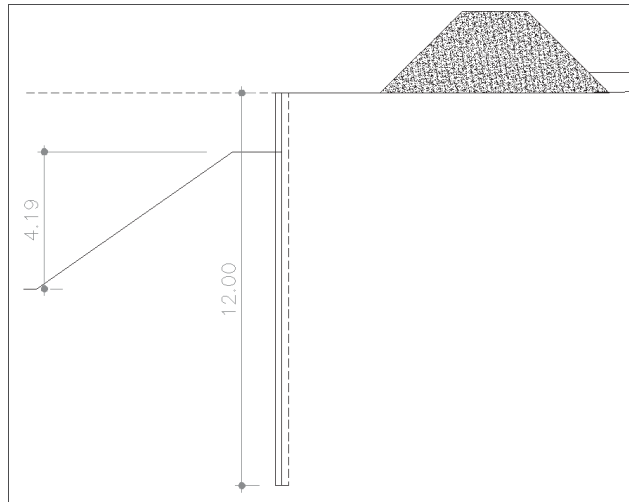


Figura 18: sezione di calcolo sbancamento con inserimento di palacola

Come spiegato in precedenza verranno assunti i parametri caratteristici dividendo i valori riportati in tabella per γ_ϕ e γ_c .

Le verifiche di stabilità globale sono state realizzate 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.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte in ottemperanza al D.M. 14/01/2008 ("NTC2008") con verifica agli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura) sia in condizioni statiche che sismiche. Le analisi condotte sono rappresentate graficamente nelle figure seguenti disposte come indicato in Tabella 14:

N°	Descrizione	Figura di riferimento
1	Argine provvisorio sponda dx	Figura 19
2	Argine provvisorio sponda sx	Figura 20
3	Sbancamento con palancola	Figura 21

Tabella 14: sintesi delle figure riferite a ciascuna sezione

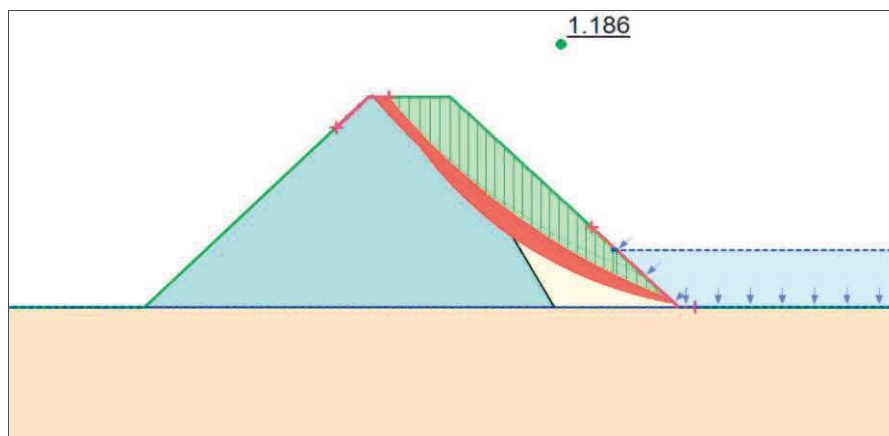


Figura 19: verifica di stabilità globale argine provvisorio sponda dx - $FS_{min}=1.86$

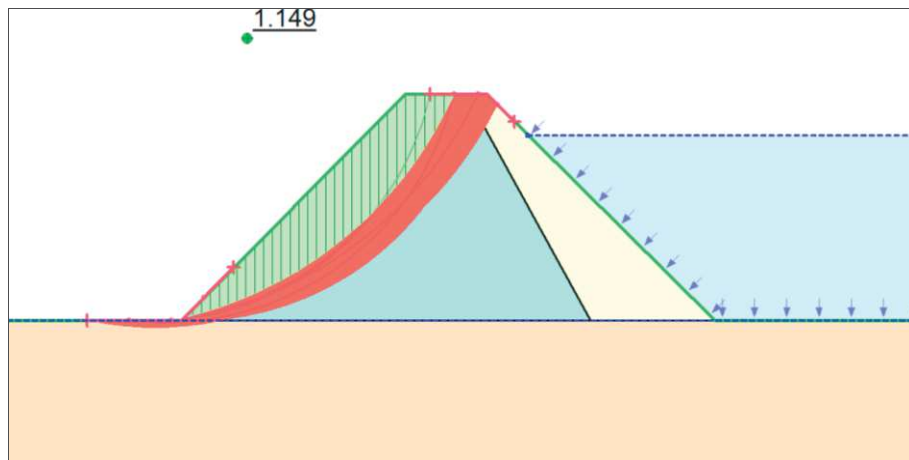


Figura 20: verifica di stabilità globale argine provvisorio sponda sx- $FS_{min}=1.103$

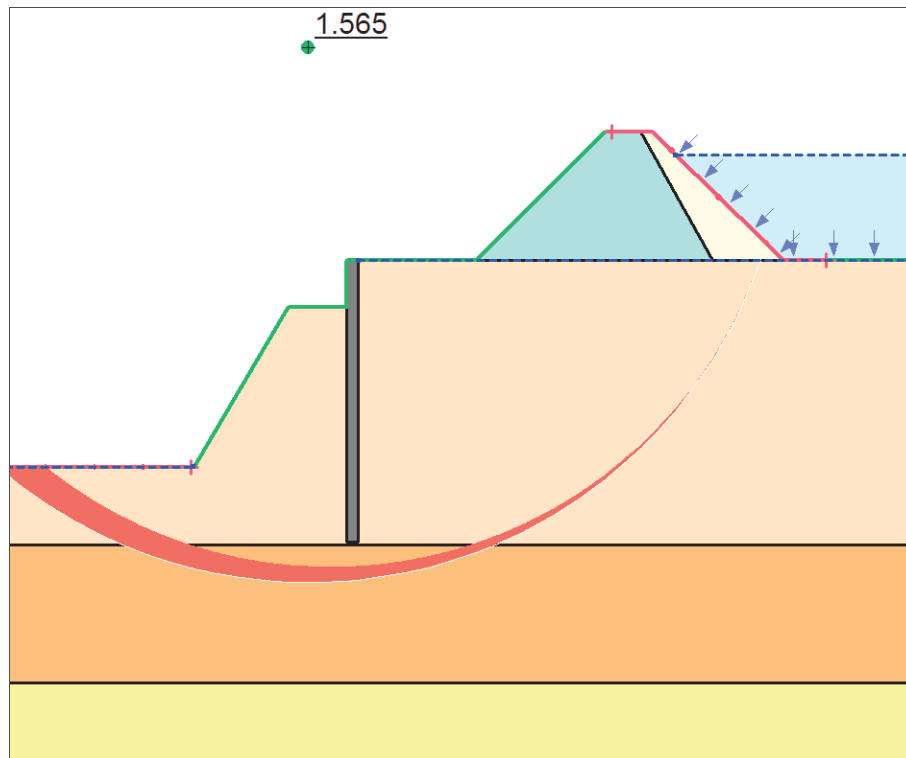


Figura 21: Verifica stabilità globale sbancamento con inserimento di palancola sez-21 - $FS_{min}=1.103$

Si riportano in Tabella 15 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	Argine provvisorio sponda dx	1,186
2	Argine provvisorio sponda sx	1,164
3	Sbancamento con palancola	1,565

Tabella 15: tabella di sintesi dei fattori di sicurezza

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

13. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del viadotto "VI06" sul fiume Sesia, previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme, 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 15 pali $\phi 1200$ L = 36 m;
- Pile: fondazioni profonde costituite da un pozzo di 17 pali secanti $\phi 1200$ L = 30m.

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

- Spalla SP1: 3,1 cm
- Pile: 4,5 cm
- Spalla SP2: 2,9 cm

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

- a. paratie di protezione dell'argine, realizzate in applicazione del Regio Decreto n. 523 del 25.07.1904, art. 96 Lettera f, che saranno realizzate mediante pali DN1000 ad interasse 1,1m di lunghezza pari a 16m;
- b. ture provvisorie in materiale impermeabile, nell'intorno delle pile, a protezione dell'area di lavoro, da piene provvisorie con periodo di ritorno pari a 3 anni, la cui altezza è variabile tra 2,5 e 5,5m in funzione dell'orografia dell'alveo del Sesia;
- c. palancole a protezione degli scavi, costituite da profili di tipo AZ 52-700, di lunghezza pari a 12m.

Allegati:

Relazione di calcolo paratia di protezione argine (con Tabelle di Calcolo)

Relazione di calcolo palancole (con Tabelle di Calcolo)

Tabelle di Calcolo

- Verifiche di Stabilità del complesso delle opere provvisorie